



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO ESTRUCTURADO DE MANERA INDEPENDIENTE
PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.**

TEMA:

**“ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA
PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA
METÁLICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE
UN SISMO”.**

AUTOR: Ana Gabriela Garzón Freire.

TUTOR: Ing. Mg. Carlos Navarro Peñaherrera

AMBATO – ECUADOR

ABRIL 2015

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor de la presente Tesis de grado, previo a la obtención del título de Ingeniera Civil, bajo el tema “ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METÁLICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO”, ejecutado por la señorita Ana Gabriela Garzón Freire, egresada de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, certifico que la presente tesis fue elaborada en su totalidad por el autor y ha sido concluida en forma total, en apego al plan de tesis aprobado.

Ing. Mg. Carlos Navarro

TUTOR DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

AUTORÍA DE DESARROLLO DE INVESTIGACIÓN

Declaro que los criterios expresados en la investigación denominada “ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METÁLICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO”, así como también las ideas, análisis, conclusiones y propuestas son originales, auténticas y de exclusiva responsabilidad del autor.

Ana Gabriela Garzón Freire

C.I. 180427583-0

DEDICATORIA

A mis padres, Hernán y Elina, quienes han sabido brindarme lo mejor, llevándome por el camino del bien y transformándome en una mujer útil para la sociedad. Con su gran amor y abnegación me han apoyado para culminar con éxito esta meta; con toda sinceridad dedico a ellos este trabajo, con la esperanza de que siempre brillen con su presencia en todos los actos de mi vida.

A mis hermanas, Andrea y Doménica, quienes siempre me dieron su apoyo y me alentaron a seguir adelante.

A una persona muy especial, José, que me brindó su apoyo y me dió palabras de aliento en todo momento.

AGRADECIMIENTO.

Al llegar a la cumbre de mi meta trazada, doy gracias a Dios por brindarme la existencia y sus bendiciones.

A mis padres, que con su amor me dieron la vida y proyectaron en mí la superación en todo lo que me he propuesto.

A la empresa NOVACERO S.A. de manera especial al Gerente General Ing. Ramiro Garzón por el apoyo brindado en la realización de mi tesis.

A la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de manera especial a mis maestros, quienes con su intelecto, han preparado mi ser para el futuro, augurando el mejor de los éxitos en la preparación de generaciones venideras.

Al Ing. Carlos Navarro mi asesor por su orientación y asesoría en mi tesis.

ÍNDICE DE CONTENIDO

PÁGINAS PRELIMINARES

PORTADA.....	i
CERTIFICACIÓN.....	ii
AUTORÍA DE DESARROLLO DE INVESTIGACIÓN.....	iii
DEDICATORIA.....	iv
AGRADECIMIENTO.....	v
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	vi
ÍNDICE DE ANEXOS.....	xx
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xxi
ÍNDICE DE TABLAS.....	xxiii
ÍNDICE DE FICHAS.....	xxviii
ÍNDICE DE GRÁFICOS.....	xxix
RESUMEN.....	xxx
SUMMARY.....	xxxi

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1.....	1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. TEMA.....	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2.1. CONTEXTUALIZACIÓN.....	1
1.2.2. ANÁLISIS CRÍTICO.....	2
1.2.3. PROGNOSIS.....	2
1.2.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.2.5. INTERROGANTES (SUBPROBLEMAS).....	3
1.2.6. DELIMITACIÓN DEL OBJETO DE INVESTIGACIÓN.....	3
1.2.6.1. Delimitación de contenido.....	3
1.2.6.2. Delimitación espacial.....	3
1.2.6.3. Delimitación temporal.....	3
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	4

1.4.OBJETIVOS.....	4
1.4.1. Objetivo general.....	4
1.4.2. Objetivos específicos.....	4
CAPÍTULO 2	6
MARCO TEÓRICO.....	6
2.1.ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	6
2.2.FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA.....	7
2.3.FUNDAMENTACIÓN LEGAL.....	8
2.4.FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	8
2.4.1. EL ACERO ESTRUCTURAL.....	8
2.4.2. CLASIFICACIÓN DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES	9
2.4.2.1.ACEROS CON CARBONO	9
2.4.2.1.1. ASTM A36 o acero estructural con carbono.....	10
2.4.2.2.Aceros de alta resistencia y baja aleación (HSLA).....	11
2.4.2.2.1. Aceros ASTM A572.....	11
2.4.2.2.2. ASTM A992	12
2.4.2.3.Aceros HSLA resistentes a la corrosión.....	12
2.4.2.3.1. Aceros ASTM A588.....	13
2.4.2.4.Aceros aleados y de baja aleación enfriados y templados	13
2.4.2.4.1. Aceros ASTM A 514	14
2.4.3. PROPIEDADES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES.....	14
2.4.4. CARGAS	16
2.4.4.1.TIPOS DE CARGAS	16
2.4.4.1.1. CARGAS MUERTAS.....	16
2.4.4.1.2. CARGAS VIVAS.....	17
2.4.4.1.3. CARGAS AMBIENTALES.....	18
2.4.4.1.4. CARGA SÍSMICA	19
2.4.4.1.4.1. ESPECTRO DE RESPUESTA PARA DISEÑO	20
2.4.4.1.4.2. CORTANTE BASAL DE DISEÑO (NEC SE-DS)	20
2.4.4.1.4.2.1. Factor de Importancia (I).....	21
2.4.4.1.4.2.2. Espectro elástico de diseño en aceleraciones.....	22

2.4.4.1.4.2.3. <i>Período de vibración (T)</i>	28
2.4.4.1.4.2.4. <i>Factor de reducción de resistencia sísmica R</i>	29
2.4.4.1.4.2.5. <i>Factores de configuración estructural en planta y en elevación (Φ_P, Φ_E)</i>	30
2.4.5. <i>FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)</i>	33
2.4.5.1. <i>CÁLCULO DE LAS CARGAS POR EL MÉTODO LRFD</i>	34
2.4.5.2. <i>COMBINACIONES DE CARGA PARA EL MÉTODO LRFD</i>	34
2.4.6. <i>DISEÑO DE EDIFICIOS DE ACERO</i>	36
2.4.6.1. <i>TIPOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO</i>	36
2.4.6.1.1. <i>Estructuras apoyada en muros de carga</i>	36
2.4.6.1.2. <i>Construcción Reticular</i>	37
2.4.6.1.3. <i>Estructura de acero de grandes claros</i>	38
2.4.6.1.4. <i>Estructuras combinadas de acero y concreto</i>	39
2.4.6.2. <i>COMPONENTES Y SISTEMAS ESTRUCTURALES</i>	39
2.4.6.3. <i>Predimensionamiento de componentes estructurales</i>	40
2.4.6.3.1. <i>Predimensionamiento de vigas de acero</i>	40
2.4.6.3.1.1. <i>Resistencia Nominal a Flexión</i>	41
2.4.6.3.1.2. <i>Resistencia a Corte</i>	41
2.4.6.3.2. <i>Predimensionamiento de columnas de acero</i>	42
2.4.6.3.2.1. <i>Diseño de miembros a compresión</i>	42
2.4.6.3.2.2. <i>Pandeo lateral torsional</i>	44
2.4.7. <i>PLACA COLABORANTE (NOVALOSA)</i>	46
2.4.7.1. <i>Materiales</i>	47
2.4.7.2. <i>Recubrimiento mínimo</i>	47
2.4.7.3. <i>Deflexión</i>	48
2.4.7.4. <i>Refuerzo por temperatura</i>	48
2.4.7.5. <i>Recomendaciones Prácticas</i>	48
2.4.7.6. <i>DISEÑO</i>	49
2.4.7.6.1. <i>Como Encofrado</i>	49
2.4.7.6.2. <i>Como Sección Compuesta</i>	50
2.4.7.7. <i>Instalación</i>	53
2.4.7.8. <i>Forma de colocación</i>	55

2.4.7.9. Ventajas	58
2.4.7.10. Desventajas	58
2.4.8. Miembros estructurales en edificios.....	58
2.4.8.1. Marcos	59
2.4.8.1.1. Perfiles simples y miembros compuestos para vigas.....	59
2.4.8.1.2. Tipos de secciones para columnas	60
2.4.9. Conexiones.....	61
2.4.9.1. Conexiones apernadas.....	63
2.4.9.1.1. Pernos de alta resistencia	64
2.4.9.1.2. Espaciamiento mínimo y máximo.....	66
2.4.9.2. Conexiones soldadas.....	66
2.4.9.2.1. Soldaduras de filete	66
2.4.9.2.2. Soldaduras de tope	67
2.5. CATEGORÍAS FUNDAMENTALES	69
2.6. HIPÓTESIS.....	70
2.7. SEÑALAMIENTO DE VARIABLES.....	70
2.7.1. VARIABLE INDEPENDIENTE	70
2.7.2. VARIABLE DEPENDIENTE	70
2.7.3. CONECTOR.....	70
CAPÍTULO 3.....	71
LA METODOLOGÍA.....	71
3.1. ENFOQUE.....	71
3.2. MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN	71
3.3. NIVELES DE INVESTIGACIÓN.....	72
3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA	72
3.4.1. Población.....	72
3.4.2. Muestra	73
3.5. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	73
3.6. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	74
3.7. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN	75

6.6.1.5.	<i>Módulo de elasticidad del acero (Artículo 8.5.2. del código ACI 318-2008)</i>	98
6.6.2.	<i>Alturas entre pisos</i>	99
6.6.2.1.	<i>Altura Piso 1</i>	99
6.6.2.2.	<i>Altura Piso 2</i>	99
6.6.2.3.	<i>Altura Piso 3</i>	99
6.6.2.4.	<i>Altura Piso 4</i>	99
6.6.2.5.	<i>Altura Piso 5</i>	99
6.6.2.6.	<i>Altura Piso 6</i>	100
6.6.2.7.	<i>Altura Piso 7</i>	100
6.6.2.8.	<i>Altura Piso 8</i>	100
6.6.3.	<i>Pesos de pared</i>	100
6.6.4.	<i>Cargas de pared en vigas y losas</i>	102
6.6.4.1.	<i>Cargas Nv. + 3,70 m</i>	102
6.6.4.2.	<i>Cargas Nv. + 6,95 m</i>	106
6.6.4.3.	<i>Cargas Nv. + 10,20 m</i>	110
6.6.4.4.	<i>Cargas Nv. + 13,45 m</i>	114
6.6.4.5.	<i>Cargas Nv. + 16,70 m</i>	118
6.6.4.6.	<i>Cargas Nv. + 19,95 m</i>	122
6.6.4.7.	<i>Cargas Nv. + 23,20 m</i>	125
6.6.4.8.	<i>Cargas Nv. + 26,55 m</i>	127
6.6.5.	<i>Cálculo de la losa con Placa Colaborante tableros más críticos (Placa Deck)</i>	127
6.6.5.1.	<i>Placa Colaborante Nv. + 3,70 m, Nv.+ 6,95, Nv.+ 10,20, Nv.+ 13,45, Nv.+ 16,70</i>	128
6.6.5.2.	<i>Placa Colaborante Nv. + 19,95 m y Nv. + 23,20 m</i>	140
6.6.5.3.	<i>Placa Colaborante Nv. + 26,55 m</i>	151
6.6.6.	<i>Prediseño de columnas</i>	162
6.6.6.1.	<i>Determinación de datos iniciales</i>	162
6.6.6.2.	<i>Tensión de pandeo elástico</i>	163
6.6.6.3.	<i>Área Bruta</i>	164
6.6.6.4.	<i>Radio de giro</i>	164

6.6.6.5.	<i>Longitud efectiva</i>	165
6.6.6.6.	<i>Tensión de pandeo para la sección seleccionada</i>	165
6.6.6.7.	<i>Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada</i>	165
6.6.6.8.	<i>Resistencia de compresión axial de la sección</i>	166
6.6.6.9.	<i>Resistencia a flexo-compresión</i>	166
6.6.7.	<i>Prediseño de Vigas</i>	168
6.6.7.1.	<i>Prediseño de vigas Nv. + 3,70 m, Nv.+ 6,95, Nv.+ 10,20, Nv.+ 13,45, Nv.+ 16,70</i>	168
6.6.7.1.1.	<i>Diseño a flexión</i>	169
6.6.7.1.2.	<i>Diseño a Corte</i>	171
6.6.7.1.2.1.	<i>Relación h/tw</i>	171
6.6.7.1.2.2.	<i>Área del alma</i>	171
6.6.7.1.2.3.	<i>Resistencia a corte</i>	171
6.6.7.1.2.4.	<i>Chequeo del cortante</i>	172
6.6.7.2.	<i>Prediseño de vigas Nv. + 19,95 m , Nv. + 23,20 m y Nv. + 26,55 m.</i> 172	
6.6.7.2.1.	<i>Diseño a flexión</i>	172
6.6.7.2.2.	<i>Diseño a Corte</i>	175
6.6.7.2.2.1.	<i>Relación h/tw</i>	175
6.6.7.2.2.2.	<i>Área del alma</i>	175
6.6.7.2.2.3.	<i>Resistencia a corte</i>	175
6.6.7.2.2.4.	<i>Chequeo del cortante</i>	176
6.6.8.	<i>Cálculo de la Carga Sísmica (NEC SE-DS)</i>	176
6.6.8.1.	<i>Período de Vibración de la estructura</i>	176
6.6.8.2.	<i>Factor de zona sísmica para Quito</i>	176
6.6.8.3.	<i>Perfil de suelo y factores de sitio</i>	176
6.6.8.4.	<i>Cálculo de la aceleración espectral</i>	177
6.6.8.5.	<i>Tipo de uso, destino e importancia de la estructura</i>	177
6.6.8.6.	<i>Coficiente de irregularidad en planta</i>	177
6.6.8.7.	<i>Coficiente de irregularidad en elevación</i>	177
6.6.8.8.	<i>Coficiente de Reducción de respuesta estructural</i>	177
6.6.8.9.	<i>Cálculo del Coficiente del Cortante Basal</i>	177
6.6.8.10.	<i>Distribución de las Fuerzas Laterales</i>	178

6.6.9. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	178
6.6.10. DISEÑO DE ESCALERAS	180
6.6.10.1. Escalera desde el Nv. +0,45 m hasta el Nv. +3,70; desde el Nv. +3,70 m hasta el Nv. +6,95 ; desde el Nv. +6,95 m hasta el Nv. +10,20; desde el Nv. +10,20 m hasta el Nv. +13,45; desde el Nv. +13,45 m hasta el Nv. +16,70; desde el Nv. +16,70 m hasta el Nv. +19,95; desde el Nv. +19,95 m hasta el Nv. +23,20.....	180
6.6.11. DISEÑO DE JUNTA EN LA ESTRUCTURA	201
6.6.11.1. CONTROL DE LA DERIVA DE PISO	201
6.6.11.2. SEPARACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES.....	201
6.6.11.2.1. DENTRO DE LA MISMA ESTRUCTURA	201
6.6.11.2.1.1. Verificación.....	204
6.6.11.2.2. ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES.....	205
6.6.11.3. ESTABLECIMIENTO DE SEPARACIONES MÁXIMAS ENTRE ESTRUCTURAS.....	207
6.6.11.3.1. Límites de la deriva	207
6.6.12. DISEÑO DE COLUMNAS CON JUNTA CONTRUCTIVA	211
6.6.12.1. COLUMNAS NIVEL +3,70 m	211
6.6.12.1.1. Columna Eje C7.....	211
6.6.12.1.2. Columna Eje D6	215
6.6.12.1.3. Columna Eje E9	218
6.6.12.1.4. Columna Eje F3	221
6.6.12.2. COLUMNAS NIVEL +6,95 m	224
6.6.12.2.1. Columna Eje C7.....	224
6.6.12.2.2. Columna Eje D6	227
6.6.12.2.3. Columna Eje E9	230
6.6.12.2.4. Columna Eje F3.....	233
6.6.12.3. COLUMNAS NIVEL +10,20 m	236
6.6.12.3.1. Columna Eje C7.....	236
6.6.12.3.2. Columna Eje D6	239
6.6.12.3.3. Columna Eje E9.....	242

6.6.12.3.4. Columna Eje F3.....	245
6.6.12.4. COLUMNAS NIVEL +13,45 m.....	248
6.6.12.4.1. Columna Eje C7.....	248
6.6.12.4.2. Columna Eje D6.....	251
6.6.12.4.3. Columna Eje E9.....	254
6.6.12.4.4. Columna Eje F3.....	257
6.6.12.5. COLUMNAS NIVEL +16,70 m.....	260
6.6.12.5.1. Columna Eje C7.....	260
6.6.12.5.2. Columna Eje D6.....	263
6.6.12.5.3. Columna Eje E9.....	266
6.6.12.5.4. Columna Eje F3.....	269
6.6.12.6. COLUMNAS NIVEL +19,95 m.....	272
6.6.12.6.1. Columna Eje C7.....	272
6.6.12.6.2. Columna Eje D6.....	275
6.6.12.6.3. Columna Eje E9.....	278
6.6.12.7. COLUMNAS NIVEL +23,20 m.....	281
6.6.12.7.1. Columna Eje C7.....	281
6.6.12.7.2. Columna Eje D6.....	284
6.6.12.8. COLUMNAS NIVEL +26,55 m.....	287
6.6.12.8.1. Columna Eje D6.....	287
6.6.13. DISEÑO DE COLUMNAS SIN JUNTA CONSTRUCTIVA.....	290
6.6.13.1. COLUMNAS NIVEL +3,70 m.....	290
6.6.13.1.1. Columna Eje C7.....	290
6.6.13.1.2. Columna Eje D6.....	293
6.6.13.1.3. Columna Eje E9.....	297
6.6.13.1.4. Columna Eje F3.....	300
6.6.13.2. COLUMNAS NIVEL +6,95 m.....	303
6.6.13.2.1. Columna Eje C7.....	303
6.6.13.2.2. Columna Eje D6.....	306
6.6.13.2.3. Columna Eje E9.....	309
6.6.13.2.4. Columna Eje F3.....	312
6.6.13.3. COLUMNAS NIVEL +10,20 m.....	315

6.6.13.3.1. Columna Eje C7.....	315
6.6.13.3.2. Columna Eje D6	318
6.6.13.3.3. Columna Eje E9.....	321
6.6.13.3.4. Columna Eje F3.....	324
6.6.13.4. COLUMNAS NIVEL +13,45 m	327
6.6.13.4.1. Columna Eje C7.....	327
6.6.13.4.2. Columna Eje D6	330
6.6.13.4.3. Columna Eje E9.....	333
6.6.13.4.4. Columna Eje F3.....	336
6.6.13.5. COLUMNAS NIVEL +16,70 m	339
6.6.13.5.1. Columna Eje C7.....	339
6.6.13.5.2. Columna Eje D6	342
6.6.13.5.3. Columna Eje E9.....	345
6.6.13.5.4. Columna Eje F3.....	348
6.6.13.6. COLUMNAS NIVEL +19,95 m	351
6.6.13.6.1. Columna Eje C7.....	351
6.6.13.6.2. Columna Eje D6	354
6.6.13.6.3. Columna Eje E9.....	357
6.6.13.7. COLUMNAS NIVEL +23,20 m	360
6.6.13.7.1. Columna Eje C7.....	360
6.6.13.7.2. Columna Eje D6	363
6.6.13.8. COLUMNAS NIVEL +26,55 m	366
6.6.13.8.1. Columna Eje D6	366
6.6.14. DISEÑO DE VIGAS CON JUNTA CONSTRUCTIVA.....	369
6.6.14.1. Vigas Nv. + 3,70 m.....	369
6.6.14.1.1. Viga C2 – C3.....	369
6.6.14.1.2. Viga D8 – D9	371
6.6.14.1.3. Viga B7 – D7	373
6.6.14.1.4. Viga F3 – G3.....	375
6.6.14.2. Vigas Nv. + 6,95 m.....	377
6.6.14.2.1. Viga C4 – C5.....	377
6.6.14.2.2. Viga D6 – D7	379

6.6.14.2.3. Viga D4 – E4.....	381
6.6.14.2.4. Viga E'3 – F3	383
6.6.14.3. Vigas Nv. + 10,20 m.....	385
6.6.14.3.1. Viga B8 – B9	385
6.6.14.3.2. Viga D3 – D4	387
6.6.14.3.3. Viga C5 – D5	389
6.6.14.3.4. Viga E'2 – F2.....	391
6.6.14.4. Vigas Nv. + 13,45 m.....	393
6.6.14.4.1. Viga B6 – B7	393
6.6.14.4.2. Viga D3 – D4	395
6.6.14.4.3. Viga B6 – D6	397
6.6.14.4.4. Viga F2 – G2.....	399
6.6.14.5. Vigas Nv. + 16,70 m.....	401
6.6.14.5.1. Viga E8 – E9.....	401
6.6.14.5.2. Viga D4 – D5	403
6.6.14.5.3. Viga D4 – E4	405
6.6.14.5.4. Viga F4 – G4	407
6.6.14.6. Vigas Nv. + 19,95 m.....	409
6.6.14.6.1. Viga C2 – C5	409
6.6.14.6.2. Viga D8 – D9	411
6.6.14.6.3. Viga B6 – D6	413
6.6.14.7. Vigas Nv. + 23,20 m.....	415
6.6.14.7.1. Viga C6 – D6	415
6.6.14.7.2. Viga D6 – D7	417
6.6.14.8. Vigas Nv. + 26,55 m.....	419
6.6.14.8.1. Viga D7 – E7	419
6.6.14.8.2. Viga D6 – D7	421
6.6.15. DISEÑO DE VIGAS SIN JUNTA CONSTRUCTIVA	423
6.6.15.1. Vigas Nv. + 3,70 m.....	423
6.6.15.1.1. Viga C2 – C3.....	423
6.6.15.1.2. Viga D8 – D9	425
6.6.15.1.3. Viga B7 – D7.....	427

6.6.15.1.4. Viga F3 – G3.....	429
6.6.15.2. Vigas Nv. + 6,95 m.....	431
6.6.15.2.1. Viga C4 – C5.....	431
6.6.15.2.2. Viga D6 – D7	433
6.6.15.2.3. Viga D4 – E4.....	435
6.6.15.2.4. Viga E3 – F3	437
6.6.15.3. Vigas Nv. + 10,20 m.....	439
6.6.15.3.1. Viga B8 – B9	439
6.6.15.3.2. Viga D3 – D4	441
6.6.15.3.3. Viga C5 – D5	443
6.6.15.3.4. Viga E2 – F2	445
6.6.15.4. Vigas Nv. + 13,45 m.....	447
6.6.15.4.1. Viga B6 – B7	447
6.6.15.4.2. Viga D3 – D4	449
6.6.15.4.3. Viga B6 – D6.....	451
6.6.15.4.4. Viga F2 – G2.....	453
6.6.15.5. Vigas Nv. + 16,70 m.....	455
6.6.15.5.1. Viga E8 – E9	455
6.6.15.5.2. Viga D4 – D5	457
6.6.15.5.3. Viga D4 – E4	459
6.6.15.5.4. Viga F4 – G4.....	461
6.6.15.6. Vigas Nv. + 19,95 m.....	463
6.6.15.6.1. Viga C3 – C5.....	463
6.6.15.6.2. Viga D8 – D9	465
6.6.15.6.3. Viga B6 – D6.....	467
6.6.15.7. Vigas Nv. + 23,20 m.....	469
6.6.15.7.1. Viga C6 – D6	469
6.6.15.7.2. Viga D6 – D7	471
6.6.15.8. Vigas Nv. + 26,55 m.....	473
6.6.15.8.1. Viga D7 – E7.....	473
6.6.15.8.2. Viga D6 – D7	475
6.6.16. DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	477

6.6.16.1. <i>PREDISEÑO CIMENTACIONES EDIFICIO CON JUNTA CONSTRUCTIVA</i>	477
6.6.16.1.1. <i>Prediseño columna C7</i>	477
6.6.16.1.2. <i>Prediseño columna D6</i>	481
6.6.16.1.3. <i>Prediseño columna E9</i>	485
6.6.16.1.4. <i>Prediseño columna F3</i>	488
6.6.16.2. <i>PREDISEÑO CIMENTACIONES EDIFICIO SIN JUNTA CONSTRUCTIVA</i>	492
6.6.16.2.1. <i>Prediseño Columna E3</i>	493
6.6.16.3. <i>CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO</i>	497
6.6.16.4. <i>Diseño de Cimentaciones</i>	498
6.6.16.5. <i>Cimentación central (C7)</i>	498
6.6.16.6. <i>Cimentación de lindero (E9)</i>	509
6.6.17. <i>DISEÑO CADENA DE AMARRE</i>	523
6.6.18. <i>DISEÑO DE COLUMNA CORTA</i>	526
6.6.19. <i>DISEÑO DE CONEXIONES</i>	537
6.6.19.1. <i>DISEÑO DE CONEXIÓN COLUMNA- PLACA BASE</i>	537
6.6.19.1.1. <i>DISEÑO CONEXIÓN COLUMNA C7</i>	537
6.6.19.1.2. <i>DISEÑO CONEXIÓN COLUMNA D6</i>	543
6.6.19.1.3. <i>DISEÑO CONEXIÓN COLUMNA E9</i>	548
6.6.19.1.4. <i>DISEÑO CONEXIÓN COLUMNA F3</i>	553
6.6.19.1.5. <i>DISEÑO CONEXIÓN COLUMNA E3 (EDIFICIO SIN JUNTA CONSTRUCTIVA)</i>	558
6.6.19.2. <i>DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA (CONEXIÓN AL ALMA)</i>	563
6.6.19.2.1. <i>Viga E7-E8, Nv+ 3,70 m. (IPE 360)</i>	563
6.6.19.2.2. <i>Viga D7-D8, Nv+ 3,70 m (IPE 400)</i>	572
6.6.19.2.3. <i>Viga E5-E6, Nv+ 6,95 m. (IPE 360)</i>	579
6.6.19.2.4. <i>Viga G2-G3, Nv+ 6,95 m (IPE 360)</i>	586
6.6.19.2.5. <i>Viga D5-D6, Nv+ 10,20 m. (IPE 400)</i>	593
6.6.19.2.6. <i>Viga F3-F4, Nv+ 10,20 m (IPE 360)</i>	600
6.6.19.2.7. <i>Viga D2-D3, Nv+ 13,45 m. (IPE 400)</i>	607

6.6.19.2.8. Viga E8-E9, Nv+ 13,45 m. (IPE 360)	614
6.6.19.2.9. Viga C3-C5, Nv+ 16,70 m. (IPE 360)	624
6.6.19.2.10. Viga G2-G3, Nv+ 16,70 m. (IPE 270)	628
6.6.19.2.11. Viga D3-D4, Nv+ 19,95 m. (IPE 330)	635
6.6.19.2.12. Viga E5-E6, Nv+ 19,95 m. (IPE 270)	642
6.6.19.2.13. Viga D5-D6, Nv+ 23,20 m. (IPE 240)	649
6.6.19.2.14. Viga E6-E7, Nv+ 23,20 m. (IPE 240)	656
6.6.19.2.15. Viga D6-D7, Nv+ 26,55 m. (IPE 240)	663
6.6.19.3. DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA (CONEXIÓN AL ALA)	670
6.6.19.3.1. VIGA E2-F2, Nv.+ 3,70 m.....	670
6.6.19.3.2. VIGA C2-D2, Nv.+ 6,95 m	684
6.6.19.3.3. VIGA B7-D7, Nv.+ 10,20 m.....	695
6.6.19.3.4. VIGA B6-D6, Nv.+ 13,45 m.....	706
6.6.19.3.5. VIGA C3-D3, Nv.+ 16,70 m	717
6.6.19.3.6. VIGA D9-E9, Nv.+ 19,95 m.....	728
6.6.19.3.7. VIGA C6-D6, Nv.+ 23,20 m	739
6.6.19.3.8. VIGA D7-E7, Nv.+ 26,55 m.....	750
6.6.19.4. DISEÑO CONEXIÓN VIGA – VIGA	761
6.6.20. DISEÑO DE LAS CONEXIONES ENTRE LA PLACA COLABORANTE Y LA ESTRUCTURA METÁLICA.....	773
6.6.20.1. DISEÑO DE LA CONEXIÓN A CORTE.....	773
6.6.20.1.1. RESISTENCIA A CORTE DE LOS ELEMENTOS	773
6.6.20.1.2. RESISTENCIA DE LOS PERNOS (De acuerdo a AISC / Tabla J3.2)	774
6.6.20.1.3. RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN A CORTE.....	776
6.6.20.2. DISEÑO DE LA CONEXIÓN A MOMENTO	776
6.6.20.2.1. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS ELEMENTOS	777
6.6.20.2.2. RESISTENCIA DEL CORDÓN DE SOLDADURA.....	778
6.6.20.2.3. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS ELEMENTOS	778
6.7. ANÁLISIS PRECIOS UNITARIOS	780
6.8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	784

6.8.1. CONCLUSIONES.....	784
6.8.2. RECOMENDACIONES.....	785
6.9. Administración	786
6.10. Previsión de la evaluación	787
6.11. BIBLIOGRAFÍA.....	788
6.11.1. Libros	788
6.11.2. Tesis.....	789
6.11.3. Manuales.....	789
6.11.4. Normas.....	790
6.11.5. Páginas Web.....	791
6.11.6. Catálogos.....	792
ANEXOS	793
PLANOS.....	824

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: TABLA PERFILES ESTRUCTURALES – CORREAS “G”	794
ANEXO 2: TABLA PERFILES ESTRUCTURALES – CANALES “U”	795
ANEXO 3: TABLA PERFILES LAMINADOS – HEB.....	797
ANEXO 4: TABLA PERFILES LAMINADOS – IPE	798
ANEXO 5: TABLA PERFILES LAMINADOS – HW.....	799
ANEXO 6. RESUMEN DISEÑO DE COLUMNA EN PROGRAMA COMPUTACIONAL.....	800
ANEXO 7. CERTIFICADO DE ENSAYO A TRACCIÓN EN NOVACERO	804
ANEXO 8. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 1 A CORTE (EMPERNADA)	805
ANEXO 9. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 2 A CORTE (EMPERNADA)	806
ANEXO 10. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 3 A CORTE (EMPERNADA)	807
ANEXO 11. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 4 A CORTE (EMPERNADA)	808
ANEXO 12. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 1 A CORTE (EMPERNADA EN EL OTRO SENTIDO)	809

<i>ANEXO 13. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 1 A MOMENTO (SOLDADA)</i>	810
<i>ANEXO 14. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 2 A MOMENTO (SOLDADA)</i>	811
<i>ANEXO 15. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 3 A MOMENTO (SOLDADA)</i>	812
<i>ANEXO 16. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 4 A MOMENTO (SOLDADA)</i>	813
<i>ANEXO 17. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 1 PLACA COLABORANTE</i>	814
<i>ANEXO 18. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 2 PLACA COLABORANTE</i>	815
<i>ANEXO 19 RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 3 PLACA COLABORANTE</i>	816
<i>ANEXO 20. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 4 PLACA COLABORANTE</i>	817
<i>ANEXO 21. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 5 PLACA COLABORANTE</i>	818
<i>ANEXO 22. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 1 ACERO A36 (ALMA VIGA)</i>	819
<i>ANEXO 23. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 2 ACERO A36 (ALMA VIGA)</i>	820
<i>ANEXO 24. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 3 ACERO A36 (ALMA VIGA)</i>	821
<i>ANEXO 25. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 4 ACERO A36 (ALMA VIGA)</i>	822
<i>ANEXO 26. CATÁLOGO AGA – ELECTRODO E 7018</i>	823

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2.4.4.1. Zonas Sísmicas y Factor de zona Z</i>	23
<i>Figura 2.4.4.1.1. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño</i>	28

<i>Figura 2.4.4.1.2. Estructuras regulares en planta y elevación</i>	30
<i>Figura 2.4.4.1.3. Configuraciones estructurales no recomendadas</i>	31
<i>Figura 2.4.4.1.4. Coeficientes de irregularidad en planta</i>	32
<i>Figura 2.4.4.1.5. Coeficientes de irregularidad en elevación</i>	33
<i>Figura. 2.4.6.1.1. Estructura apoyada en muros de carga</i>	37
<i>Figura. 2.4.6.1.2. Estructura reticular</i>	38
<i>Figura. 2.4.6.1.3. Estructura de acero grandes claros</i>	38
<i>Figura 2.4.6.1.4. Estructura combinada de acero y concreto</i>	39
<i>Figura 2.4.7.1. Sistema Metálico NOVALOSA</i>	46
<i>Figura 2.4.7.2. Recubrimiento mínimo</i>	47
<i>Figura 2.4.7.2.1. Detalle de refuerzo para momento negativo</i>	48
<i>Figura 2.4.7.6.1. Detalle malla electrosoldada</i>	50
<i>Figura 2.4.7.6.2. Detalle armado de placa colaborante</i>	51
<i>Figura 2.4.7.7.1. Detalle traslape placa NOVALOSA</i>	54
<i>Figura 2.4.7.7.2. Detalle traslape placa NOVALOSA</i>	54
<i>Figura 2.4.7.8.1. Forma de colocación placa colaborante</i>	55
<i>Figura 2.4.7.8.2. Tipos de sujeción entre placas colaborantes: con soldadura y tornillos</i>	55
<i>Figura 2.4.7.8.3. Diversos tipos de conectores</i>	55
<i>Figura 2.4.7.8.4. Vista de ubicación de instalaciones sanitarias</i>	56
<i>Figura 2.4.7.8.5. Tapa de cierre que se usa para evitar salidas de concreto durante el proceso de vaciado</i>	56
<i>Figura 2.4.7.8.6. Instalación de malla electrosoldada sobre separadores</i>	57
<i>Figura 2.4.7.8.7. Colocación de perfiles para reforzar la lámina colaborante cuando se hacen las perforaciones</i>	57
<i>Figura 2.4.7.8.8. Vaciado de concreto</i>	57
<i>Figura 2.4.8.1. Marco de acero típico de un edificio de varios niveles</i>	59
<i>Figura 2.4.8.1.1. Formas de perfiles simples para elementos a tensión</i>	60
<i>Figura 2.4.8.1.2. Formas de perfiles usados como columnas</i>	61
<i>Figura 2.4.9.1. Clasificación de conexiones de acero</i>	62
<i>Figura 2.4.9.2. Conexión Rígida (conexión FR- Método LRFD)</i>	62
<i>Figura 2.4.9.3. Conexión Simple de Cortante (conexión PR- Método LRFD)</i>	62

<i>Figura 2.4.9.4. Conexión tipo aplastamiento</i>	63
<i>Figura 2.4.9.5. Conexión tipo deslizamiento</i>	63
<i>Figura 2.4.9.6. Soldaduras a filete</i>	67
<i>Figura 6.6.16. Módulo de reacción del Suelo</i>	497

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2.4.4.1.2. Cargas vivas uniformes mínimas comunes para el diseño de edificios</i>	17
<i>Tabla 2.4.4.1.3. Cargas Vivas concentradas comunes en los edificios</i>	18
<i>Tabla 2.4.4.1.4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura</i>	21
<i>Tabla 2.4.4.1.5. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada</i>	23
<i>Tabla 2.4.4.1.6. Poblaciones Ecuatorianas y valor del factor Z</i>	23
<i>Tabla 2.4.4.1.7. Clasificación de los perfiles de suelo</i>	25
<i>Tabla 2.4.4.1.8. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa</i>	26
<i>Tabla 2.4.4.1.9. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd</i>	27
<i>Tabla 2.4.4.1.10. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs</i>	27
<i>Tabla 2.4.4.1.11. Factor de reducción de resistencia Sísmica R, Sistemas Estructurales dúctiles</i>	29
<i>Tabla 2.4.4.1.12. Factor de reducción de resistencia Sísmica R, Sistemas Estructurales de ductilidad limitada</i>	30
<i>Tabla 2.4.6.1. Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K</i>	43
<i>Tabla 2.4.7.1. Propiedades de la placa Colaborante</i>	51
<i>Tabla 2.4.7.2. Capacidades de carga</i>	52
<i>Tabla 2.4.7.3. Carga total sobreimpuesta</i>	52
<i>Tabla 2.4.9. Clasificación de las conexiones</i>	61
<i>Tabla 2.4.9.1. Pretensión mínima en Pernos (in)</i>	64
<i>Tabla 2.4.9.2. Pretensión mínima en Pernos (mm)</i>	64
<i>Tabla 2.4.9.3. Pretensión Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm² (MPa) (J3.2)</i>	65
<i>Tabla 2.4.9.4. Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete (J2.4)</i>	67
<i>Tabla 2.4.9.5. Espesor Mínimo de Garganta Efectiva (J2.3)</i>	68

<i>Tabla 4.3.1. Resultados de Probetas ensayadas a tracción, conectadas a corte</i>	<i>87</i>
<i>Tabla 4.3.2. Resultados de Probetas ensayadas a tracción, conectadas a momento</i>	<i>87</i>
<i>Tabla 4.4.1. Datos Base para Verificación de Hipótesis (conexión a corte)</i>	<i>89</i>
<i>Tabla 4.4.2. Valores Observados y Esperados para Resistencia a Tracción en la conexión a corte</i>	<i>89</i>
<i>Tabla 4.4.3. Valores Observados y Esperados para el % de elongación en la conexión a corte</i>	<i>90</i>
<i>Tabla 6.6.6.1. Tabla datos de perfiles HEB.....</i>	<i>162</i>
<i>Tabla 6.6.7.1. Tabla datos de perfiles IPE</i>	<i>169</i>
<i>Tabla 6.6.7.2. Tabla datos de perfiles IPE</i>	<i>173</i>
<i>Tabla 6.6.8.1. Espectro Sísmico elástico de aceleraciones</i>	<i>178</i>
<i>Tabla 6.6.10.1. CARACTERÍSTICAS Y DIMENSIONES DE PLANCHAS LAMINADAS EN CALIENTE</i>	<i>182</i>
<i>Tabla 6.6.10.2. Datos del perfil IPE 180</i>	<i>184</i>
<i>Tabla 6.6.10.3. Datos del perfil IPE 180</i>	<i>191</i>
<i>Tabla 6.6.10.4. Datos del perfil IPE 240</i>	<i>192</i>
<i>Tabla 6.6.10.5. Datos del perfil IPE 240</i>	<i>196</i>
<i>Tabla 6.6.11.1. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso</i>	<i>201</i>
<i>Tabla 6.6.11.2.1. Derivas de piso de las uniones lado izquierdo</i>	<i>202</i>
<i>Tabla 6.6.11.2.2. Derivas de piso de las uniones lado derecho.....</i>	<i>203</i>
<i>Tabla 6.6.11.3.1. Control de Derivas de piso de las uniones lado izquierdo</i>	<i>208</i>
<i>Tabla 6.6.11.3.2. Control de Derivas de piso de las uniones lado derecho.....</i>	<i>209</i>
<i>Tabla 6.6.12.1.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Nv. +3,70 m.....</i>	<i>211</i>
<i>Tabla 6.6.12.1.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +3,70 m.....</i>	<i>215</i>
<i>Tabla 6.6.12.1.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Nv. +3,70 m</i>	<i>218</i>
<i>Tabla 6.6.12.1.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Nv. +3,70 m</i>	<i>221</i>
<i>Tabla 6.6.12.2.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Nv. +6,95 m.....</i>	<i>224</i>
<i>Tabla 6.6.12.2.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +6,95 m.....</i>	<i>227</i>
<i>Tabla 6.6.12.2.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Nv. +6,95 m</i>	<i>230</i>
<i>Tabla 6.6.12.2.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Nv. +6,95 m</i>	<i>233</i>

<i>Tabla 6.6.12.3.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Nv. +10,20 m.....</i>	<i>236</i>
<i>Tabla 6.6.12.3.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +10,20 m.....</i>	<i>239</i>
<i>Tabla 6.6.12.3.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Nv. +10,20 m.....</i>	<i>242</i>
<i>Tabla 6.6.12.3.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Nv. +10,20 m.....</i>	<i>245</i>
<i>Tabla 6.6.12.4.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Nv. +13,45 m.....</i>	<i>248</i>
<i>Tabla 6.6.12.4.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +13,45 m.....</i>	<i>251</i>
<i>Tabla 6.6.12.4.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Nv. +13,45 m.....</i>	<i>254</i>
<i>Tabla 6.6.12.4.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Nv. +13,45 m.....</i>	<i>257</i>
<i>Tabla 6.6.12.5.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Nv. +16,70 m.....</i>	<i>260</i>
<i>Tabla 6.6.12.5.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +16,70 m.....</i>	<i>263</i>
<i>Tabla 6.6.12.5.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Nv. +16,70 m.....</i>	<i>266</i>
<i>Tabla 6.6.12.5.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Nv. +16,70 m.....</i>	<i>269</i>
<i>Tabla 6.6.12.6.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Nv. +19,95 m.....</i>	<i>272</i>
<i>Tabla 6.6.12.6.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +19,95 m.....</i>	<i>275</i>
<i>Tabla 6.6.12.6.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Nv. +19,95 m.....</i>	<i>278</i>
<i>Tabla 6.6.12.7.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Nv. +23,20 m.....</i>	<i>281</i>
<i>Tabla 6.6.12.7.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +23,20 m.....</i>	<i>284</i>
<i>Tabla 6.6.12.8.1. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +26,55 m.....</i>	<i>287</i>
<i>Tabla 6.6.13.1.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Piso 1.....</i>	<i>290</i>
<i>Tabla 6.6.13.1.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 1.....</i>	<i>294</i>
<i>Tabla 6.6.13.1.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Piso 1.....</i>	<i>297</i>
<i>Tabla 6.6.13.1.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Piso 1.....</i>	<i>300</i>
<i>Tabla 6.6.13.2.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Piso 2.....</i>	<i>303</i>
<i>Tabla 6.6.13.2.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 2.....</i>	<i>306</i>
<i>Tabla 6.6.13.2.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Piso 2.....</i>	<i>309</i>
<i>Tabla 6.6.13.2.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Piso 2.....</i>	<i>312</i>
<i>Tabla 6.6.13.3.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Piso 3.....</i>	<i>315</i>
<i>Tabla 6.6.13.3.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 3.....</i>	<i>318</i>
<i>Tabla 6.6.13.3.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Piso 3.....</i>	<i>321</i>
<i>Tabla 6.6.13.3.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Piso 3.....</i>	<i>324</i>
<i>Tabla 6.6.13.4.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Piso 4.....</i>	<i>327</i>
<i>Tabla 6.6.13.4.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 4.....</i>	<i>330</i>

<i>Tabla 6.6.13.4.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Piso 4.....</i>	<i>333</i>
<i>Tabla 6.6.13.4.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Piso 4.....</i>	<i>336</i>
<i>Tabla 6.6.13.5.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Piso 5.....</i>	<i>339</i>
<i>Tabla 6.6.13.5.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 5</i>	<i>342</i>
<i>Tabla 6.6.13.5.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Piso 5.....</i>	<i>345</i>
<i>Tabla 6.6.13.5.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Piso 5.....</i>	<i>348</i>
<i>Tabla 6.6.13.6.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Piso 6.....</i>	<i>351</i>
<i>Tabla 6.6.13.6.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 6</i>	<i>354</i>
<i>Tabla 6.6.13.6.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Piso 6.....</i>	<i>357</i>
<i>Tabla 6.6.13.7.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Piso 7.....</i>	<i>360</i>
<i>Tabla 6.6.13.7.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 7</i>	<i>363</i>
<i>Tabla 6.6.13.8.1. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 8</i>	<i>366</i>
<i>Tabla 6.6.14.1.1. Datos Viga Caja 400, Nv. +3,70 m.....</i>	<i>369</i>
<i>Tabla 6.6.14.1.2. Datos Viga IPE 400, Nv. +3,70 m.....</i>	<i>371</i>
<i>Tabla 6.6.14.1.3. Datos Viga IPE 330, Nv. +3,70 m.....</i>	<i>373</i>
<i>Tabla 6.6.14.1.4. Datos Viga IPE 330, Nv. +3,70 m.....</i>	<i>375</i>
<i>Tabla 6.6.14.2.1. Datos Viga Caja 400, Nv. +6,95 m.....</i>	<i>377</i>
<i>Tabla 6.6.14.2.2. Datos Viga IPE 400, Nv. +6,95 m.....</i>	<i>379</i>
<i>Tabla 6.6.14.2.3. Datos Viga IPE 360, Nv. +6,95 m.....</i>	<i>381</i>
<i>Tabla 6.6.14.2.4. Datos Viga IPE 330, Nv. +6,95 m.....</i>	<i>383</i>
<i>Tabla 6.6.14.3.1. Datos Viga IPE 360, Nv. +10,20 m.....</i>	<i>385</i>
<i>Tabla 6.6.14.3.2. Datos Viga IPE 400, Nv. +10,20 m.....</i>	<i>387</i>
<i>Tabla 6.6.14.3.3. Datos Viga IPE 360, Nv. +10,20 m.....</i>	<i>389</i>
<i>Tabla 6.6.14.3.4. Datos Viga IPE 240, Nv. +10,20 m.....</i>	<i>391</i>
<i>Tabla 6.6.14.4.1. Datos Viga IPE 360, Nv. +13,45 m.....</i>	<i>393</i>
<i>Tabla 6.6.14.4.2. Datos Viga IPE 400, Nv. +13,45 m.....</i>	<i>395</i>
<i>Tabla 6.6.14.4.3. Datos Viga IPE 330, Nv. +13,45 m.....</i>	<i>397</i>
<i>Tabla 6.6.14.4.4. Datos Viga IPE 240, Nv. +13,45 m.....</i>	<i>399</i>
<i>Tabla 6.6.14.5.1. Datos Viga IPE 270, Nv. +16,70 m.....</i>	<i>401</i>
<i>Tabla 6.6.14.5.2. Datos Viga IPE 330, Nv. +16,70 m.....</i>	<i>403</i>
<i>Tabla 6.6.14.5.3. Datos Viga IPE 330, Nv. +16,70 m.....</i>	<i>405</i>
<i>Tabla 6.6.14.5.4. Datos Viga IPE 240, Nv. +16,70 m.....</i>	<i>407</i>

<i>Tabla 6.6.14.6.1. Datos Viga IPE 360, Nv. +19,95 m.....</i>	<i>409</i>
<i>Tabla 6.6.14.6.2. Datos Viga IPE 360, Nv. +19,95 m.....</i>	<i>411</i>
<i>Tabla 6.6.14.6.3. Datos Viga IPE 330, Nv. +19,95 m.....</i>	<i>413</i>
<i>Tabla 6.6.14.7.1. Datos Viga IPE 270, Nv. +23,20 m.....</i>	<i>415</i>
<i>Tabla 6.6.14.7.2. Datos Viga IPE 240, Nv. +23,20 m.....</i>	<i>417</i>
<i>Tabla 6.6.14.8.1. Datos Viga IPE 240, Nv. +26,55 m.....</i>	<i>419</i>
<i>Tabla 6.6.14.8.2. Datos Viga IPE 240, Nv. +26,55 m.....</i>	<i>421</i>
<i>Tabla 6.6.15.1.1. Datos Viga Caja 450, Piso 1.....</i>	<i>423</i>
<i>Tabla 6.6.15.1.2. Datos Viga IPE 400, Piso 1.....</i>	<i>425</i>
<i>Tabla 6.6.15.1.3. Datos Viga IPE 330, Piso 1.....</i>	<i>427</i>
<i>Tabla 6.6.15.1.4. Datos Viga IPE 330, Piso 1.....</i>	<i>429</i>
<i>Tabla 6.6.15.2.1. Datos Viga Caja 450, Piso 2.....</i>	<i>431</i>
<i>Tabla 6.6.15.2.2. Datos Viga IPE 400, Piso 2.....</i>	<i>433</i>
<i>Tabla 6.6.15.2.3. Datos Viga IPE 360, Piso 2.....</i>	<i>435</i>
<i>Tabla 6.6.15.2.4. Datos Viga IPE 330, Piso 2.....</i>	<i>437</i>
<i>Tabla 6.6.15.3.1. Datos Viga IPE 360, Piso 3.....</i>	<i>439</i>
<i>Tabla 6.6.15.3.2. Datos Viga IPE 400, Piso 3.....</i>	<i>441</i>
<i>Tabla 6.6.15.3.3. Datos Viga IPE 360, Piso 3.....</i>	<i>443</i>
<i>Tabla 6.6.15.3.4. Datos Viga IPE 240, Piso 3.....</i>	<i>445</i>
<i>Tabla 6.6.15.4.1. Datos Viga IPE 360, Piso 4.....</i>	<i>447</i>
<i>Tabla 6.6.15.4.2. Datos Viga IPE 400, Piso 4.....</i>	<i>449</i>
<i>Tabla 6.6.15.4.3. Datos Viga IPE 330, Piso 4.....</i>	<i>451</i>
<i>Tabla 6.6.15.4.4. Datos Viga IPE 240, Piso 4.....</i>	<i>453</i>
<i>Tabla 6.6.15.5.1. Datos Viga IPE 270, Piso 5.....</i>	<i>455</i>
<i>Tabla 6.6.15.5.2. Datos Viga IPE 360, Piso 5.....</i>	<i>457</i>
<i>Tabla 6.6.15.5.3. Datos Viga IPE 330, Piso 5.....</i>	<i>459</i>
<i>Tabla 6.6.15.5.4. Datos Viga IPE 240, Piso 5.....</i>	<i>461</i>
<i>Tabla 6.6.15.6.1. Datos Viga IPE 360, Piso 6.....</i>	<i>463</i>
<i>Tabla 6.6.15.6.2. Datos Viga IPE 360, Piso 6.....</i>	<i>465</i>
<i>Tabla 6.6.15.6.3. Datos Viga IPE 330, Piso 6.....</i>	<i>467</i>
<i>Tabla 6.6.15.7.1. Datos Viga IPE 270, Piso 7.....</i>	<i>469</i>
<i>Tabla 6.6.15.7.2. Datos Viga IPE 240, Piso 7.....</i>	<i>471</i>

<i>Tabla 6.6.15.8.1. Datos Viga IPE 240, Piso 8.....</i>	<i>473</i>
<i>Tabla 6.6.15.8.2. Datos Viga IPE 240, Piso 8.....</i>	<i>475</i>
<i>Tabla 6.6.16.1. Resumen cargas cimentaciones Estructura 1</i>	<i>477</i>
<i>Tabla 6.6.16.2. Resumen cargas cimentaciones Estructura 2.....</i>	<i>492</i>
<i>Tabla 6.6.16.4.1. Cargas cimentación central</i>	<i>498</i>
<i>Tabla 6.6.16.4.2. Cargas cimentación lindero</i>	<i>509</i>
<i>Tabla 6.6.18.1. Refuerzo longitudinal para Pu - Mu2 - Mu3.....</i>	<i>526</i>
<i>Tabla 6.6.18.2. Momento Biaxial y Carga Axial de Diseño para: Pu - Mu2 - Mu3</i>	<i>526</i>
<i>Tabla 6.6.18.3. Refuerzo de corta para el mayor cortante, Vu2.....</i>	<i>527</i>
<i>Tabla 6.6.18.4. Datos Diagrama de Interacción de la columna (0 grados)</i>	<i>528</i>
<i>Tabla 6.6.18.5. Datos Diagrama de Interacción de la columna (45 grados).....</i>	<i>529</i>
<i>Tabla 6.6.18.6. Datos Diagrama de Interacción de la columna (90 grados).....</i>	<i>530</i>
<i>Tabla 6.6.18.7. Datos Diagrama de Interacción de la columna (135 grados).....</i>	<i>531</i>
<i>Tabla 6.6.18.8. Datos Diagrama de Interacción de la columna (180 grados).....</i>	<i>532</i>
<i>Tabla 6.6.18.9. Datos Diagrama de Interacción de la columna (225 grados).....</i>	<i>533</i>
<i>Tabla 6.6.18.10. Datos Diagrama de Interacción de la columna (270 grados)....</i>	<i>534</i>
<i>Tabla 6.6.18.11. Datos Diagrama de Interacción de la columna (315 grados)....</i>	<i>535</i>
<i>Tabla 6.6.18.12. Datos Diagrama de Interacción de la columna (360 grados)....</i>	<i>536</i>
<i>Tabla 6.7.1.Precio Unitario conexión a momento entre la placa colaborante y la estructura metálica</i>	<i>780</i>
<i>Tabla 6.7.2.Precio Unitario conexión a corte entre la placa colaborante y la estructura metálica</i>	<i>782</i>
<i>Tabla 6.9.1. COSTOS DE REALIZACIÓN DE TESIS.....</i>	<i>786</i>

ÍNDICE DE FICHAS

<i>Ficha 4.1. Ensayo Tracción Probeta N°1</i>	<i>82</i>
<i>Ficha 4.2. Ensayo Tracción Probeta N°2</i>	<i>83</i>
<i>Ficha 4.3. Ensayo Tracción Probeta N°3</i>	<i>84</i>
<i>Ficha 4.4. Ensayo Tracción Probeta N°4</i>	<i>85</i>

<i>Ficha 4.5. Ensayo Tracción Probeta N°6</i>	<i>86</i>
<i>Ficha 4.6. Ensayo Tracción Probeta N°7</i>	<i>87</i>
<i>Ficha 4.7. Ensayo Tracción Probeta N°8</i>	<i>88</i>
<i>Ficha 4.8. Ensayo Tracción Probeta N°9</i>	<i>89</i>
<i>Ficha 6.1. Resultado de la conexión a momento con mayor resistencia.....</i>	<i>779</i>

ÍNDICE DE GRÁFICOS

<i>Gráfico 4.4.1. Resultado probetas ensayadas a tracción, conectadas a corte</i>	<i>88</i>
<i>Gráfico 4.4.2. Resultado probetas ensayadas a tracción, conectadas a momento .</i>	<i>88</i>
<i>Gráfico 4.4.3. Verificación de Hipótesis Relacionado a la Resistencia a Tracción</i>	<i>90</i>
<i>Gráfico 4.4.4. Verificación de Hipótesis Relacionado al % Elongación</i>	<i>91</i>
<i>Gráfico 6.6.8. Espectro Sísmico elástico de aceleraciones (sismo de diseño).....</i>	<i>179</i>
<i>Gráfico 6.6.18.4. Diagrama de Interacción de la columna (0 grados).....</i>	<i>528</i>
<i>Gráfico 6.6.18.5. Diagrama de Interacción de la columna (45 grados).....</i>	<i>529</i>
<i>Gráfico 6.6.18.6. Diagrama de Interacción de la columna (90 grados).....</i>	<i>530</i>
<i>Gráfico 6.6.18.7. Diagrama de Interacción de la columna (135 grados).....</i>	<i>531</i>
<i>Gráfico 6.6.18.8. Diagrama de Interacción de la columna (180 grados)</i>	<i>532</i>
<i>Gráfico 6.6.18.9. Diagrama de Interacción de la columna (225 grados)</i>	<i>533</i>
<i>Gráfico 6.6.18.10. Diagrama de Interacción de la columna (270 grados)</i>	<i>534</i>
<i>Gráfico 6.6.18.11. Diagrama de Interacción de la columna (315 grados)</i>	<i>535</i>
<i>Gráfico 6.6.18.12. Diagrama de Interacción de la columna (360 grados)</i>	<i>536</i>

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA INGENIERÍA CIVIL

“ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METÁLICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO”.

Autor: Ana Gabriel Garzón Freire.

Tutor: Ing. Mg. Carlos Navarro

RESUMEN

Para la elaboración de esta tesis se inició por el análisis paso a paso de materiales, cargas, prediseño y diseño de elementos estructurales, diseño de conexiones entre elementos estructurales y planos estructurales, generando datos para el análisis de la conexión a corte o a momento de la placa colaborante con la estructura metálica en tablas para análisis de la resistencia mediante los ensayos de tracción, con la norma ASTM A-36. La resistencia a tracción mínima fue de 593,27 kg/cm² para una carga de 870,88 kg y una resistencia a tracción máxima fue de 815,41 kg/cm² para una carga de 889,25 kg para las conexiones a corte entre la placa y la estructura metálica con pernos tipo A325-N, de 3/8 pulgada (9,53 mm). La resistencia a tracción mínima de 979,08 kg/cm² para una carga de 1488,86 kg y una resistencia a tracción máxima fue de 1109,39 kg/cm² para una carga de 1496,19 kg para las conexiones a momento entre la placa y la estructura metálica con un cordón de soldadura igual es espesor del elemento más delgado, que nos da una alta resistencia a la tracción de 5400 kg/cm² a 5700 kg/cm². La conexión recomendada es la conexión a momento ya que nos brinda una mayor resistencia, es decir mayor estabilidad ante un sismo.

Palabras Claves:

Placa colaborante, Estructura metálica, conexión a corte, conexión a momento, resistencia a tracción

TECHNICAL UNIVERSITY OF AMBATO

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND MECHANICS

CIVIL ENGINEERING CAREER

**ANALYSIS OF THE CUTTING CONNECTION AND MOMENT
CONNECTION OF STEEL DECK IN A METALLIC STRUCTURE AND
ITS' IMPACT ON STABILITY IN AN EARTHQUAKE".**

Author: Ana Gabriela Garzón Freire.

Advisor: Ing. Mg. Carlos Navarro.

SUMMARY

The development of this thesis was initiated by the step-by-step analysis of materials, loads, pre-design and design of structural elements, design of connections between structural elements and structural drawings. It generates data for the analysis of the cutting connection and moment connection of steel deck with the metal structure in tables for analysis of resistance by the tensile tests of ASTM A-36 standard. Minimum tensile strength of 593,27 kg/cm² for a load of 870,88 kg and a maximum tensile strength of 815,41 kg/cm² for a load of 889,25 kg for cutting connection between the Steel deck and the metal structure with bolts A325-N type, 3/8 inch (9,53 mm). Minimum tensile strength of 979,08 kg/cm² for a load of 1488,86 kg and a maximum tensile strength was 1109,39 kg/cm² for a load of 1496,19 kg for moment connection between Steel deck and the metal structure with a weld bead of equal thickness thinner element, gives us a high tensile strength of 5400 kg/cm² to 5700 kg/cm². The recommended connection is the moment connection already that provides us greater resistance, i.e. greater stability during an earthquake.

Keywords:

Steel Deck, Metal Structure, Cutting Connection, Moment Connection, Tensile Strength.

CAPÍTULO 1

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. TEMA:

“ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METÁLICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO”.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1. CONTEXTUALIZACIÓN.

La placa colaborante Acero - Deck, conocida mundialmente como Steel Deck, es elaborada a base de acero estructural galvanizado, con diferentes espesores, que en conjunto con el concreto conformarán la losa estructural, la misma que tendrá diferentes resistencias según las características demandadas, permitiendo elaborar entresijos y otros usos como mezanines, puentes peatonales y vehiculares, edificios, últimos techos, viviendas, entre otros.

A nivel mundial el sistema constructivo con placa colaborante se utiliza desde los años 50 y en algunos países Sudamericanos desde mediados de los años 90 por su velocidad de trabajo en la ejecución de obras, facilidad de instalación y excelente resistencia estructural lo cual genera un significativo ahorro de tiempo y dinero.

[32]: Aceros Procesados S.A., 2005, Placa Colaborante, Recuperado de: <http://www.acero-deck.com/sistema%281%29.htm>

El sistema METALDECK es un nuevo concepto para el diseño y construcción de losas estructurales en edificaciones, que se implantan en Colombia ante las grandes limitaciones técnicas y constructivas de los sistemas convencionales y

debido a la necesidad de contar con sistemas constructivos más eficientes y económicos. Se compone de una lámina de acero preformada (“Steel Deck”) y una losa de concreto vaciada sobre ésta, que actúan de manera monolítica y forman una losa compuesta (“Composite Steel Floor Deck”).

[19]: Ing. Luis E. Yamín (Universidad de los Andes), Ing. Pedro Therán (Universidad del Norte) y el departamento técnico ACESCO, (2012), Manual Técnico de METALDEK, Perú, Pág. 10.

En Ecuador se utiliza la placa colaborante para losas de entrepisos porque disminuye el peso final de las losas debido a que no se necesita acero para momento positivo y además el espesor de hormigón es menor al de una losa tradicional de esta manera se optimizan las dimensiones de las columnas, vigas y plintos, que a la final es un ahorro económico para el proyecto.

1.2.2. ANÁLISIS CRÍTICO

Debido al escaso estudio de la unión a corte y a momento de la placa colaborante en estructuras metálicas no se ha demostrado de qué manera influye dicha conexión con los parámetros de diseño.

Este tipo de investigación nos permitirá garantizar que la estructura trabaje correctamente ante la acción de fuerzas horizontales como viento o sismo.

Uno de los aspectos que se pretende asegurar de forma adecuada y eficiente es la conexión entre la losa y las vigas lo que nos garantizará la transmisión de los esfuerzos de losa a las vigas, además de prevenir el roce o el desplazamiento entre ellos.

1.2.3. PROGNOSIS

La ausencia de análisis de la unión a corte y a momento en la placa colaborante en estructuras metálicas limitaría el desarrollo en edificaciones de grandes luces y alturas.

1.2.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

¿El análisis de la unión a corte y a momento en la placa colaborante en estructuras metálicas va a garantizar su estabilidad ante un sismo?

1.2.5. INTERROGANTES (SUBPROBLEMAS)

- ¿Qué tipo de unión será la más adecuada en la placa colaborante?
- ¿Con qué unión trabaja mejor el edificio en estructura metálica ante un sismo?
- ¿Qué código ecuatoriano de la construcción se aplicará en el análisis?
- ¿Qué tipo de diseño se está utilizando en el diseño?

1.2.6. DELIMITACIÓN DEL OBJETO DE INVESTIGACIÓN.

1.2.6.1. Delimitación de contenido

Dicha investigación se encuentra dentro del campo de la Ingeniería Civil, los datos iniciales se tomarán del plano arquitectónico del EDIFICIO BARANZÚ, lo que será la base para una mejor investigación.

El diseño sismo resistente del edificio en estructura metálica considerará la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

1.2.6.2. Delimitación espacial

La presente investigación nos permitirá un análisis adecuado de la unión a corte y a momento de la placa colaborante en un edificio de estructura metálica, basado en los planos, cálculos y diseños, los cuáles serán realizados en la Universidad Técnica de Ambato, los laboratorios de la empresa NOVACERO S.A. en una parte y la otra en casa.

1.2.6.3. Delimitación temporal

La ejecución de esta investigación sobre el análisis adecuado de la unión a corte y a momento de la placa colaborante en un edificio de estructura metálica, para

garantizar la estabilidad ante un sismo se realizará durante el periodo establecido Noviembre 2013 – Enero 2015.

1.3. JUSTIFICACIÓN

La investigación a realizar acerca del análisis adecuado de la unión a corte y a momento de la placa colaborante en un edificio de estructura metálica, para garantizar su estabilidad ante un sismo va a promover una mejora en el sector de la construcción ya que por medio de este se va a obtener cualidades muchos mayores a ciertos materiales usados hoy en día.

La placa colaborante es una nueva tendencia en el sector de la construcción ya que por su alta velocidad de construcción en comparación con una losa alivianada bidireccional nos permite ahorrar tiempo y dinero.

La placa colaborante nos permite garantizar la calidad estructural brindando seguridad y a la vez permitiéndonos soportar grandes cargas.

La placa colaborante nos brinda grandes ventajas como la eliminación de encofrados y el acero para momento positivo, durabilidad, limpieza de la obra, es liviana, fácil de transportar, manejar e instalar.

La unión a corte o a momento de la placa colaborante nos permitirá un mejor desenvolvimiento de la placa colaborante en conjunto con el edificio de estructura metálica ante un sismo.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

➤ Analizar la unión a corte y a momento de la placa colaborante en una estructura metálica y su incidencia en la estabilidad ante un sismo.

1.4.2. Objetivos específicos

➤ Determinar qué unión es la más adecuada en la placa colaborante.

- Analizar con qué unión trabaja mejor el edificio Baranzú en estructura metálica ante un sismo.
- Aplicar el código ecuatoriano de la construcción (NEC SE- DS) para el análisis.
- Fundamentar que diseño será el más adecuado en el cálculo de una edificación en estructura metálica
- Realizar ensayos a tracción de la unión a corte y de la unión a momento de la placa colaborante con la estructura metálica.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.

Para el presente estudio se ha tomado como referencia investigaciones realizadas con anterioridad, las mismas que se detallan a continuación:

“En la construcción del Centro Empresarial METROPOLITAN BUSSINES PARK en la zona comercial de la ciudad de Bucaramanga carrera 29 No 45-55, edificio de oficinas de 19 pisos de altura.”

“El trabajo se hizo para la constructora MARVAL S.A. se utilizó el sistema constructivo Steel Deck, en éste sistema constructivo la lámina colaborante (Steel Deck) reemplaza el refuerzo inferior de la placa y sirve como formaleta para la misma, con lo cual se presenta un ahorro importante en la formaletería necesaria para la fundida de las placas. Sin embargo el sistema aporticado para las vigas principales es en concreto reforzado, lo que genera que en el proceso de construcción se tengan vacíos muy grandes; los antecedentes de obras visitadas (edificios de poca altura), y referencias mostraban que los trabajadores ejecutando tareas de traslado de materiales, circulaban de manera incómoda a los lados de las vigas de concreto, y que se presentaban caídas, necesitábamos minimizar este riesgo como exigencia del contratante.”

“Se implementaron tarimas amplias, que permiten el trasiego de materiales de una manera cómoda, y segura, lo que además mejoró el rendimiento del armado y fundida de vigas; Para mitigar el riesgo de caídas de personas que trabajan a borde de placa en alturas, se montaron líneas de vida en el perímetro, además de que

todas las eslingas con absorbedor pasaron a ser en “Y” (doble posicionamiento) y de mosquetón grande.”

[33]: (Octubre 2010), Trabajo Seguro En Placas Steel Deck, BuenasTareas.com. Recuperado en Enero del 2014 de: <http://www.buenastareas.com/ensayos/Trabajo-Seguro-En-Placas-Steel-Deck/879865>

NAVARRO, C. (2009). Investigó sobre un diseño alternativo de un edificio sismo resistente de ocho pisos que sea el más adecuado y económico para los pobladores de la ciudad de Ambato.

“Se realizó una investigación sobre un Diseño alternativo de un edificio sismo resistente de ocho pisos que sea el más adecuado y económico para los pobladores de la ciudad de Ambato, con el propósito de obtener diseños alternativos y que posibiliten el ahorro y la seguridad para los pobladores de la Ciudad de Ambato. Tomando en consideración estructuras de hormigón y de acero, además de los factores de seguridad y los factores y tipos de carga.”

[16]: Navarro Peñaherrera Carlos Patricio, (2009), Tesis de Grado para la obtención del título Magister en Estructuras Sismo – Resistentes, Universidad Técnica de Ambato, Ecuador.

Por la Universidad de los Andes (Ing. Luis E. Yamín), la Universidad del Norte (Ing. Pedro Therán) y el departamento técnico ACESCO (2012) en Perú se realizó una investigación acerca del Manual técnico del METALDECK.

En dicha investigación se toma en consideración la descripción del sistema METALDECK, los aspectos de diseño y de construcción del mismo.

[19]: Ing. Luis E. Yamín (Universidad de los Andes), Ing. Pedro Therán (Universidad del Norte) y el departamento técnico ACESCO, (2012), Manual Técnico de METALDEK, Perú, Pág. 10.

2.2. FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA.

La investigación se basa en el paradigma crítico-propositivo debido a que permite establecer una comprensión abierta, reflexiva, pura y principalmente útil que nunca termina.

Esta investigación tiene una infinidad de temas que están comprendidas por los valores, ayudando a tener nuevas alternativas de conocimiento que asume el investigador para dicho problema.

Obteniendo por medio del cálculo de una edificación de estructura metálica, el análisis de la unión a corte y a momento de la placa colaborante.

2.3. FUNDAMENTACIÓN LEGAL

Dicha investigación se realizará tomando en cuenta normas técnicas como:

- Norma ecuatoriana de la construcción (NEC SE-DS)
- ACI 318-08
- ASTM A36
- Norma ASD
- LRFD
- AISC 360 – 10 (ESPECIFICACIONES PARA EDIFICACIONES DE ACERO)
- AWS
- AISC 358 – 10 (CONEXIONES PRECALIFICADAS)
- ANSI – AISC 341 – 10 (PROVISIONES SISMICAS PARA ESTRUCTURAS DE ACERO)

2.4. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.

2.4.1. EL ACERO ESTRUCTURAL

“El Acero estructural es uno de los materiales básicos utilizados en la construcción de estructuras, tales como edificios industriales y comerciales, puentes y muelles. Se produce en una amplia gama de formas y grados, lo que permite una gran flexibilidad en su uso. Es relativamente barato de fabricar y es el material más fuerte y más versátil disponible para la industria de la construcción.”

[34]: allatudies.com, (2013), Acero Estructural, Recuperado de <http://allstudies.com/acero-estructural.html>, USA.

2.4.2. CLASIFICACIÓN DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES.

“Los aceros estructurales se encuentran disponibles en una gran variedad de perfiles estructurales en caliente, placas y barras las cuales pueden clasificarse como aceros con carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación (HSLA), aceros HSLA resistentes a la corrosión, aceros de baja aleación enfriados y templados, y aceros de aleación enfriados y templados. En Estados Unidos, la American Society for Testing and Materials (ASTM) desarrolla y mantiene los estándares de materiales relevantes para estos aceros, mismos que son publicados cada año e incluidos en el Anual Book of ASTM Standards (ASTM, 2003). Los requerimientos generales para garantizar los aceros estructurales son cubiertos bajo las especificaciones ASTM A6 (ASTM, 2003). Los aceros estructurales son referidos por la designación ASTM que consiste en el prefijo de la letra A seguido por uno, dos o tres dígitos numéricos. Por ejemplo, ASTM A514 que refiere al material que es normado por el número estándar A514 y que aparece en el Anual Book of ASTM Standards.”

2.4.2.1. ACEROS CON CARBONO.

“Los aceros con carbono difieren de los aceros de baja aleación en que el carbono y el manganeso son los principales elementos de refuerzo.”

“No se especifican otros elementos de aleación. Los aceros con carbono contienen menos de 1.7% C, 1.65% Mn, 0.60% Si y 0.60% Cu. Si se incrementa el porcentaje de carbono se eleva el refuerzo de fluencia y la dureza, pero se reduce la ductilidad y se afecta de manera adversa la propiedad de soldabilidad.”

“La soldadura económica sin precalentar, poscalentada o por medio de electrodos especiales de soldadura es posible sólo cuando el porcentaje de carbono no excede de 0.30%. El manganeso mejora la resistencia y disminuye la ductilidad del elemento. El silicio beneficia a la resistencia, pero si aparece en cantidades excesivas puede hacer que el carbono se presente como escamas de grafito. Esto reduce la resistencia de manera que el contenido de silicio rara vez se permite que exceda de 0.6%. El azufre y el fósforo tienen efectos perjudiciales sobre la

resistencia, en especial la ductilidad y soldabilidad del acero. Es por ello que se limitan a 0.006%. Los aceros con carbono tienen las siguientes deficiencias:

- 1) Baja resistencia a la fluencia.
- 2) Poca resistencia a la corrosión atmosférica.
- 3) Poca ductilidad de muesca, ya que se vuelven quebradizos a temperaturas ligeramente por debajo de las del medio ambiente.”

“Los aceros con carbono pueden dividirse en cuatro categorías basadas en el contenido de carbono: aceros con bajo carbono (menos de 0.15% C); aceros dulces (0.15% a 0.29% C); aceros al medio carbono (0.30% a 0.59% C) y aceros al alto carbono (0.60% a 1.7% C). Los aceros estructurales con carbono quedan en la categoría de los aceros dulces. Estos aceros muestran un marcado punto de fluencia.”

2.4.2.1.1. ASTM A36 o acero estructural con carbono.

“Hasta hace poco tiempo, el acero estructural básico utilizado más comúnmente en construcciones de edificios y puentes ha sido el acero A36. Tiene un contenido máximo de carbono, que varía entre 0.25% y 0.29%, dependiendo de espesor, y aún es la especificación de material preferido para los perfiles M, S, HP, C, MC, MT, ST y L, así como placas. El acero A36 tiene un esfuerzo de fluencia de 36 ksi, excepto para placas de más de 8 pulg de espesor, para las cuales el refuerzo de fluencia mínimo es de 32 ksi. Normalmente, el material de conexión se especifica como A36, sin importar el grado de sus propios componentes primarios. Además, el A36 es el único acero que puede obtenerse en espesores mayores de 8 pulg, aunque estas placas, según se mencionó, sólo están disponibles con refuerzo de fluencia mínimo especificado inferior a 32 ksi. El esfuerzo último de tensión de este acero varía de 58 ksi a 80 ksi; para los cálculos de diseño se utiliza un valor mínimo especificado de 58 ksi.”

2.4.2.2. Aceros de alta resistencia y baja aleación (HSLA).

“Los aceros de alta resistencia y baja aleación, que se conocen, por lo general, como aceros de alta resistencia, contienen cantidades moderadas de elementos de aleación diferentes del carbono. Algunos de los elementos de aleación son cromo, columbio, cobre, manganeso, molibdeno, níquel, vanadio, zirconio. El término acero de baja aleación se utiliza generalmente para describir aceros cuyo contenido total de elementos de aleación no excede el 5% de la composición total de acero. Estos aceros han sido desarrollados como compromiso entre las características convenientes de fabricación y el bajo costo de aceros dulces, así como la alta resistencia de los aceros de aleación tratados térmicamente. Los elementos de aleación mejoran las propiedades mecánicas, las características de fabricación y otros atributos del acero. Los aceros aleados se clasifican a veces de acuerdo al elemento principal de aleación, o elementos presentes. Así, se tienen aceros de níquel, de cromo, de vanadio y otros más. Los aceros HSLA, como los aceros dulces, tienen puntos de fluencia bien definidos. Estos aceros se utilizan en condiciones originales de laminado o normalizado; esto es, sin tratamiento térmico.”

2.4.2.2.1. Aceros ASTM A572

“Los aceros ASTM A572 son aceros de vanadio- columbio de baja aleación y alta resistencia de calidad estructural. La especificación A572 define cinco grados de aceros HSLA 42, 50, 55, 60 y 65. (En las especificaciones ASTM, el término grado identifica el nivel de esfuerzo de fluencia de 42 ksi). El esfuerzo último de tensión de estos aceros corresponde, respectivamente, a 60, 65, 70, 75 y 80ksi.”

“Los incrementos de fuerza de fluencia mínimos para grados A 572 a 65 ksi se logran al incrementar el máximo contenido de carbono desde 0.21% (grado 42) hasta 0.26% (grado 65), además de otros ajustes químicos dentro de estas especificaciones. El contenido de carbono máximo permitido por las especificaciones depende tanto del espesor de la placa como del nivel de resistencia. Estos aceros se producen para la construcción de edificios y otras

estructuras, ya sea soldados y atornillados, excepto para la construcción de puentes.”

2.4.2.2.2. ASTM A992

“La nueva especificación ASTM A992 cubre solo los perfiles W (secciones laminadas de patín ancho) con el fin de ser utilizados en la construcción de edificios. Nótese también que para los perfiles W y WT, ASTM 992 es la especificación de material preferida. Tienen valores mínimos especificados F_y y F_u de 50 y 65 ksi, en una relación máxima entre el esfuerzo de fluencia y el último de tensión 0.85, y un porcentaje máximo de carbono equivalente especificado de 0.50%. Además, ASTM 992, tiene excelentes características de ductilidad y soldabilidad.”

2.4.2.3. Aceros HSLA resistentes a la corrosión.

“Los aceros HSLA resistentes a la corrosión aumentan la resistencia a la corrosión atmosférica pues desarrollan su propia densidad, dureza y capacidad de óxido denso, duro y que se adhiere con fuerza y tiene un agradable color purpúreo (en vez de color óxido en forma de escamas) cuando se exponen a la atmósfera. El óxido apretado o la pátina, como se le conoce, sellan al metal base contra oxidación futura y por lo tanto actúa como una capa de pintura, lo que protege al acero de la corrosión subsiguiente. Para formar la pátina, el acero debe estar expuesto a un ambiente alterno entre seco y húmedo en un lapso aproximado de dos años. La resistencia a la corrosión atmosférica de estos aceros de intemperie es casi el doble que el acero estructural con carbono con cobre, o de cuatro veces el acero estructural con carbono sin cobre (0.02% máx., Cu). Estos se fabrican con facilidad y pueden ser soldados mediante los procedimientos estándar de soldadura. Estos aceros a menudo se dejan sin pintar, pero si son pintados, la vida del recubrimiento es, por lo general, mayor a la de otros aceros. El níquel y el cobre son los principales elementos añadidos a los aceros HSLA para mejorar la resistencia a la corrosión de los aceros de intemperie.”

“Los aceros de intemperie sin recubrimiento no se recomiendan para ser expuestos a humos industriales concentrados, en lugares cercanos al mar en donde la sal puede depositarse sobre el acero como rocío o bruma, o donde el acero se entierra en el suelo o se sumerge en el agua. Asimismo, para lograr los beneficios de la resistencia a la corrosión atmosférica mejorada de estos aceros descubiertos, es necesario que se observen las prácticas adecuadas de diseño, detalle, fabricación, erección y mantenimiento propias de los aceros de intemperie.”

2.4.2.3.1. Aceros ASTM A588

“El ASTM A588 es un acero de intemperie de baja aleación con un punto de fluencia mínimo de 50 ksi para espesores hasta de 4 pulg. También está disponible en mayores espesores con menores esfuerzos de fluencia (46 y 42 ksi). Este acero se produce principalmente para estructuras de construcción soldadas y atornilladas. Su resistencia a la corrosión atmosférica es cuatro veces la del acero A36. Los materiales de este tipo se conocían en su origen por nombres propios, como Mayari-R y Cor-ten.”

2.4.2.4. Aceros aleados y de baja aleación enfriados y templados.

“Los aceros enfriados y templados difieren de los aceros de baja aleación y alta resistencia en que tienen un porcentaje más elevado de elementos de aleación y que dependen del tratamiento térmico para desarrollar niveles de resistencia más elevados y otras propiedades mecánicas mejoradas. Estos aceros por lo general contienen un máximo de carbono de 0.20%. El enfriamiento da por resultado un material con mucha dureza, grano fino o estructura martensítica. La ductilidad de estos aceros es significativamente menor que la de aceros con carbono y HSLA. El templado mejora la ductilidad. Los aceros aleados pueden ser enfriados y templados para obtener esfuerzos de fluencia del rango de 90 a 100 ksi, en los cuales la aleación provee esfuerzos de fluencia más allá que los del carbono. Los aceros enfriados y templados o muestran un punto de fluencia bien definido, y el esfuerzo de fluencia se define como el esfuerzo de la deformación de desviación del 0.2%. Aunque por lo regular se requieren técnicas especiales de soldadura, en general, estos aceros se pueden soldar.”

2.4.2.4.1. Aceros ASTM A 514.

“La especificación ASTM 514 define diversos tipos de placas de acero aleado, enfriado y templado de calidad estructural apropiada para la soldadura. El esfuerzo de fluencia mínimo especificado es de 100 ksi para espesores hasta de 2½ pulg o más, y de 90 ksi para espesores mayores a 2½ pulg a 6 pulg, inclusive. Los aceros A514 pueden utilizarse para edificaciones muy altas, torres de televisión, puentes soldados, tanques para almacenamiento de agua y mucho más, donde se requieren proporciones altas de resistencia a la fluencia contra el peso. Aunque A514 es bastante apropiado como material estructural, no está disponible en perfiles laminados en caliente o de patín ancho. Durante la soldadura deben tomarse precauciones adicionales a fin de evitar que se destruyan las propiedades de estos aceros inducidas por el calor.”

[1]: Sriramulu Vinnakota, Traducción: Ignacio Sánchez, Jaime Espinoza, Eloy Pineda, 2006, Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD, Editorial Mc Grawhill, Capítulo 2, Pág. 30-34.

2.4.3. PROPIEDADES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES.

“El término aceros estructurales recibe un gran número de aceros, que debido a su economía, resistencia, ductilidad y otras propiedades son apropiados para miembros que se cargan en una amplia variedad de estructuras.”

“Cada acero estructural se fabrica para propiedades mecánicas mínimas que se especifican por la designación ASTM. Por lo general los aceros estructurales incluyen aceros con una clasificación del límite de fluencia que va de 30 a 100 ksi. Los niveles de resistencia variados se obtienen por la variación de la composición química y el tratamiento con calor. Otros factores que pueden afectarlas propiedades mecánicas son el espesor del producto, temperatura final, porcentaje de enfriamiento y elementos residuales.”

“Las siguientes definiciones ayudan a entender las propiedades del acero:

1) El **límite de fluencia o cedencia** F_y es el esfuerzo unitario, ksi, al cual la curva esfuerzo-deformación unitaria exhibe un aumento bien definido en deformación sin aumento en el esfuerzo. Muchas reglas de diseño se basan en los límites de

fluencia de los aceros.

2) La **resistencia a la tensión** o última resistencia es el esfuerzo unitario máximo, ksi, que puede alcanzar en un ensayo a la tensión.

3) El **módulo de elasticidad** E, es la pendiente de la curva esfuerzo – deformación unitaria, en el rango elástico, se calcula dividiendo el esfuerzo unitario ksi, entre la deformación unitario in por in. Para todos los aceros estructurales, se toma comúnmente como 29000 ksi para cálculos de diseño.

4) La **ductilidad** es la capacidad del material para ser sometido a deformaciones inelásticas sin fractura. En general se mide el porcentaje de elongación de una probeta de longitud especificada (comúnmente de 2 hasta 8 in). El acero estructural tiene ductilidad considerable, lo que se conoce en muchas reglas de diseño.

5) La **soldabilidad** es la capacidad del espacio para soldarse sin cambiar sus propiedades mecánicas básicas. Sin embargo, los materiales soldados, los procedimientos y las técnicas empleadas deben basarse en los métodos aprobados para cada acero. En general, la soldabilidad decrece con el aumento del carbono y manganeso.

6) La **Dureza de la muesca** es el índice de propensión a las fallas de rotura y se mide por la energía de impacto necesaria para fracturar un espécimen ranurado.

7) La **dureza** refleja la capacidad de un espécimen liso de absorber energía, como se ha caracterizado por el área bajo a curva esfuerzo-deformación.

8) La **resistencia a la corrosión** no tiene índice específico. Sin embargo, los índices nominales relativos de resistencia a la corrosión se basan en las pendientes de las curvas de pérdida por corrosión (reducción de espesor) contra el tiempo. Por lo general la referencia de comparación es la resistencia a la corrosión del acero al carbono sin cobre.”

“Algunos aceros estructurales de alta resistencia son aleados con cobre y otros elementos, para producir alta resistencia al deterioro atmosférico. Estos aceros producen un óxido tenaz, que inhibe la corrosión atmosférica posterior.”

[20]: Frederick S. Merrit, M. Kent Loftin y Jonathan T. Ricketts, manual del Ingeniero Civil, 1999, Editorial Mc Grawhill, Cuarta edición, Tomo 2, Sección 9.2.

2.4.4. CARGAS

“Es la estimación precisa de las cargas que percibirá una estructura durante su vida útil. No debe omitirse la consideración de cualquier carga que pueda llegar a presentarse. Después de haber estimado las cargas es necesario investigar las combinaciones más desfavorables que puedan ocurrir en un momento dado.”

[2]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak (2012), *Diseño de Estructuras de acero*, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 41.

2.4.4.1. TIPOS DE CARGAS

Existen varios tipos de cargas a considerarse dentro del cálculo y diseño de un edificio, dentro de las cuales citaremos a las más importantes.

- Cargas muertas
- Cargas vivas
- Cargas accidentales

2.4.4.1.1. CARGAS MUERTAS

“Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar. Estas son el peso propio de la estructura y otras cargas permanentes unidas a ella.”

“Para un edificio de estructura de acero, son cargas muertas la estructura en sí, los muros, los pisos, el techo, la plomería y los accesorios.”

“Para diseñar un estructura es necesario estimar los pesos y cargas muertas de las diversas partes que van a usarse en el análisis. Las dimensiones y pesos exactos de la partes no se conocen hasta que se hace el análisis estructural y se seleccionan los miembros de la estructura. Los pesos, determinados de acuerdo con el diseño real, deben compararse con los pesos estimados. Si se tienen grandes discrepancias, será necesario repetir el análisis y diseñar con una estimación más precisa de cargas.”

[2]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, (2012), *Diseño de Estructuras de acero*, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 41.

2.4.4.1.2. CARGAS VIVAS

“Las cargas vivas son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud. Son causadas cuando una estructura se ocupa, se usa y mantiene. Las cargas que se mueven bajo su propio impulso como; camiones, gente y grúas, se denominan cargas móviles”

“Las cargas vivas mínimas por gravedad que deben usarse en el diseño de piso de edificios se especifican claramente en los códigos de la construcción.

Desafortunadamente, los valores dados en esos códigos varían de ciudad a ciudad y el proyectista debe estar seguro de que sus diseños cumplan con los requisitos mínimos tomados de ASCE 7-10.”

Tabla 2.4.4.1.2. Cargas vivas uniformes mínimas comunes para el diseño de edificios.

TIPOS DE EDIFICIOS	Carga Viva (lb/pie2)	Carga Viva (kg/m2)
Edificios de apartamentos		
Habitaciones	40	195,30
Salones Públicos	100	488,24
Comedores y Restaurant	100	488,24
Garajes (automóviles únicamente)	40	195,30
Gimnasios, Pisos principales y Balcones	100	488,24
Edificios de oficinas		
Vestíbulos	100	488,24
Oficinas	50	244,12
Escuelas		
Salones de clase	40	195,30
Corredores en primer nivel	100	488,24
Corredores en pisos superiores	80	390,59
Bodegas		
Material ligero	125	610,30
Material pesado	250	1220,61
Almacenes (menudeo)		
Primer nivel	100	488,24
Otros Pisos	75	366,18

Tabla 2.4.4.1.3. Cargas Vivas concentradas comunes en los edificios.

TIPO	Carga Viva (lb)	Carga Viva (kg)
Hospitales- quirófanos, salas privadas y pabellones	1000,00	454,55
Edificio de manufacturas (ligero)	2000,00	909,09
Edificio de manufacturas (pesado)	3000,00	1363,64
Pisos de oficina	2000,00	909,09
Almacenes de menudeo (primer piso)	1000,00	454,55
Almacenes de menudeo (pisos superiores)	1000,00	454,55
Salones de clase	1000,00	454,55
Corredores de Escuela	1000,00	454,55

[3]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, *Diseño de Estructuras de acero*, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 42, 43.

Otras cargas vivas.

Existen otro tipo de cargas vivas que el Ingeniero Estructural debe considerar y son las siguientes:

- Presiones del suelo.- como las ejercidas por la presión lateral de la tierra en muros o las supresiones (presiones hacia arriba) sobre las cimentaciones.
- Presiones hidrostáticas.- como la presión hidráulica contra las presas, la fuerza de inercia de grandes cantidades de agua durante un sismo, así como las presiones de levantamiento sobre tanques y estructuras del sótano.
- Fuerzas térmicas.- debidas a los cambios de temperatura que ocasionan deformaciones estructurales que, a su vez generan fuerzas estructurales.

[4]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, *Diseño de Estructuras de acero*, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 44.

2.4.4.1.3. CARGAS AMBIENTALES.

“Las cargas ambientales son causadas por el medio ambiente en el cual se localiza una estructura particular. Para los edificios las cargas ambientales son causadas por la lluvia, la nieve, el viento, los cambios de temperatura y los sismos.

Las cargas ambientales son el resultado del medio ambiente en el cual se ubica la estructura. Aún cuando ciertamente varían con el tiempo, no todas son causadas por la gravedad o por las condiciones de operación, como es común con otras cargas.”

Las cargas ambientales pueden ser cargas como:

- Carga de nieve.
- Carga de lluvia.
- Carga de viento

[5]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, *Diseño de Estructuras de acero*, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 45-51.

2.4.4.1.4. CARGA SÍSMICA.

Ecuador se encuentra situado dentro de un “territorio sísmico” por dicha razón es necesario considerar fuerzas sísmicas en el diseño de todo tipo de estructuras. Durante siglos, se han tenido fallas catastróficas en edificios, puentes y otras estructuras debido a los sismos. Se ha estimado miles de personas que han perdido la vida por un sismo.

“Durante un sismo hay una aceleración de la superficie del terreno. Esta aceleración puede descomponerse en elementos horizontales y verticales. El análisis estructural de los efectos esperados de un sismo debe incluir un estudio de la respuesta de la estructura al movimiento del suelo causado por el sismo. Sin embargo, es común en el diseño aproximar el movimiento del suelo a un conjunto de cargas estáticas horizontales actuando en cada nivel de la estructura. Varias fórmulas se usan para cambiar las aceleraciones sísmicas en fuerzas estáticas que dependen de la distribución de la masa de la estructura, del tipo de estructuración, de su rigidez, de su posición, etc.”

“Generalmente, esta aproximación es adecuada para edificios de muchos pisos con forma irregular. Para estas estructuras generalmente, es necesario un análisis dinámico del conjunto.”

Las fuerzas debidas a la aceleración horizontal se incrementan con la distancia del piso por arriba del terreno, debido al “efecto de latigazo” del sismo. Obviamente,

las torres, los tinacos y los departamentos en la parte superior de los edificios se encuentran en una situación precaria cuando ocurre un sismo.

Otro factor a considerar en el diseño sísmico es la condición del suelo. Casi todo el daño estructural y la pérdida de vidas ocurren en suelos con arcilla blanda. Aparentemente, éstos suelos amplificaron los movimientos de roca subyacente.

[5]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, *Diseño de Estructuras de acero*, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 45-51.

2.4.4.1.4.1. ESPECTRO DE RESPUESTA PARA DISEÑO

Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño. Este espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura, o bien puede ser un espectro construido según los requerimientos especificados en la norma NEC.

2.4.4.1.4.2. CORTANTE BASAL DE DISEÑO (NEC SE-DS).

“Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma.

El cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:”

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Dónde:

- I = factor de importancia
- Sa = aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta

elástico para diseño.

- R = Factor de reducción de respuesta estructural.
- Φ_P, Φ_E = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.
- W = carga reactiva

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

2.4.4.1.4.2.1. Factor de Importancia (I).

Tabla 2.4.4.1.4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones 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 equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

2.4.4.1.4.2.2. Espectro elástico de diseño en aceleraciones.

“El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , para el nivel del sismo de diseño, consistente con el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficientes de amplificación o de amplificación de suelo.”

“Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:”

$$S_a = n * Z * F_a ; \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = n * Z * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r ; \text{ para } T > T_c$$

“Dónde $r=1$, para tipo de suelo A, B o C y $r=1.5$, para tipo de suelo D o E. Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno, Z , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, n (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:”

- $n= 1.8$ (Provincias de la Costa excepto Esmeraldas)
- $n= 2.48$ (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos)
- $n= 2.6$ (Provincias del Oriente)

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

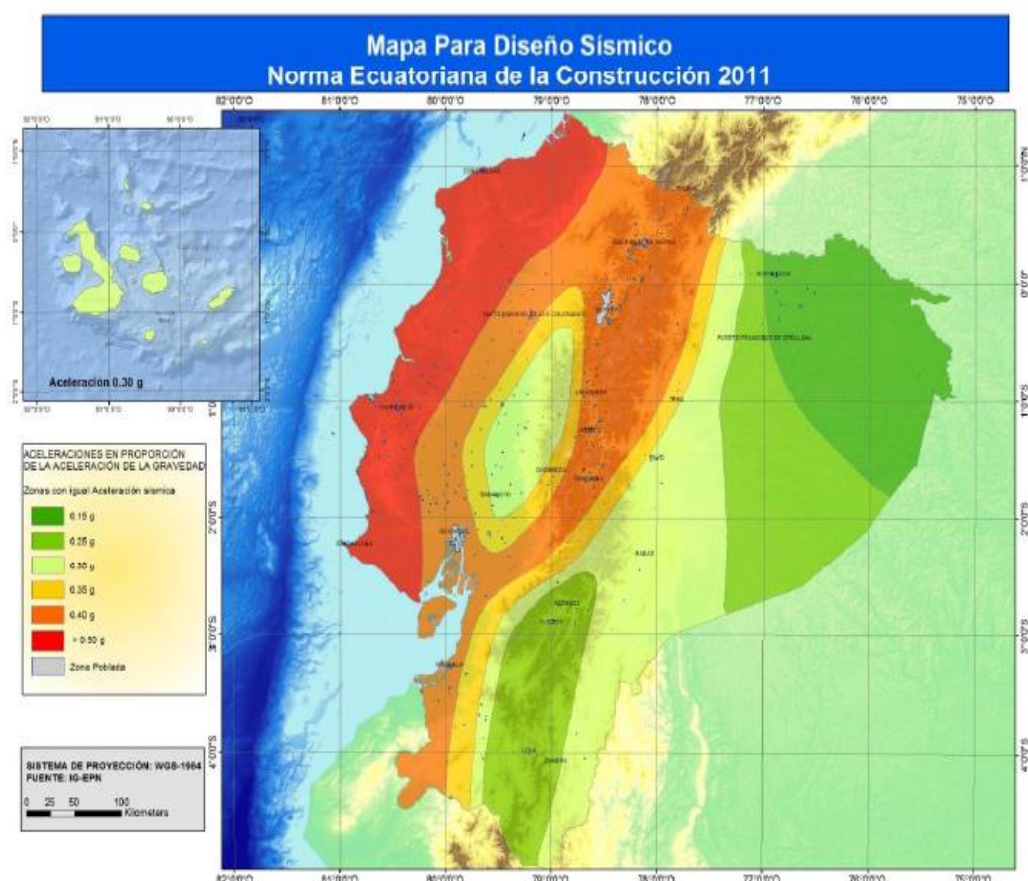


Figura 2.4.4.1. Zonas Sísmicas y Factor de zona Z.

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

Tabla 2.4.4.1.5. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

Tabla 2.4.4.1.6. Poblaciones Ecuatorianas y valor del factor Z

Población	Parroquia	Cantón	Provincia	Z
El Quinche	El Quinche	Quito	Pichincha	0.40
San Antonio de Pichincha	San Antonio	Quito	Pichincha	0.40

Cumbaya	Cumbaya	Quito	Pichincha	0.40
Armenia	Guangopolo	Quito	Pichincha	0.40
Uyumbicho	Amaguaña	Quito	Pichincha	0.40
Guayllabamba	Guayllabamba	Quito	Pichincha	0.40
Pomasqui	Pomasqui	Quito	Pichincha	0.40
Calderon	Calderon (Carapungo)	Quito	Pichincha	0.40
Nayón	Nayón	Quito	Pichincha	0.40
Zambiza	Zambiza	Quito	Pichincha	0.40
Yaruqui	Yaruqui	Quito	Pichincha	0.40
Checa	Checa (Chilpa)	Quito	Pichincha	0.40
Amaguaña	Amaguaña	Quito	Pichincha	0.40
Pintag	Pintag	Quito	Pichincha	0.40
La Merced	La Merced	Quito	Pichincha	0.40
Puembo	Puembo	Quito	Pichincha	0.40
Tababela	Tababela	Quito	Pichincha	0.40
Llano grande	Calderón (Carapungo)	Quito	Pichincha	0.40
Nanegal	Nanegal	Quito	Pichincha	0.40
Gualea	Gualea	Quito	Pichincha	0.40
Perucho	Perucho	Quito	Pichincha	0.40
Puellaro	Puellaro	Quito	Pichincha	0.40
Alchipichi	Puellaro	Quito	Pichincha	0.40
Pululahua	Calacali	Quito	Pichincha	0.40
Caspigasi del Carmen	San Antonio	Quito	Pichincha	0.40
Calacalí	Calacalí	Quito	Pichincha	0.40
Atahualpa	Atahualpa (Habaspamba)	Quito	Pichincha	0.40
San José de Minas	San José de Minas	Quito	Pichincha	0.40

Nanegalito	Nanegalito	Quito	Pichincha	0.40
Tumbaco	Tumbaco	Quito	Pichincha	0.40
Pifo	Pifo	Quito	Pichincha	0.40
Santa Rosa	Conocoto	Quito	Pichincha	0.40
San Rafael	Amaguaña	Quito	Pichincha	0.40
Conocoto	Conocoto	Quito	Pichincha	0.40
Quito	Pomasqui	Quito	Pichincha	0.40
Alangasí	Alangasí	Quito	Pichincha	0.40

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

Tabla 2.4.4.1.7. Clasificación de los perfiles de suelo.

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa (≈ 1 kgf/cm ²)
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
D	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 KPa (≈ 1 kgf/cm ²) > $S_u \geq 50$ KPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ KPa (≈ 0.50 kgf/cm ²)

F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3—Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5\text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)</p> <p>F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)</p> <p>F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p>F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>
---	--

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

Tabla 2.4.4.1.8. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, \hat{g})	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E		1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0,97
F		Ver la sección 10.6.4. de Requisitos específicos: respuesta dinámica para los suelos tipo F					

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

Tabla 2.4.4.1.9. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, \dot{g})	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		Ver la sección 10.6.4. de Requisitos específicos: respuesta dinámica para los suelos tipo F					

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

Tabla 2.4.4.1.10. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, \dot{g})	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		Ver la sección 10.6.4. de Requisitos específicos: respuesta dinámica para los suelos tipo F					

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

$$T_c = 0.55 * F_s \frac{F_d}{F_a}$$

2.4.4.1.4.2.3. Período de vibración (T).

$$T = Ct * hn^\alpha$$

Dónde:

hn = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

- Para estructuras de acero sin arriostramiento, $Ct = 0.072$ y $\alpha = 0.80$
- Para estructuras de acero con arriostramiento, $Ct = 0.073$ y $\alpha = 0.75$
- Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $Ct = 0.047$ y $\alpha = 0.9$
- Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $Ct = 0.049$ y $\alpha = 0.75$

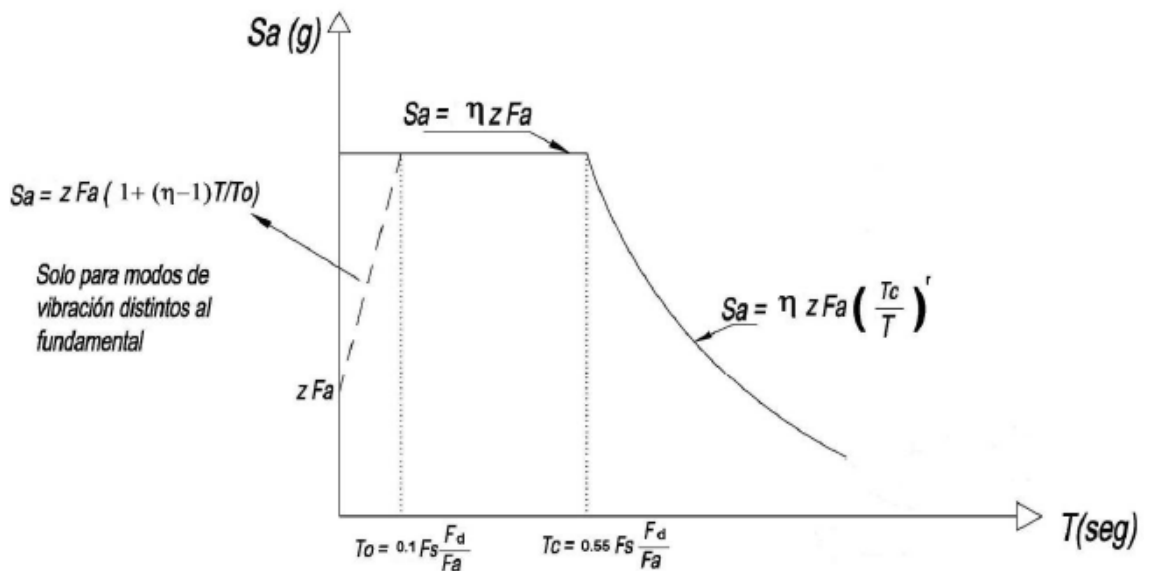


Figura 2.4.4.1.1. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

2.4.4.1.4.2.4. Factor de reducción de Resistencia Sísmica R.

Tabla 2.4.4.1.11. Factor de reducción de Resistencia Sísmica (R) Sistemas estructurales dúctiles.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural, Sistemas estructurales dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros portantes (que no clasifican como muros estructurales) de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Estructuras de mampostería reforzada o confinada.	3.5

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

Tabla 2.4.4.1.12. Factor de reducción de Resistencia Sísmica (R) Sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural, Sistemas estructurales de ductilidad limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HA, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

2.4.4.1.4.2.5. Factores de configuración estructural en planta y en elevación (Φ_P , Φ_E).

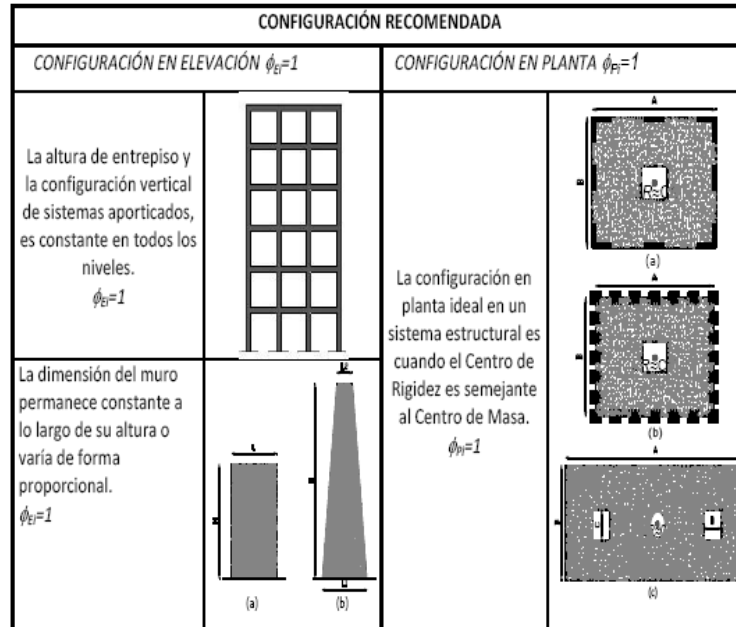


Figura 2.4.4.1.2. Estructuras regulares en planta y elevación

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

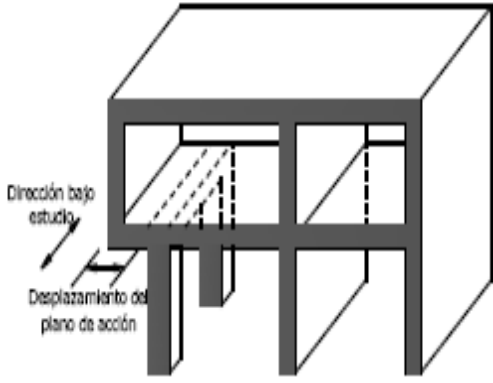
CONFIGURACIONES NO RECOMENDADAS	
<p>Se ha comprobado que el desempeño sísmico de este tipo de configuraciones no es adecuado; sin embargo, se podrán utilizar siempre que el diseñador presente un estudio complementario de acuerdo al Capítulo de Evaluación de Estructuras</p>	
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada 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.</p>	<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>	

Figura 2.4.4.1.3. Configuraciones estructurales no recomendadas
 [29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

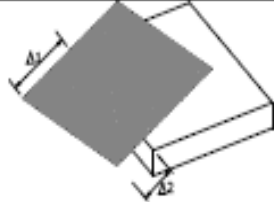
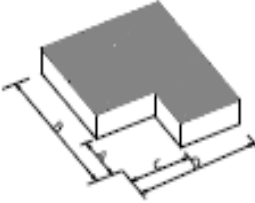
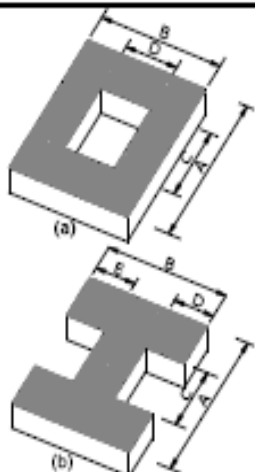
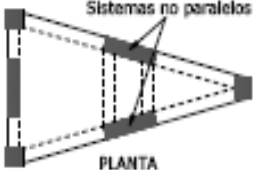
IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pr}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pr}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pr}=0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$</p> <p>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, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pr}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Figura 2.4.4.1.4. Coeficientes de irregularidad en planta
[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_B=0.9$ Rigidez $K_n < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_n + K_p + K_r)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_B=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>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, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_B=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>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.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Figura 2.4.4.1.5. Coeficientes de irregularidad en elevación

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

2.4.5. FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD).

“Las especificaciones AISC proporcionan dos métodos aceptables para diseñar miembros de acero estructural y sus conectores.”

“El método empleado en el diseño de la presente tesis es el diseño con factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistent Factor Design).”

“El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir la función prescrita. Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.”

“Los estados límites de resistencia definen la capacidad de sustentar una carga, incluyendo la fluencia excesiva, la fractura, el pandeo, la fatiga y el movimiento bruto de cuerpo rígido. Los estados límite de servicio definen el comportamiento, incluyendo la deflexión, el agrietamiento, los deslizamientos, la vibración y el deterioro. Todos los estados límites deben evitarse.”

“Los Ingenieros Estructuristas han reconocido desde hace mucho tiempo la incertidumbre inherente tanto de la magnitud de las cargas que actúan sobre una estructura como de la capacidad de la misma para sustentar estas cargas. Generalmente, los efectos de las cargas múltiples son aditivos, pero en algunos casos (por ejemplo, una viga columna) una carga puede amplificar el efecto de otra.”

[6]: Jack C. Cormac & Stephen F. Cernak (2012), *Diseño de Estructuras de acero*, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 51, 52.

2.4.5.1. CÁLCULO DE LAS CARGAS POR EL MÉTODO LRFD.

Los valores esperados de carga muerta, carga viva, viento, nieve, sismo, etc., se estiman de manera que lo requiere la especificación aplicable. A estas cargas se la denomina carga de servicio y de trabajo. Las diversas combinaciones de estas cargas, que posiblemente ocurran al mismo tiempo, se agrupan. La mayor combinación lineal de cargas en un grupo se usa para el análisis y el diseño.

2.4.5.2. COMBINACIONES DE CARGA PARA EL MÉTODO LRFD.

Con el método LRFD, se forman grupos posibles de cargas de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga, normalmente mayor que 1,0. La magnitud del factor de carga refleja la incertidumbre a esa carga específica. La combinación lineal resultante de las cargas de servicio en un grupo, cada un multiplicado por su respectivo factor de carga, se llama carga factorizada.

Los mayores valores determinados de esta manera se usan para calcular los momentos, los cortantes y otras fuerzas en la estructura. Estos valores de control no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros multiplicadas por sus factores ϕ o de reducción. Entonces, los factores de seguridad han sido incorporados en los factores de carga, y podemos decir

$$(Factor\ de\ reducción\ \phi) * (Resistencia\ nominal\ de\ un\ miembro) \\ \geq\ fuerza\ factorizada\ calculada\ en\ el\ miembro,\ Ru$$

$$\phi Rn \geq Ru$$

[7]: Jack C. Cormac & Stephen F. Cernak, 2012, *Diseño de Estructuras de acero*, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 52, 53.

Los factores de carga para edificios para el método LRFD, son:

1. $U = 1,4D$
2. $U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (L\ o\ S\ o\ R)$
3. $U = 1,2D + 1,6 (L\ o\ S\ o\ R) + (L^* 0,5 W)$
4. $U = 1,2D + 1,0W + L^* + 0,5 (L\ o\ S\ o\ R)$
5. $U = 1,2D + 1,0E + L^* + 0,2S$
6. $U = 0,9D + 1,0W$
7. $U = 0,9D + 1,0E$

*El factor de carga L en las combinaciones (3.), (4.) y (5.) deben tomarse como 1,0 para pisos en los lugares de reuniones públicas, para cargas vivas que sobrepasen 100 lb/pie² (488,24 kg/m²) y para la carga viva de los garajes y estacionamientos. Se permite que el factor de carga sea 0,5 para otras cargas vivas.

Para estas combinaciones de carga, se usan las siguientes abreviaturas:

U = carga factorizada o de diseño.

D = carga muerta.

L = carga viva.

L_r = carga viva de techo

S = carga de nieve

R = carga nominal debida a la precipitación pluvial o el hielo iniciales, independientemente de la contribución con encharcamiento.

W = carga de viento

E = carga de sismo

[8]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, *Diseño de Estructuras de acero*, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 53, 54.

2.4.6. DISEÑO DE EDIFICIOS DE ACERO.

Los edificios de poca altura considerados incluyen casas, habitaciones, edificios de oficina, almacenes, escuelas y almacenes de instituciones que no son muy altos con respecto a sus dimensiones laterales menores.

2.4.6.1. TIPOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Las estructuras de acero para edificios se clasifican de acuerdo con su tipo de construcción en uno de los cuatro grupos siguientes:

- Apoyada en muros de carga.
- Reticular
- Estructuras para grandes claros
- Combinada de acero y concreto

2.4.6.1.1. Estructuras apoyada en muros de carga.

La construcción a base de muros de carga es el tipo más común de construcciones comerciales ligeras de una planta. Los extremos de las vigas, viguetas o armaduras ligeras se apoyan sobre los muros, que a su vez transmiten las cargas a los cimientos. La práctica antigua engrosaba los muros al aumentar la altura de los edificios. Por ejemplo, el muro en el piso superior de un edificio podría ser de uno

o dos ladrillos de espesor, en tanto que los muros inferiores podrían incrementarse en su espesor a razón de un ladrillo por piso.

Se pensaba que este tipo de construcción tenía un límite comercial de dos o tres pisos, aunque algunos edificios de muro de carga eran mucho más altos.

[9]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, *Diseño de Estructuras de acero*, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 19, Pág. 642, 643.



Figura. 2.4.6.1.1. Estructura apoyada en muros de carga
[35]: conaltech arcus Colombia (1990), recuperado de www.arcuscolombia.com/portal/#.Ux9LKIUUuZQ, Colombia

2.4.6.1.2. Construcción Reticular.

En la construcción reticular las cargas se transmiten a los cimientos mediante una retícula de vigas y columnas de acero. Las losas de tipo, divisiones, muros exteriores, etc., descansan en su totalidad sobre la retícula. A este tipo de estructura, que pueden montarse a grandes alturas, a menudo se llama construcción de vigas y columnas.

En la construcción de vigas y columnas, la estructura consta usualmente de columnas espaciadas a 20, 25 o 30 pies, y de trabes principales y vigas secundarias conectadas entre sí a las columnas en ambas direcciones, en cada nivel de piso.

[10]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, *Diseño de Estructuras de acero*, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 19, Pág. 644, 645.



Figura. 2.4.6.1.2. Estructura reticular
[36]: *structura costruire* (2010), recuperado de www.archiproducts.com/es/productos/75261/viga-pilar-y-perfil-metalico-estructural-structura-costruire-scaff-system.html

2.4.6.1.3. Estructura de acero de grandes claros.

Cuando se hace necesario el uso de claros muy grandes entre las columnas, como en tribunas, auditorios, teatros, hangares y salones de baile en hoteles, la construcción usual reticular puede no ser suficiente. Si las secciones laminadas W ordinarias fueran insuficientes, puede ser necesario usar vigas con cubreplacas, travesaños armados tipo I, vigas de caja, armaduras grandes, arcos, marcos rígidos y otros semejantes. Cuando el peralte está limitado, las vigas con cubreplacas, las travesaños armados o las de caja pueden realizar el trabajo. Si el peralte no fuera crítico, las armaduras serían satisfactorias.

[11]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, *Diseño de Estructuras de acero*, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 19, Pág. 645, 646.



Figura. 2.4.6.1.3. Estructura de acero grande claro
[37]: *DRY WORK* (2009), Lima-Perú, recuperado de www.drywork.com/servicios.html

2.4.6.1.4. Estructuras combinadas de acero y concreto.

En un gran porcentaje de construcciones actuales, se ha utilizado la combinación de concreto reforzado y acero estructural. Si se utilizan columnas de concreto reforzado en edificios muy altos, tendrían que ser extremadamente gruesas en los pisos bajos y ocuparían demasiado espacio. Generalmente se usan columnas de acero embebidas y ligadas a concreto reforzado y se conocen como columnas compuestas o encajonadas. También se pueden usar columnas compuestas consistentes en miembros HSS rellenos con concreto (llamadas columnas compuestas rellenas).

[12]: Jack C. Cormac & Stephem F. Csernak, 2012, *Diseño de Estructuras de acero*, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 19, Pág. 646.

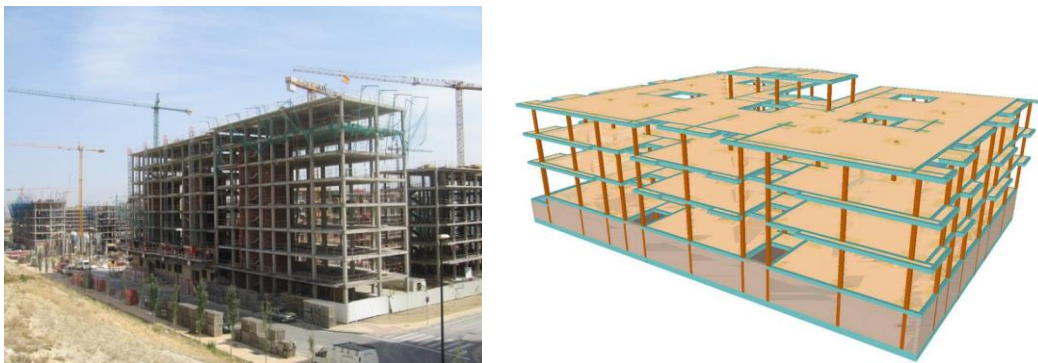


Figura 2.4.6.1.4. Estructura combinada de acero y concreto

[38]: ARQHYS (2010), Tomas Ariel Mejía, *Refuerzo transversal en estructuras de Hormigón*, recuperado de <http://www.arqhys.com/arquitectura/refuerzo-transversal-hormigon.html>

2.4.6.2. COMPONENTES Y SISTEMAS ESTRUCTURALES.

Todos los sistemas estructurales están integrados por componentes. Los componentes principales de una estructura son:

- Tirantes: aquellos miembros sometidos solo a fuerzas axiales de tensión. La carga se aplica a los tirantes solamente en los extremos. Los tirantes no pueden resistir fuerzas generadas por flexión.
- Puntales: aquellos miembros sometidos solo a fuerzas axiales de compresión. Al igual que un tirante, un puntal puede cargarse solamente en sus extremos y tampoco puede resistir fuerzas generadas por flexión.

- Vigas y trabes: aquellos miembros sometidos principalmente a fuerzas de flexión. Casi siempre son miembros horizontales sometidos principalmente a fuerzas de gravedad, pero existen excepciones frecuentes (por ejemplo, viguetas inclinadas).
- Columnas: aquellos miembros sometidos principalmente a fuerzas axiales de compresión. Una columna también puede estar sometida a fuerzas de flexión. Generalmente las columnas son miembros verticales, pero pueden ser inclinadas.
- Diafragmas: componentes estructurales que son placas planas. Generalmente los diafragmas tienen una muy alta rigidez en su plano. Comúnmente se usan en pisos y muros cortantes. Los diafragmas suelen salvar claros entre vigas o columnas. Pueden estar rigidizados con costillas para resistir mejor las fuerzas fuera de su plano.

[13]: Jack C. Cormac, 2010, *Análisis de Estructuras- Método Clásico y Matricial*, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 1, Pág. 8, 9.

2.4.6.3. Predimensionamiento de componentes estructurales.

El predimensionamiento de vigas y columnas de acero es un proceso que se realiza para obtener unas dimensiones aproximadas de la sección transversal en vigas y columnas, que sirven como principio para el cálculo definitivo permitiéndonos optimizar secciones y economizar acero.

2.4.6.3.1. Predimensionamiento de vigas de acero.

Los principios fundamentales para el predimensionamiento de vigas son:

- a) Teoría de flexión: desarrolla las relaciones entre las fuerzas aplicadas y la geometría del miembro estructural (análisis estructural), con el comportamiento de su sección transversal por acción de las cargas (análisis de miembros estructurales).

Consiste en definir el momento y el cortante para definir la geometría del elemento (base, altura, espesor) dependiendo de la combinación de carga aplicada.

b) Diseño plástico.

Es un especial caso de diseño considerando los estados límites por fuerza para la realización de la fuerza del momento plástico. La fuerza del momento plástico es la fuerza del momento cuando todas las fibras de la sección alcanzan el límite de fluencia (F_y) y un lado del elemento se encuentra en tensión y el otro en compresión.

La filosofía del diseño es usada por AISC aplicada a miembros sometidos a flexión incluyendo vigas y columnas.

2.4.6.3.1.1. Resistencia Nominal a Flexión.

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

Dónde:

- F_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kg/cm².
- Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x, cm³ (mm³)
- M_p = momento de flexión plástico.
- M_n = momento nominal de flexión.

$$M_n = M_p = F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

Dónde:

- S_{xc} = módulo de sección elástica del alma (mm³)
- M_p = momento de flexión plástica (N-m)

2.4.6.3.1.2. Resistencia a Corte.

$$V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v$$

Dónde:

- A_w = área del alma, altura total por el espesor.
- C_v = coeficiente de corte del alma (1,0)

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

Dónde:

- h= distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina.
- tw= espesor del alma.
- E= módulo de elasticidad del acero.

[14]: Jaime Marco García, 2000, Curso Básico de Diseño de Estructuras Metálicas en ordenador (Adaptado al Euro código 3 y al LRFD (AISC), Mc Graw Hill, Capítulo 5. Pág. 283-401.

2.4.6.3.2. Predimensionamiento de columnas de acero.

2.4.6.3.2.1. Diseño de miembros a compresión.

La resistencia a compresión nominal P_n , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexotorcional.

La resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión.

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

Longitud Efectiva (K).

El factor de longitud efectiva K, sirve para calcular la esbeltez de las columnas Kl/r , se recomienda que no sea mayor a 200.




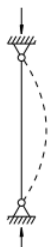






$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

Dónde:

- K= factor de longitud efectiva.
- L= longitud no arriostrada lateralmente del miembro.
- r= radio de giro.

[15]: Jaime Marco García, 2000, Curso Básico de Diseño de Estructuras Metálicas en ordenador (Adaptado al Euro código 3 y al LRFD (AISC), Mc Graw Hill, Capítulo 4. Pág. 221-269.

Tabla 2.4.6.1. Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K.

Table C-2. Effective Length Factors (K) for Columns						
Buckled shape of column is shown by dashed line	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code	   	Rotation fixed and translation fixed Rotation free and translation fixed Rotation fixed and translation free Rotation free and translation free				

[31]: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Manual of Steel construction - Load and Resistent Factor Design, 1994, Volumen 1, Structural members, Specification & codes, Segunda Edición, USA.

La tensión de pandeo por flexión, se determina de la siguiente manera:

Cuándo:

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

Cuándo:

$$\frac{K * l}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = 0,877 F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

Dónde:

- F_{cr} = tensión crítica de pandeo elástico.
- F_e = tensión de pandeo elástico.

Cuándo:

$$\frac{Pr}{P_c} \geq 0,2$$

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mr_x}{Mc_x} + \frac{Mr_y}{Mc_y} \right) \leq 1,0$$

Cuándo:

$$\frac{Pr}{P_c} < 0,2$$

$$\frac{Pr}{2 * P_c} + \left(\frac{Mr_x}{Mc_x} + \frac{Mr_y}{Mc_y} \right) \leq 1,0$$

Dónde:

- P_r = resistencia de compresión axial requerida, usando combinaciones de carga.
- P_c = resistencia de compresión axial disponible de diseño.
- M_r = resistencia de flexión requerida, usando combinaciones de carga.
- M_c = resistencia de flexión disponible.
- x = subíndice de flexión en torno al eje fuerte.
- y = subíndice de flexión en torno al eje débil.
- Φ_c = factor de resistencia en compresión 0,9.
- Φ_b = factor de resistencia en flexión 0,9.

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$P_c = F_{cr} * A_g$$

2.4.6.3.2.2. Pandeo lateral torsional.

$$M_n = C_b * (M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right))$$

Dónde:

C_b = factor de modificación de pandeo lateral- torsional igual a 1,0 para caso de momentos extremos iguales del mismo signo (momento uniforme); 2,27 para caso de momentos extremos iguales de signos opuestos (curvatura reversa por flexión) y a 1,67 cuando de los momentos extremos es igual a cero.

Las longitudes límites L_p y L_r se determinan de la siguiente forma:

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

Para secciones I con simetría doble:

$$c = 1$$

Para canales:

$$c = \frac{h_o}{2} * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Para sección H con doble simetría y alas rectangulares.

$$L_r = \pi * r_{ts} * \sqrt{\frac{E}{0,7 * F_y}}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

r_{ts} puede ser aproximado conservadoramente como el radio de giro del alma en compresión más un sexto del alma.

$$r_{ts} = \frac{bf}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1h_{tw}}{6 * bf * tf}\right)}}$$

Para el predimensionamiento de columnas tomamos los datos procedentes del análisis estructural, tales como cargas axiales y momentos tanto en x como en y.

[15]: Jaime Marco García, 2000, **Curso Básico de Diseño de Estructuras Metálicas en ordenador (Adaptado al Euro código 3 y al LRFD (AISC), Mc Graw Hill, Capítulo 4. Pág. 221-269.**

2.4.7. PLACA COLABORANTE (NOVALOSA).

La placa colaborante es una lámina de acero galvanizado con corrugación trapezoidal fabricada y usada para el diseño de losas compuestas, que actúan como refuerzo a momento positivo y elimina la necesidad de varilla de refuerzo, alivianamientos y encofrados.

La interacción de la placa colaborante y hormigón es alcanzada mediante un sistema de resaltes, dispuestos transversalmente en la placa. Estos producen un anclaje mecánico al hormigón, evitando el desplazamiento y garantizando una adecuada adherencia.

Una vez que las placas colaborantes están adecuadamente sujetas a la estructura, actúan como una plataforma de trabajo segura para la fundición de hormigón.

Cuando el hormigón alcanza la resistencia especificada, este interactúa con la placa colaborante formando un sistema compuesto monolítico capaz de resistir las cargas tanto verticales como horizontales, donde la placa colaborante actúa como refuerzo positivo de la losa.

[21]: NOVACERO (2013), **Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada, tercera edición, Pág. 3.**

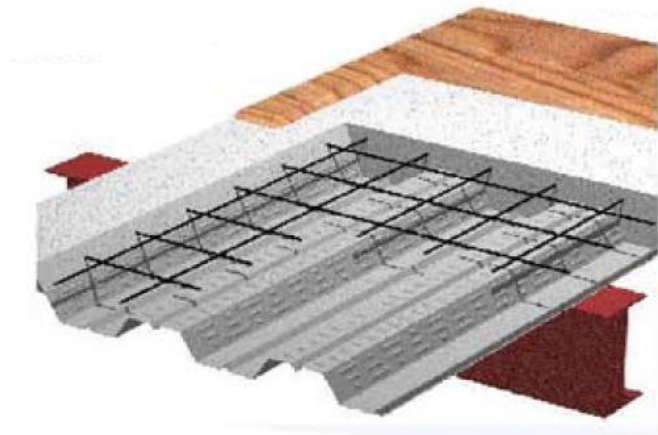


Figura 2.4.7.1. Sistema Metálico NOVALOSA

[21]: NOVACERO (2013), **Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada, tercera edición, Pág. 3.**

2.4.7.1. Materiales.

Es diseñada y fabricada de acuerdo a Normas: ANSI/ASCE3-91 (Standard for the Structural Design of Composite Slabs) y NTE-INEN 2397 (Placa Colaborante de Acero).

El estudio de capacidad está basado además en las especificaciones del Steel Deck Institute (S. D. I.) para placa colaborante de acero.

El acero usado para la fabricación cumple con la norma ASTM A653 Calidad Estructural con recubrimiento galvanizado G90 (Z275) y un límite de fluencia mínima de 37 ksi (2600 kg/cm²). El hormigón a utilizarse debe de estar conforme a los capítulos 3, 4 y 5 del ACI 3-18, con un esfuerzo mínimo a la compresión $f'_c=210$ kg/cm². No deberán usarse aditivos que contengan sales, cloruros que pueden corroer a la Novalosa, la cual ha sido diseñada como refuerzo de la losa.

[22]: NOVACERO (2013), *Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada*, tercera edición, Pág. 4.

2.4.7.2. Recubrimiento mínimo.

Por solicitaciones de incendio y control de vibración se recomienda fundir la losa hasta una altura mínima de 5 cm sobre la cresta de la placa colaborante.

En caso de que se utilice malla electrosoldada por esfuerzos de temperatura y retracción de fraguado o para momento negativo, esta armadura deberá estar localizada entre 2,0 y 2,5 cm bajo el nivel superior del hormigón.

[22]: NOVACERO (2013), *Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada*, tercera edición, Pág. 4.

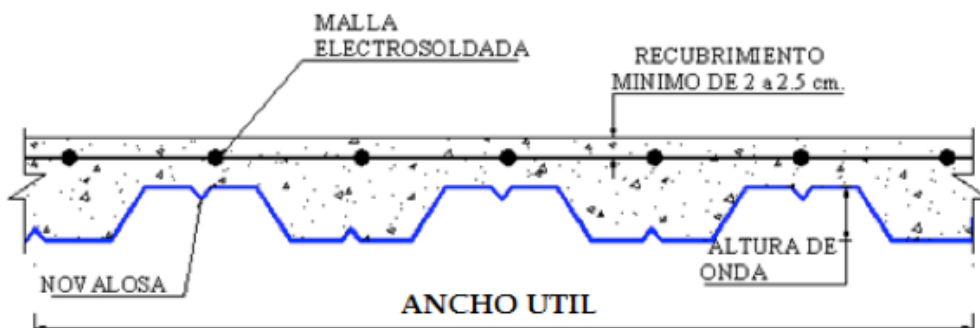


Figura 2.4.7.2. Recubrimiento mínimo

[22]: NOVACERO (2013), *Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada*, tercera edición, Pág. 4.

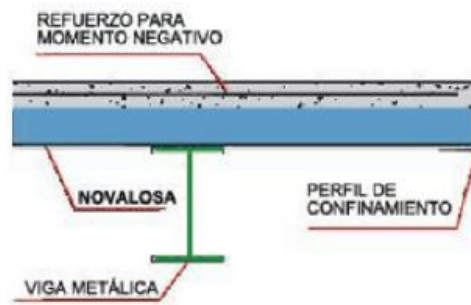


Figura 2.4.7.2.1. Detalle de refuerzo para momento negativo
 [22]: NOVACERO (2013), *Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada*, tercera edición, Pág. 4.

2.4.7.3. Deflexión.

La deflexión de la losa compuesta no debe exceder $L/360$ bajo las solicitaciones de cargas sobrepuestas, y muy rara vez es un factor que rige al diseño. La vibración como estado límite de servicio en la losa, deberá ser evaluada para el sistema de estructura principal, vigas secundarias y losa compuesta.

[23]: NOVACERO (2013), *Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada*, tercera edición, Pág. 5.

2.4.7.4. Refuerzo por temperatura.

El refuerzo por temperatura y retracción de fraguado puede consistir en malla electrosoldada y debe tener un área mínima de 0,0018 veces el área de hormigón sobre la parte alta de la placa colaborante por metro de ancho, de acuerdo al ACI y al Código Ecuatoriano de la Construcción.

[23]: NOVACERO (2013), *Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada*, tercera edición, Pág. 5.

2.4.7.5. Recomendaciones Prácticas.

- Todas las placas colaborantes deben estar adecuadamente apoyadas y sujetas en todos los soportes o vigas secundarias para no tener problemas durante la fundición.
- En el momento del vaciado del hormigón, las áreas de la placa colaborante sujetas a tráfico pesado y repetitivo, cargas concentradas, cargas de impacto, cargas de ruedas de carretillas, etc. Deben ser protegidas con tableros y en ciertos casos con apuntalamientos para evitar daños en las planchas.
- Previo a la colocación del hormigón, las planchas de la placa colaborante

deben estar limpias, libres de tierra, escombros, desechos agua estancada y demás. Se debe tener especial cuidado al momento de la fundición del hormigón sobre la placa colaborante de no aplicar las cargas de impacto que exceda su capacidad de diseño.

Debe evitarse la acumulación del hormigón en sitios de descarga, el hormigón deberá esparcirse inmediatamente.

[23]: NOVACERO (2013), **Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada, tercera edición, Pág. 5.**

2.4.7.6. DISEÑO.

2.4.7.6.1. Como Encofrado.

Las propiedades de la sección de la placa colaborante son calculadas de acuerdo a las especificaciones del AISI (American Iron and Steel Institute). Los esfuerzos generados por la flexión en la placa no excede el esfuerzo admisible, bajo la combinación de cargas de colado de hormigón, peso propio de la placa colaborante y las siguientes cargas de construcción: 100 kg/m² como carga uniforme y 224 kg de carga puntual concentrada en un metro de ancho de placa colaborante, ubicada en el centro del vano.

Las deflexiones en la placa colaborante, cuando actúa como tablero de encofrado, están limitadas a un valor de $L/180$ o 19 mm, el que sea menor, donde L es la luz entre apoyos.

En los cálculos de las deflexiones no se debe tomar en cuenta las cargas de construcción ya que son consideradas como temporales. La placa colaborante está diseñada para comportarse dentro del rango elástico por lo que al retirarse las cargas temporales se recuperan las deformaciones.

Con base a estas hipótesis fueron calculadas las separaciones máximas sin apuntalamiento que resiste la placa colaborante para tres diferentes condiciones de apoyo: simple (un vano), doble (dos vanos), triple (tres vanos), que se representan en el cuadro de capacidades.

[24]: NOVACERO (2013), **Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada, tercera edición, Pág. 6.**



Figura 2.4.7.6.1. Detalle malla electrosoldada
[24]: NOVACERO (2013), *Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada*, tercera edición, Pág. 6.

2.4.7.6.2. Como Sección Compuesta.

Una vez que el hormigón alcanza su resistencia $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, ésta interactúa monolíticamente con la placa colaborante, a través de un embozado que posee, formando un sistema compuesto.

La losa compuesta es diseñada como una losa de hormigón armado con la placa de acero Novalosa actuando como refuerzo a momento positivo. La losa es diseñada como simplemente apoyada bajo cargas uniformemente repartidas, pudiendo también hacerlo como losa continua bajo ciertas condiciones de refuerzo negativo (superior) en los apoyos.

El análisis es realizado utilizando la teoría de la sección transformada, de donde se obtienen las propiedades de sección compuesta.

Las cargas totales sobreimpuestas mostradas en el cuadro de capacidades están basados en la condición de simple apoyo, es decir se asume que la losa se va a fisurar sobre cada soporte, sin que esto pueda traer problemas estructurales ya que está controlado tanto por esfuerzo como por deformación. En caso de que el diseñador quiera hacer trabajar a la losa como continua, deberá diseñarse el refuerzo negativo (superior), usando los métodos de diseño convencionales de hormigón armado.

Cuando las planchas de placa colaborante van a funcionar en voladizo, éstas deben actuar solamente como encofrado permanente y debe diseñarse el refuerzo superior por momento negativo. Las cargas vivas sobreimpuestas se refieren a la capacidad de carga sobre las sección compuestas, es decir únicamente se deben contemplar las cargas adicionales que actuarán sobre la losa sin tomar en cuenta el peso propio del hormigón de la placa colaborante ya que estos ya están considerados en el análisis. Si la luz entre separación de apoyos excede la máxima

permisible sin apuntalamiento, se asume que la placa colaborante debe estar apuntalada.

[25]: NOVACERO (2013), *Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada*, tercera edición, Pág. 6, 7.



Figura 2.4.7.6.2. Detalle armado de placa colaborante

[26]: NOVACERO (2013), *Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada*, tercera edición, Pág. 7.

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN.



Tabla 2.4.7.1. Propiedades de la placa Colaborante.

PROPIEDADES DE LA SECCION						
Espesor (mm)	Peso (kg/m ²)	I+ (cm ⁴ /m)	I- (cm ⁴ /m)	S+ (cm ³ /m)	S- (cm ³ /m)	As (cm ² /m)
0,65	6,38	31,56	37,90	9,66	10,41	8,13
0,74	7,47	39,37	43,89	12,43	13,29	9,51
1,00	9,82	55,99	47,15	18,43	19,34	12,51

[26]: NOVACERO (2013), *Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada*, tercera edición, Pág. 7.

Tabla 2.4.7.2. Capacidades de carga.

Espesor de losa (cm)	Volumen de hormigón (m³/m²)	Espesor Novalosa (mm)	Máxima luz sin apuntalar (m)			Propiedades de la sección compuesta	
			Condición de apoyo			Sc(cm³/m)	Lav (cm⁴/m)
			1 vano	2 vanos	3 vanos		
5	0,075	0,65	1,46	1,94	1,97	37,92	531,66
		0,76	1,73	2,31	2,34	43,89	560,59
		1,00	2,23	2,96	3,03	56,44	619,26
6	0,085	0,65	1,41	1,87	1,90	44,38	694,01
		0,76	1,66	2,22	2,25	51,34	730,73
		1,00	2,13	2,85	2,91	65,97	805,24
8	0,105	0,65	1,31	1,76	1,78	57,94	1111,88
		0,76	1,55	2,08	2,10	67,01	1168,04
		1,00	1,98	2,66	2,71	86,16	1282,43
10	0,125	0,65	1,24	1,66	1,68	72,08	1671,35
		0,76	1,45	1,96	1,98	83,39	1752,25
		1,00	1,85	2,50	2,54	107,35	1917,65
12	0,145	0,65	1,18	1,58	1,60	86,59	2393,05
		0,76	1,38	1,86	1,89	100,24	2504,08
		1,00	1,75	2,37	2,41	129,22	2731,91

[26]: NOVACERO (2013), Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada, tercera edición, Pág. 7.

Tabla 2.4.7.3. Carga total sobreimpuesta.

Espesor de losa (cm)	Carga total sobreimpuesta (kg/m²)									
	Separación entre apoyos (m)									
	1,60	1,80	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40
5	1418	1030	861	656	500	378	282	204		
	1531	1301	980	742	638	498	386	296	222	
	2000	1638	1225	920	880	699	556	440	384	305
6	1595	1141	1001	761	578	436	323	232		
	1699	1463	1088	810	741	577	446	341	254	

	2000	1837	1354	1250	978	767	599	556	446	354
8	1913	1708	1284	970	731	546	398	279	205	
	2000	1758	1268	1225	949	734	563	426	313	220
	2000	2000	1968	1501	1146	870	891	714	569	449
10	2000	2000	1562	1171	875	644	460	312	225	
	2000	1999	1946	1494	1151	884	672	501	361	245
	2000	2000	2000	1706	1264	1361	1088	868	687	538
12	2000	2000	1829	1360	1003	726	506	328	229	
	2000	2000	2000	1756	1343	1022	767	561	393	253
	2000	2000	2000	1857	1324	1606	1278	1013	796	616

[26]: NOVACERO (2013), **Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada, tercera edición, Pág. 7.**

Notas:

- 1) Para la evaluación de la rasante o corte horizontal de la placa se han sacado experimentalmente los valores: $m=1915,56$ y $k=0,0238$
- 2) Las unidades para las cuales aplican estos valores de m y k en la fórmula del rasante de la placa son en kg y cm.
- 3) Sc : módulo resistente positivo de la sección compuesta.
- 4) I_{av} : Inercia promedio (entre sección agrietada y no agrietada).
- 5) El espesor de la losa esta medido desde la parte superior de la placa colaborante.
- 6) El diseño de la placa colaborante está basado en las especificaciones AISI 2007, del SDI (Steel Deck Institute), de la ASCE 3-91.
- 7) Los valores presentados son válidos si la lámina está correctamente fijada a las vigas de apoyo.
- 8) La separación entre apoyos deberá considerarse entre ejes.

2.4.7.7. Instalación.

Para la instalación ubique la placa colaborante sobre la estructura soportante, fíjela cuidando que los extremos queden alineados con la estructura y que estemos apoyados sobre las vigas secundarias.

La capacidad de la placa colaborante, cuando actúa como encofrado y luego como sección compuesta es válida cuando las placas están fijadas perfectamente a la estructura.

Las placas deben ser ancladas o sujetas a los miembros de la estructura en todo su perímetro donde exista apoyo, sea mediante soldadura o con accesorios mecánicos como tornillos autoperforantes o clavos de acero disparado.

Las placas deben ser perforadas o cortadas fácilmente para dar paso a instalaciones eléctricas y sanitarias.

[27]: NOVACERO (2013), **Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada**, tercera edición, Pág. 9.

La instalación de NOVALOSA debe asegurar la fijación del panel metálico a la estructura principal a través de pernos autoperforantes. Los traslapes longitudinales deben ser de mínimo 10cm. y el traslape lateral debe asegurar el sellado para evitar el paso de hormigón.

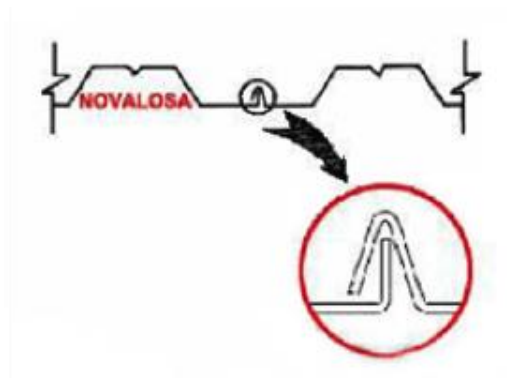


Figura 2.4.7.7.1. Detalle traslape placa NOVALOSA

[28]: NOVACERO (2013), **Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada**, tercera edición, Pág. 10.

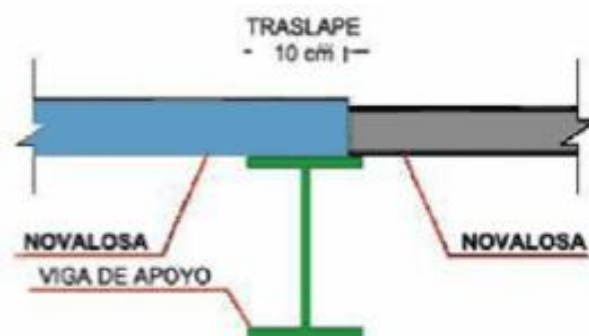


Figura 2.4.7.7.2. Detalle traslape placa NOVALOSA

[28]: NOVACERO (2013), **Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada**, tercera edición, Pág. 10.

- 5) Para el paso de tuberías debe dejarse los tubos colocados antes de que se funda la losa. Posteriormente, se realizarán los empates correspondientes. Se procede a instalar los tubos eléctricos, sanitarios y demás elementos necesarios embebidos en la losa. En lo posible, las instalaciones sanitarias deberán ir descolgadas. En algunos casos se recurre a una sobrealtura en las zonas húmedas.

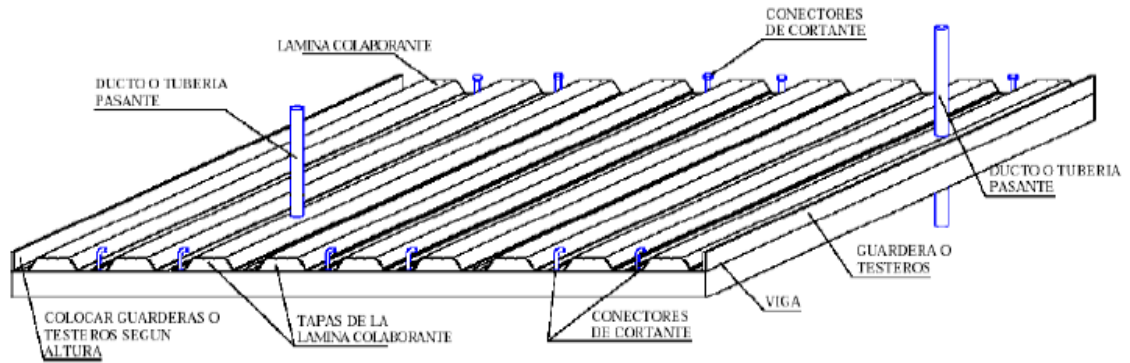


Figura 2.4.7.8.4. Vista de ubicación de instalaciones sanitarias

- 6) Se debe instalar las tapas de cierre para evitar la salida del concreto durante el proceso de vaciado.

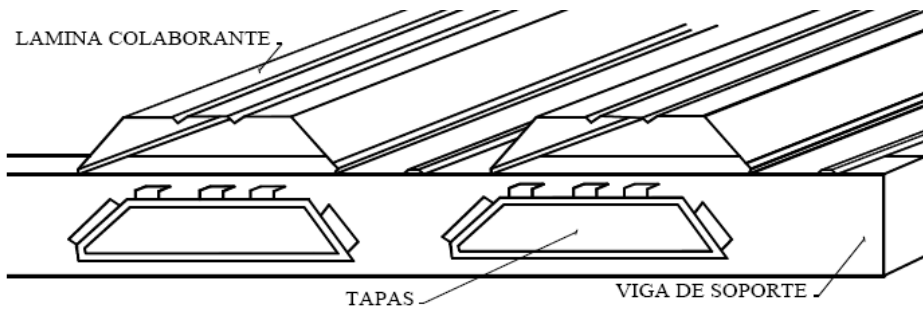


Figura 2.4.7.8.5. Tapa de cierre que se usa para evitar salidas de concreto durante el proceso de vaciado

- 7) La malla electro-soldada se instala sobre los dados de concreto prefabricados (separadores) de tal forma que ésta quede a 2.5 cm por debajo de la superficie de la losa de concreto. La malla mínima recomendada es de 6 mm de diámetro a cuadrículas de 15 cm x 15 cm. o varillas de 3/8" amarrada a mano en ambos sentidos.

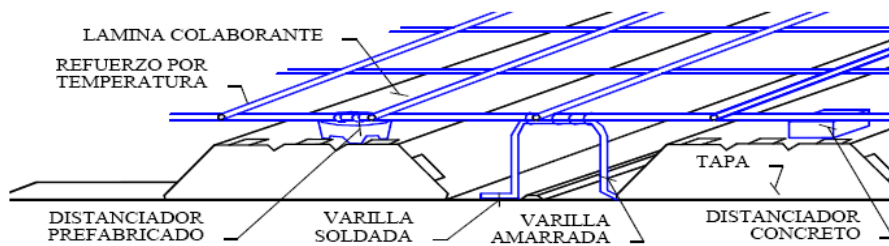


Figura 2.4.7.8.6. Instalación de malla electrosoldada sobre separadores.

- 8) Después de colocar los frisos que indiquen la altura final de la losa se debe vaciar el concreto cuidando no acumular cantidades considerables de concreto en el mismo sitio, ya que se puede generar deformaciones y en el peor de los casos una falla de las láminas o testeros de la viga. Hay que confirmar la altura final de la losa marcada en los frisos, la que no se debe exceder porque se sobrecargaría innecesariamente la losa.
- 9) Cuando se haga perforaciones en la lámina colaborante se debe reforzar su perímetro en el lugar donde se realizará las perforaciones.

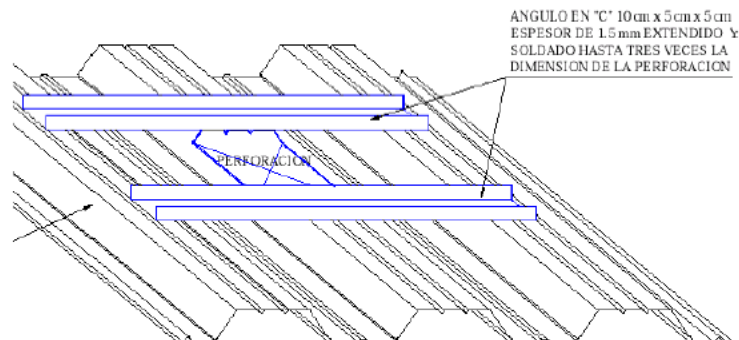


Figura 2.4.7.8.7. Colocación de perfiles para reforzar la lámina colaborante cuando se hacen las perforaciones

- 10) Vaciado de concreto.



Figura 2.4.7.8.8. Vaciado de concreto

2.4.7.9. Ventajas

- 1) El sistema minimiza el desperdicio de material. En general, requiere menor volumen de concreto que otros sistemas. Por otro lado, permite reducir el peso de la edificación lo que se traduce en ahorro de material en el resto de la estructura y a nivel de cimentación.
- 2) El sistema presenta una apariencia atractiva y puede dejarse a la vista en cierto tipo de proyectos.
- 3) Se utilizan las propiedades del acero con una alta eficiencia en el diseño y la fabricación, obteniéndose una losa con una alta relación de resistencia a peso.
- 4) Funciona como encofrado, plataforma de trabajo y refuerzo de la losa, con lo que se elimina el elemento aligerante, el encofrado y otros elementos en las obras que implica el uso de grandes áreas de trabajo para almacenamiento dentro de la obra
- 5) El manejo de la lámina en la obra no requiere de personal calificado ni de un proceso de transformación para su instalación, por lo que se puede obtener grandes rendimientos en su ejecución y bajos costos.

2.4.7.10. Desventajas

- 1) No se permite el uso de aditivos o acelerantes en el concreto que contengan sales clorhídricas ya que éstos pueden producir corrosión sobre la lámina de acero.
- 2) No se puede instalar láminas dobladas o deterioradas.

[17]: Maritza Ramos Rugel, **Análisis Técnico y Económico de Losas de Entrepiso**, Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil, (Noviembre 2002), Sección 2.3, Pág. 20 - 24

2.4.8. Miembros estructurales en edificios.

Las estructuras usadas en edificaciones pueden ser de tipo residencial, comercial, de ensamblado, institucional, de almacenamiento e industriales.

Según el sistema que se utilice para soportar cargas, las estructuras pueden clasificarse como marcos, armaduras, estructuras a tensión, arcos y estructuras de superficie.

2.4.8.1. Marcos.

Un marco puede definirse como una estructura compuesta de dos o más miembros que se unen mediante conexiones, algunas de las cuales, o todas ellas, son resistentes a momentos para formar una configuración rígida.

[18]: Jorge Vladimir Pillajo Narváz & otros, (2009), Diseño de la estructura de acero para un edificio de apartamentos para ser utilizado en la Región Litoral del Ecuador, Facultad de Ingeniería Mecánica, Escuela Politécnica Nacional.

Los marcos pueden ser:

- Marco rectangular de un solo claro y de un nivel, también conocido como marco portal.
- Marco de muchos claros y de un nivel.
- Marco rectangular de varios claros y varios niveles.

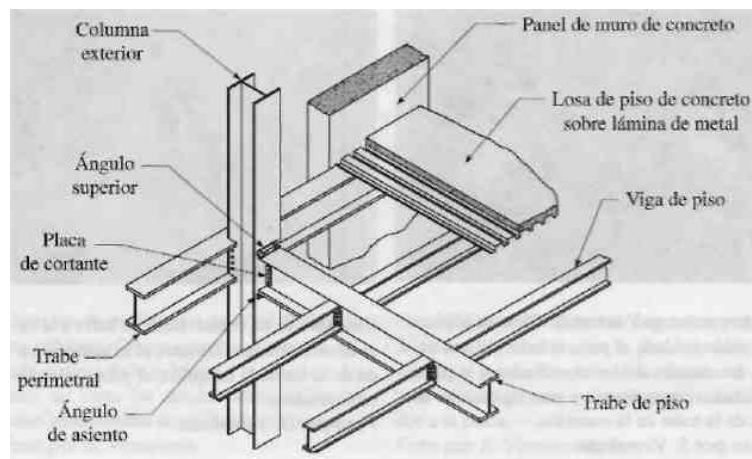


Figura 2.4.8.1. Marco de acero típico de un edificio de varios niveles

2.4.8.1.1. Perfiles simples y miembros compuestos para vigas.

Por lo general, las secciones simples laminadas son más económicas que las secciones compuestas, se usan cuando aportan una resistencia, rigidez y facilidad de conexión adecuadas. Los perfiles que se utilizan, con mayor frecuencia, para miembros en tensión son las barras planas, tés, canales, ángulos y perfiles W y S.

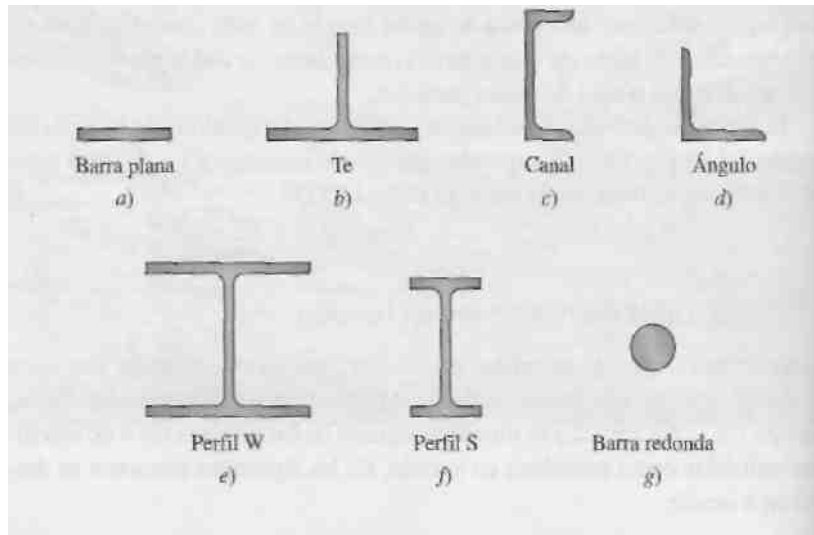


Figura 2.4.8.1.1. Formas de perfiles simples para elementos a tensión.

Es posible que un miembro compuesto sea necesario cuando:

- Un perfil laminado sencillo no pueda aportar el área requerida.
- Se pueda obtener un momento de inercia mayor con una sección compuesta, que el que pueda proporcionar un perfil laminado sencillo que tenga la misma área de la sección transversal.

2.4.8.1.2. Tipos de secciones para columnas.

Existen varios perfiles laminados (rolados) que pueden ser utilizados como secciones para columnas.

La sección laminada tipo W es el perfil más utilizado para columnas en edificios, sobre todo en los altos. Es fácil conectar los perfiles I a otros miembros, y por lo general, los costos de fabricación son bajos, las secciones T son adecuadas como miembros de cuerdas en compresión de armaduras de techo soldadas, ya que los miembros del alma se pueden soldar directo al alma de la te.

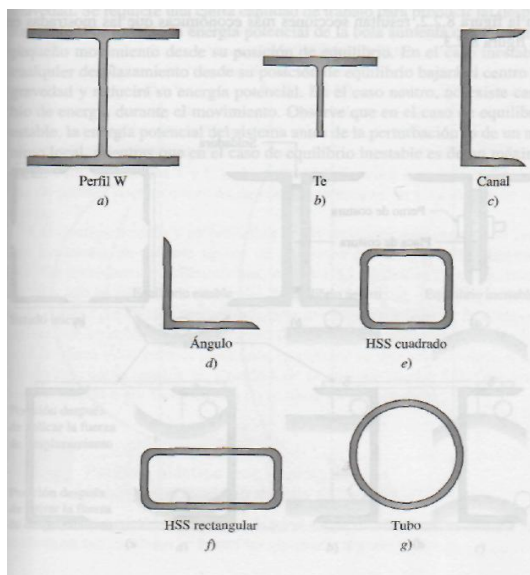


Figura 2.4.8.1.2. Formas de perfiles usados como columnas.

Sin embargo, la carga de una columna puede ser tan grande que un simple perfil laminado podría no aportar el área suficiente. De igual forma, la relación de esbeltez de una columna compuesta de un solo perfil puede ser tan grande que reduce el esfuerzo de diseño en compresión a un valor indeseablemente bajo. En ambas situaciones, el problema se puede resolver al utilizar una sección compuesta consistente en varios elementos (perfiles laminados y/o placas) atornillados o soldados entre sí.

2.4.9. Conexiones.

Las conexiones en marcos estructurales están definidas por la relación momento-rotación.

Tabla 4.4.9. Clasificación de las conexiones.

Simple	Conexiones simples
Rígido	Conexiones de momento completamente restringidas (FR)
Semi-rígido	Conexiones de momento parcialmente restringidas (PR)

[41]:J. Mella, Alacero, Macro Steel Project (2010), Proyecto Ifafa, Modulo De Uniones Apernadas Y Soldadas, recuperado de www.arquitecturaenacero.org/attachments/article/41/M%C3%93DULO%20UNIONES%20APERNADES%20Y%20SOLDADAS.pdf

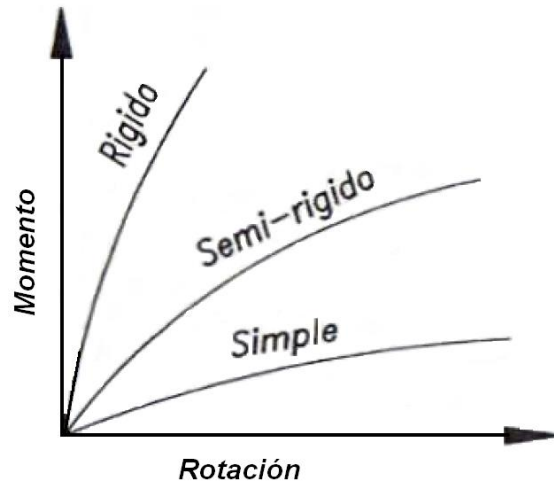


Figura 2.4.9.1. Clasificación de conexiones de acero
 [41]:J. Mella, Alacero, Macro Steel Project (2010), Proyecto Iifa, Módulo De Uniones Apernadas Y Soldadas, recuperado de www.arquitecturaenacero.org/attachments/article/41/M%C3%93DULO%20UNIONES%20APERNADES%20Y%20SOLDADAS.pdf

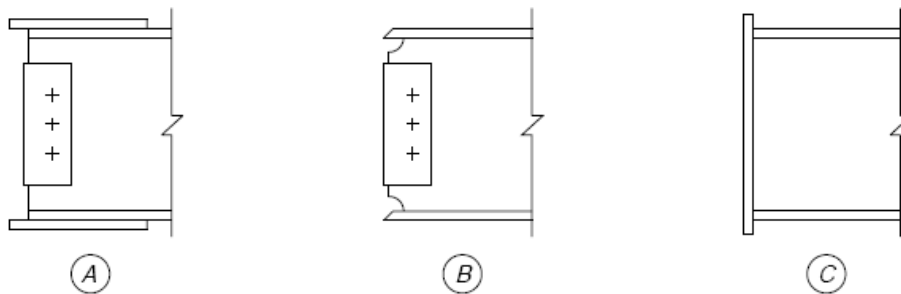


Figura 2.4.9.2. Conexión Rígida (conexión FR- Método LRFD)
 [41]:J. Mella, Alacero, Macro Steel Project (2010), Proyecto Iifa, Módulo De Uniones Apernadas Y Soldadas, recuperado de www.arquitecturaenacero.org/attachments/article/41/M%C3%93DULO%20UNIONES%20APERNADES%20Y%20SOLDADAS.pdf

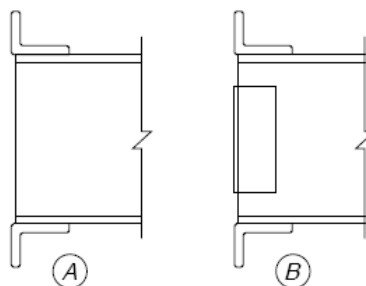


Figura 2.4.9.3. Conexión Simple de Cortante (conexión PR- Método LRFD)
 [41]:J. Mella, Alacero, Macro Steel Project (2010), Proyecto Iifa, Módulo De Uniones Apernadas Y Soldadas, recuperado de www.arquitecturaenacero.org/attachments/article/41/M%C3%93DULO%20UNIONES%20APERNADES%20Y%20SOLDADAS.pdf

2.4.9.1. Conexiones apernadas.

Las conexiones apernadas pueden ser de dos tipos.

- Conexiones tipo aplastamiento: Cuando la carga es resistida por el cortante en los pernos y por aplastamiento sobre los mismos. La resistencia de diseño está influenciada por la presencia de la rosca.

[30]: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Specification for Structural Buildings, 2010, AISC 360-10, USA

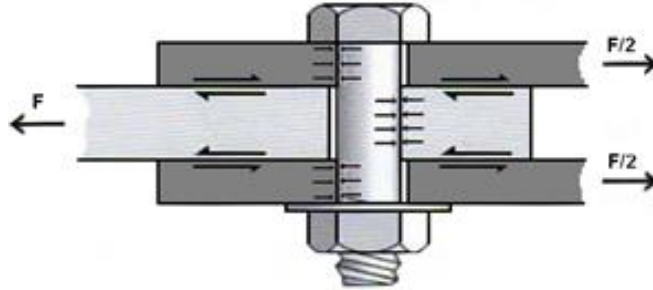


Figura 2.4.9.4. Conexión tipo aplastamiento

[41]:J. Mella, Alacero, Macro Steel Project (2010), Proyecto Ifafa, Módulo De Uniones Apernadas Y Soldadas, recuperado de www.arquitecturaenacero.org/attachments/article/41/M%C3%93DULO%20UNIONES%20APERNADES%20Y%20SOLDADAS.pdf

- Conexiones de deslizamiento crítico: Son las conexiones en que el deslizamiento sería inconveniente para la capacidad de servicio de la estructura a que pertenecen dichas uniones. Estas incluyen conexiones sometidas a cargas de fatiga o a inversión importante de carga, vibraciones y sismo.

[30]: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Specification for Structural Buildings, 2010, AISC 360-10, USA

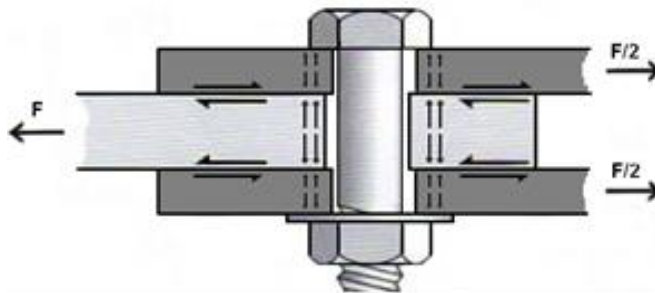


Figura 2.4.9.5. Conexión tipo deslizamiento

[41]:J. Mella, Alacero, Macro Steel Project (2010), Proyecto Ifafa, Módulo De Uniones Apernadas Y Soldadas, recuperado de www.arquitecturaenacero.org/attachments/article/41/M%C3%93DULO%20UNIONES%20APERNADES%20Y%20SOLDADAS.pdf

2.4.9.1.1. Pernos de alta resistencia.

El código AISC establece que el uso de pernos de alta resistencia debe satisfacer las disposiciones de la ASTM 325 y A490.

Tabla 2.4.9.1. Pretensión mínima en Pernos (in)

Pretensión mínima de Pernos, ton		
Tamaño Perno, in	Grupo A (ej. Pernos A325)	Grupo B (ej. Pernos A490)
½	5,44	6,80
5/8	8,62	10,89
¾	12,70	15,88
7/8	17,69	22,23
1	23,13	29,03
1 1/8	25,40	36,29
1 ¼	32,21	46,27
1 3/8	38,56	54,88
1 ½	46,72	67,13

[30]: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Specification for Structural Buildings, 2010, AISC 360-10, USA

Tabla 2.4.9.2. Pretensión mínima en Pernos (mm)

Pretensión mínima de Pernos, ton		
Tamaño Perno, mm	Grupo A (ej. Pernos A325)	Grupo B (ej. Pernos A490)
M16	9,28	11,62
M20	14,48	18,25
M22	17,94	22,53
M24	20,90	26,20
M27	27,22	34,05
M30	33,23	41,59
M36	48,42	60,65

[30]: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Specification for Structural Buildings, 2010, AISC 360-10, USA

**Tabla 2.4.9.3. Pretensión Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas,
kgf/cm² (MPa) (J3.2)**

Pretensión Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas.		
Descripción del conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{nt}, kgf/cm² (MPa)	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{nv}, kgf/cm² (MPa)
Pernos A307	3160 (310) ^{[a][b]}	1680 (165) ^{[c][f]}
Pernos A325, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	6320 (620) ^[e]	3360 (330) ^[f]
Pernos A325, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	6320 (620) ^[e]	4220 (414) ^[f]
Pernos A490, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	7950 (780) ^[e]	4220 (414) ^[f]
Pernos A490, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	7950 (780) ^[e]	5300 (520) ^[f]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	$0.75 F_u^{[a][d]}$	$0.40 F_u$
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	$0.75 F_u^{[a][d]}$	$0.50 F_u$

[30]: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Specification for Structural Buildings, 2010, AISC 360-10, USA

2.4.9.1.2. Espaciamiento mínimo y máximo.

La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas o ranuradas, no deben ser menor que 2 menos 2/3 veces el diámetro nominal, d , del conector; se prefiere una distancia de $3d$.

La distancia máxima desde el centro de cualquier perno o remache hasta el borde más cercano de partes en contacto debe ser 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no debe exceder de 150 mm.

[30]: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Specification for Structural Buildings, 2010, AISC 360-10, USA

2.4.9.2. Conexiones soldadas.

Las propiedades resistentes de la sección de una soldadura o de un grupo de soldadura, se determina considerando su longitud y garganta efectiva.

Los tipos de soldaduras principales son: soldaduras de filetes, soldaduras de tope.

[30]: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Specification for Structural Buildings, 2010, AISC 360-10, USA

2.4.9.2.1. Soldaduras de filete

El área efectiva de una soldadura de filete será la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva de una soldadura de filete debe ser la menor distancia desde la raíz hasta la superficie de la soldadura.

El tamaño mínimo de las soldaduras de filete no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni menor que el tamaño que se muestra en la tabla siguiente. Estas disposiciones no aplican para refuerzos de soldadura de filete en soldaduras de tope con junta de penetración parcial o completa.

[30]: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Specification for Structural Buildings, 2010, AISC 360-10, USA

Tabla 2.4.9.4. Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete (J2.4)

Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de la parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete^[a], mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple

[30]: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Specification for Structural Buildings, 2010, AISC 360-10, USA

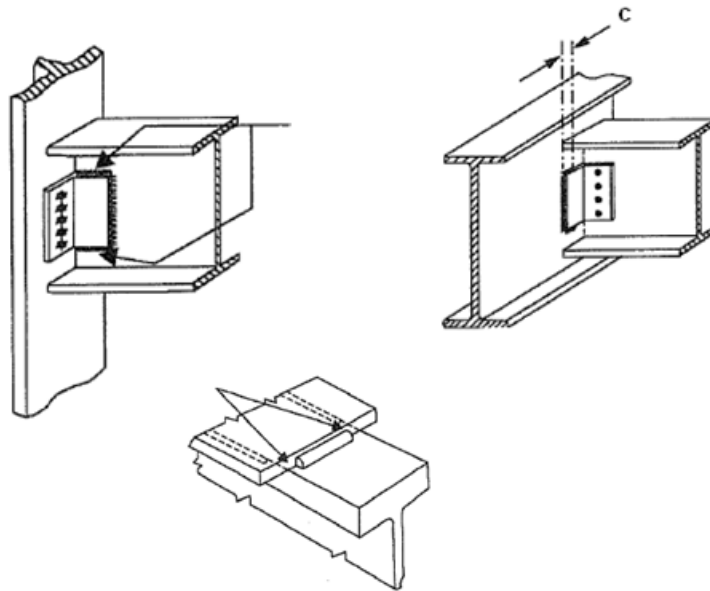


Figura 2.4.9.6. Soldaduras a filete.

[41]: J. Mella, Alacero, Macro Steel Project (2010), Proyecto Ifafa, Módulo De Uniones Apertadas Y Soldadas, recuperado de www.arquitecturaenacero.org/attachments/article/41/M%C3%93DULO%20UNIONES%20APERADAS%20Y%20SOLDADAS.pdf

2.4.9.2.2. Soldaduras de tope.

Se debe considerar el área efectiva de las soldaduras de tope como la longitud de la soldadura por el espesor de la garganta efectiva.

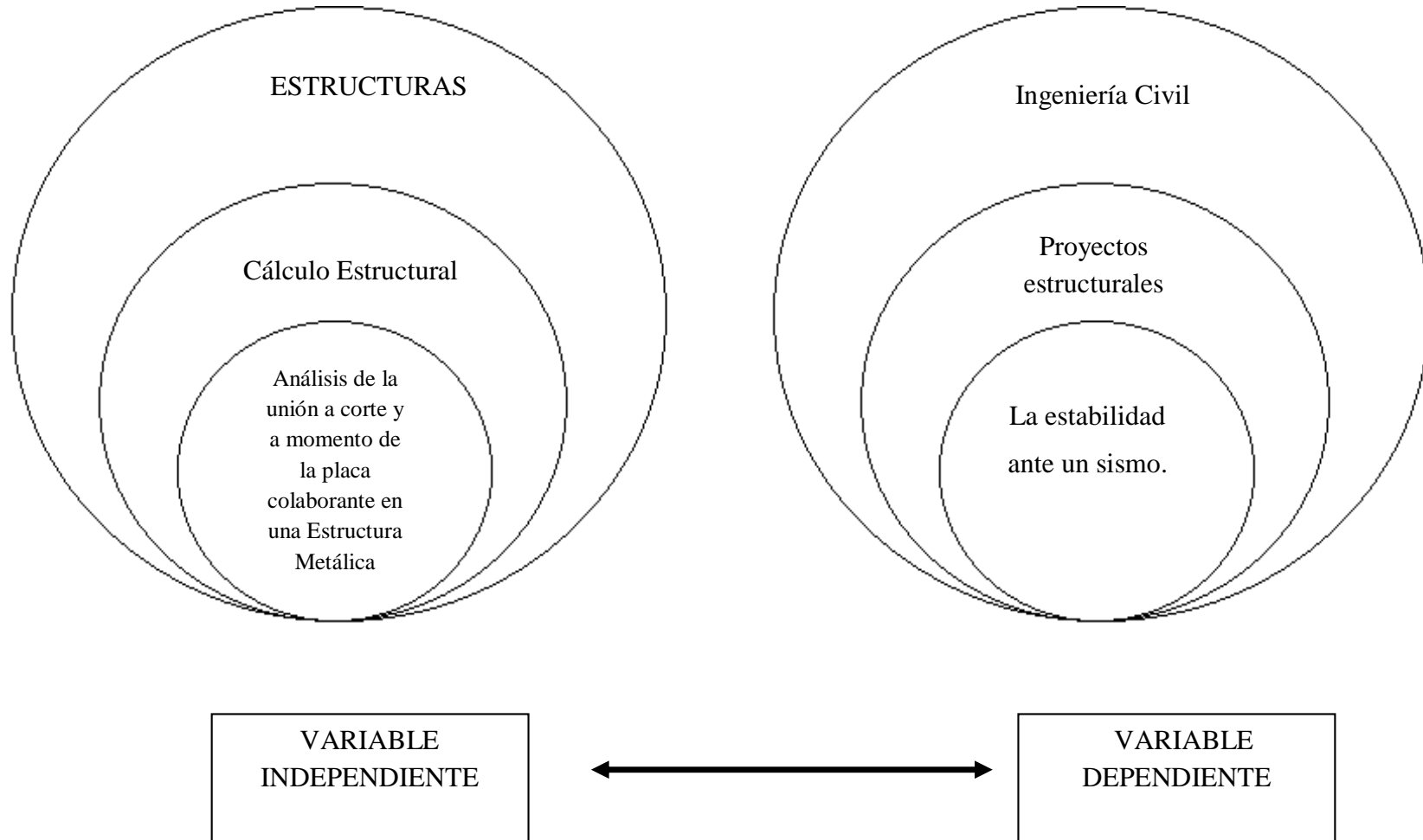
El espesor de la garganta efectiva de una soldadura de tope con junta de penetración completa (CJP) debe ser el espesor de la parte más delgada conectada.

Tabla 2.4.9.5. Espesor Mínimo de Garganta Efectiva (J2.3)

Espesor Mínimo de Garganta Efectiva	
Espesor de material de la parte unida más delgada, mm	Espesor mínimo de garganta efectiva, mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Entre 19 y 38	8
Entre 38 y 57	10
Entre 57 y 150	13
Mayor que 150	16

[30]: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Specification for Structural Buildings, 2010, AISC 360-10, USA

2.5. CATEGORÍAS FUNDAMENTALES



2.6. HIPÓTESIS

EL ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METÁLICA MEJORARÁ LA ESTABILIDAD DE UN EDIFICIO ANTE UN SISMO.

2.7. SEÑALAMIENTO DE VARIABLES.

2.7.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

El análisis de la unión a corte de la placa colaborante en una Estructura Metálica.

2.7.2. VARIABLE DEPENDIENTE

La estabilidad de un edificio ante un sismo.

2.7.3. CONECTOR

Mejorará

CAPÍTULO 3

LA METODOLOGÍA

3.1. ENFOQUE

El presente proyecto de investigación tiene un enfoque cuanti– cualitativo, debido que a través del plano arquitectónico se realizará el cálculo estructural del edificio en estructura metálica y de las losas en placa colaborante para de esta manera recopilar los datos necesarios, los cuales serán tomados en cuenta para el diseño de la unión a corte y de la unión a momento de la placa colaborante y para la verificación de la estabilidad de la estructura ante un sismo.

3.2. MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

Será de Campo y Bibliográfica, ya que nos permitirá aproximarnos a los fenómenos que deseamos modelar y explicar científicamente a través de fuentes bibliográficas actualizadas y resultados de los ensayos a tracción.

Investigación de Campo.

Esta investigación en sitio me permitirá tener los datos necesarios para poderme desenvolver con mayor seguridad y así obtener la mejor alternativa de solución al problema planteado.

Investigación documental-bibliográfica.

La investigación bibliográfica me ayudará a conocer, investigar y analizar diferentes enfoques sobre el diseño de un edificio de estructura metálica y de la placa colaborante para garantizar su estabilidad ante un sismo.

Intervención social o proyecto factible.

El presente proyecto tiene como objetivo implementar una adecuada forma de diseño de la unión a corte y a momento de la placa colaborante.

3.3. NIVELES DE INVESTIGACIÓN

Exploratorio.

La investigación tiene un nivel exploratorio, ya que este estudio va a buscar una solución al problema planteado en el área de estructuras y hormigón, de esta manera el tema investigativo de la unión a corte y a momento en la placa colaborante en una edificación de estructura metálica nos permitirá garantizar su estabilidad ante un sismo.

Descriptivo.

La investigación se orienta a señalar cómo es y cómo se manifiesta el problema, basándonos en el nivel exploratorio, se busca especificar los aspectos importantes para medirlos y evaluarlos.

Los conocimientos que se van a aplicar en la investigación son aquellos que buscan determinar características y propiedades del tema a ser investigado, dicha investigación manejará conocimientos amplios para analizar la unión a corte y la unión a momento de la placa en un estructura metálica y de esta forma descubrir cuál de las dos trabaja mejor.

3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.4.1. Población

La población para esta investigación será la base fundamental a partir de la cual se podrá obtener la muestra que en este caso va a ser el plano arquitectónico Baranzú, con lo cual se pretende obtener los mejores resultados y una investigación segura.

3.4.2. Muestra

A nivel nacional existen un sinnúmero de edificios para esta investigación se tomará en consideración el Edificio Baranzú, debido a las características especiales que posee.

3.5. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

MATRIZ OPERACIONALIZACIÓN VARIABLES

HIPÓTESIS: EL ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METÁLICA MEJORARÁ LA ESTABILIDAD DE UN EDIFICIO ANTE UN SISMO.

VARIABLE INDEPENDIENTE: El análisis de la unión a corte de la placa colaborante en una Estructura Metálica.

ABSTRACTO		CONCRETO		
CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍTEMS	TÉCNICAS RECOPIACIÓN INFORMACIÓN
La placa colaborante es un elemento que nos permite la construcción de grandes edificaciones en corto tiempo y ahorra dinero, además de ser muy estable ante un sismo	Unión de la placa colaborante con la estructura metálica	Unión a corte	¿Qué unión trabaja mejor ante un sismo?	Análisis de resultados. Utilización de un software. Ensayos de Tracción.
		Diseño estructural de la estructura metálica	¿Qué datos se analizarán del diseño estructural?	

VARIABLE DEPENDIENTE: La estabilidad de un edificio ante un sismo.

ABSTRACTO		CONCRETO		
CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍTEMS	TÉCNICAS RECOPIACIÓN INFORMACIÓN
Un sismo es un fenómeno natural que ocasiona la destrucción de las estructuras o su desgaste dependiendo del grado con que este suceda.	Análisis sísmico.	Espectro sísmico de acuerdo al NEC	¿Cómo se verifica la estabilidad de una estructura?	Utilización del software

3.6. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

	TIPOS	INSTRUMENTOS
OBSERVACIÓN	Directa- Indirecta	Cuaderno de notas
	Participante- No participante	Diario
	Estructurada- No estructurada	Ficha de campo
	Individual- En equipo	Registro específico
	Campo – laboratorio	Ficha de campo y técnica
	DOCUMENTACIÓN	Libros Publicaciones Normas Catálogos

La recolección de información se realizará mediante observación directa, no participante, estructurada e individual usando como instrumento las herramientas computacionales, para poder llegar al análisis de resultados.

Se ocupará material bibliográfico como son libros, catálogos y normas que serán de ayuda para realizar los ensayos deseados.

Se utilizará un software para realizar la modelación de la estructura metálica que ajuste a la realidad del plano arquitectónico.

3.7. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.

La información que se obtenga del diseño de los elementos estructurales y del software que se aplique, se podrán expresar los resultados mediante planos estructurales y tablas las cuales van a ayudar a identificar cual diseño es el más adecuado.

- Realizar el prediseño de los elementos estructurales en estructura metálica.
- El análisis de los diagramas de corte y momento nos van a ayudar a elegir el diseño más adecuado de la estructura metálica.
- Mediante el cálculo estructural se determinará qué tipo de unión trabaja mejor ante un sismo en una edificación de estructura metálica.

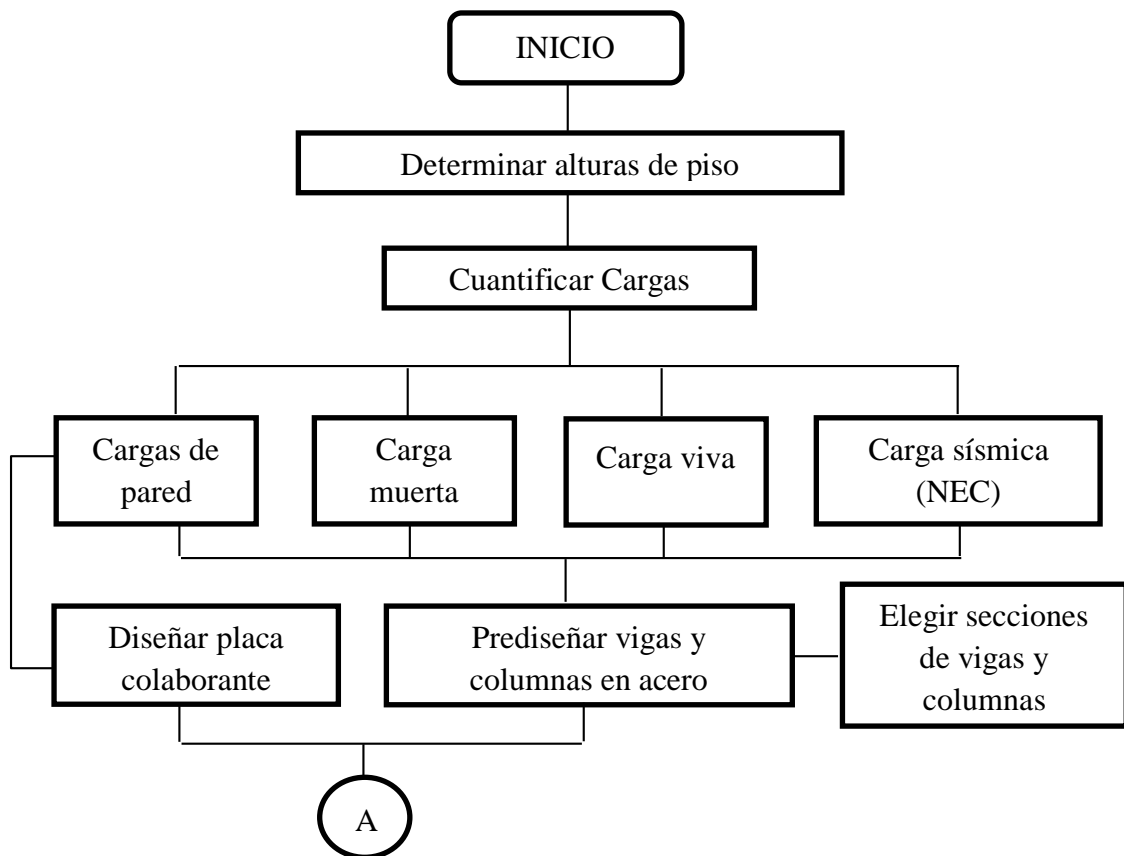
Los datos serán interpretados y se podrá saber cuál tipo de unión genera mejores propiedades.

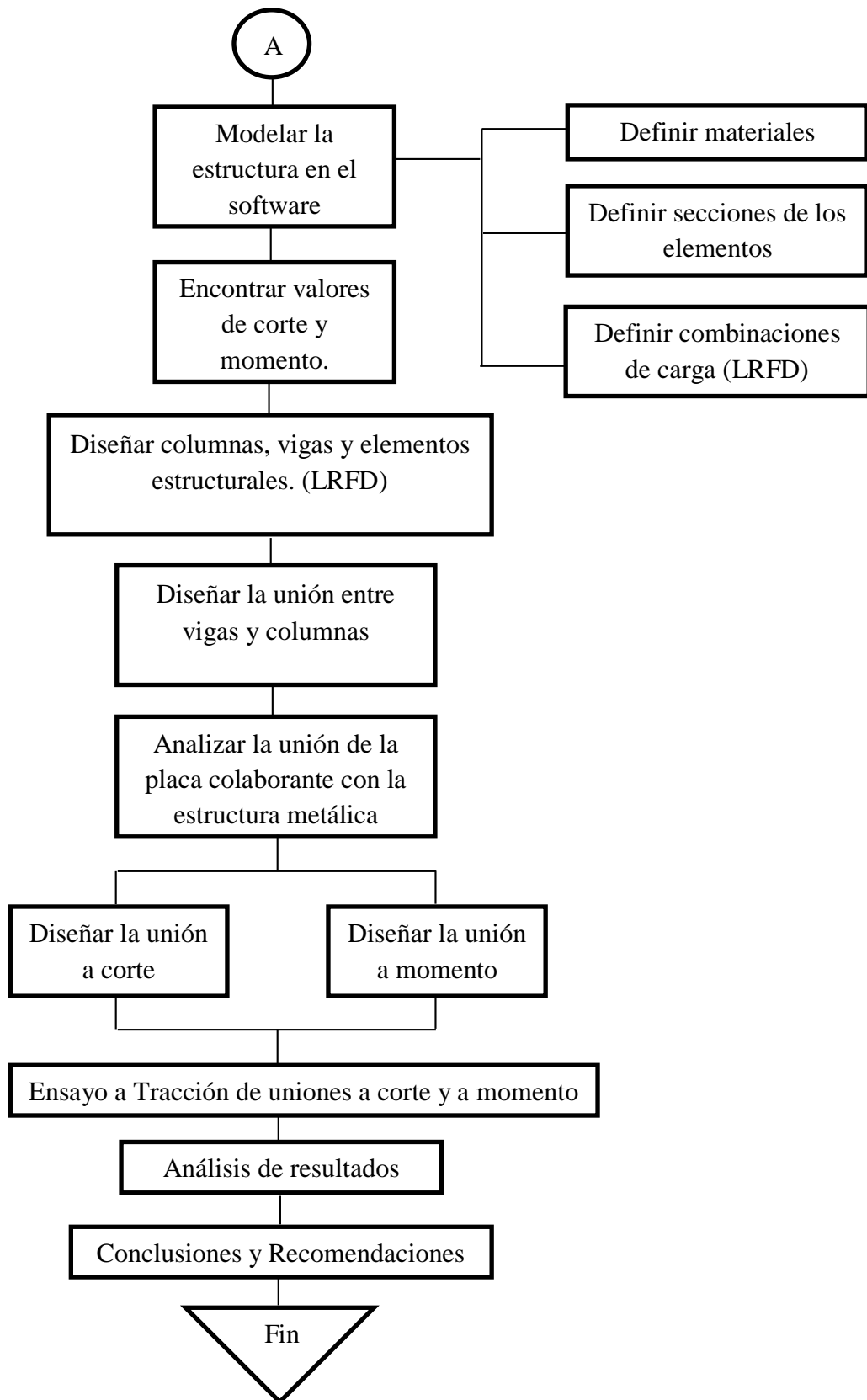
CAPÍTULO 4

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el presente estudio se ha considerado el siguiente diagrama de flujo para obtener los datos de los resultados, el cual inicia mediante el proceso de la cuantificación de cargas, prediseño de elementos estructurales, modelación de la estructura en un software, para de esta manera analizar la unión a corte y a momento de la placa colaborante en una estructura metálica.







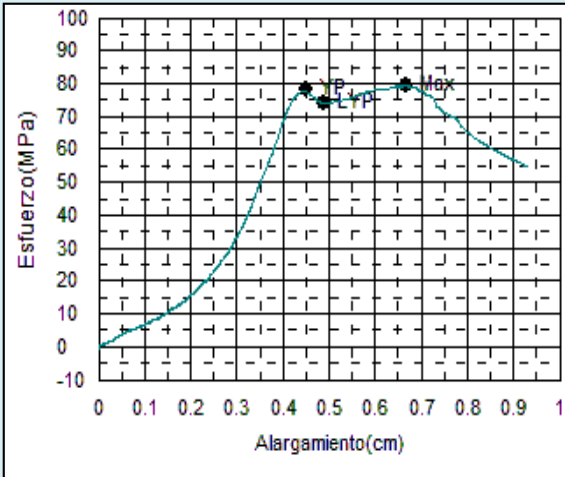
4.2. ENSAYOS A TRACCIÓN.

El ensayo de tracción se realizó de acuerdo a la Norma ASTM A36. Norma utilizada para verificar la calidad del acero estructural mediante el ensayo a tracción.

Este ensayo se realizó en los Laboratorios de NOVACERO, en la Planta de Lasso en la Provincia de Cotopaxi, en la máquina universal SHIMADZU de 600 KN, con el propósito de analizar la resistencia última de tracción de ensayos entre la placa colaborante y la estructura metálica conectadas a corte y a momento.



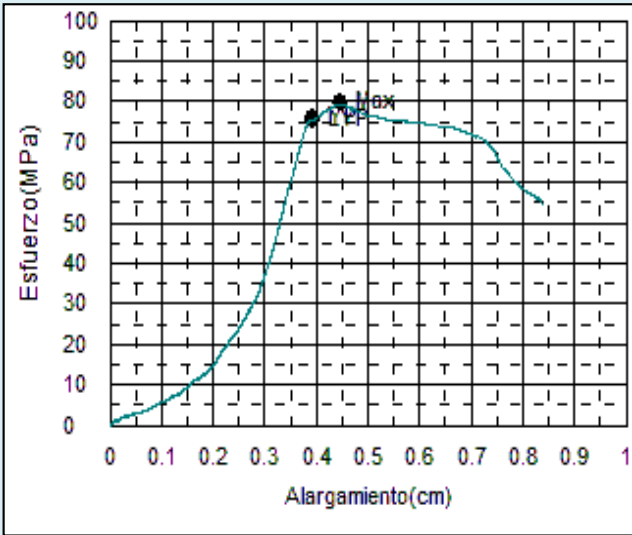
4.3. INTERPRETACIÓN DE DATOS.

Ficha 4.1. Ensayo Tracción Probeta N°1

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
ENSAYO DE TRACCIÓN			
Datos Informativos:			
Tipo de estudio:	De laboratorio	Ensayo N°:	01
Identificación del componente de estudio:		Probeta N°. PP1 - <i>empernada</i>	
Solicitado por:	UTA – FICM	Fecha:	23/01/2015
Centro de Estudio y Análisis:		Laboratorio de Control de Calidad NOVACERO	
Realizado por:	Ana Garzón Freire	Supervisado por:	Ing. Catherine Donoso
PARÁMETROS AMBIENTALES DEL LUGAR DURANTE EL ENSAYO			
Lugar:	Planta NOVACERO Lasso, Provincia de Cotopaxi		
Temperatura Ambiente:	16,8 °C	Humedad:	58%
PARÁMETROS DEL ENSAYO DE TRACCIÓN			
DESCRIPCIÓN:			
Método:	MT-CC.05		
Instrumento:	Máquina Universal SHIMADZU 600 KN		
Espesor Probeta:	2,09 mm	Ancho:	52,18 mm
Área Nominal:	109,06 mm ²	Alargamiento (%)	10,20
Resistencia Máxima:	79,91 MPa	815,41 kg/cm ²	
Límite de Fluencia:	78,26 MPa	798,57 kg/cm ²	
			
Nota: Resultados obtenidos bajo informe de NOVACERO Anexo 8			

Fuente: Autor



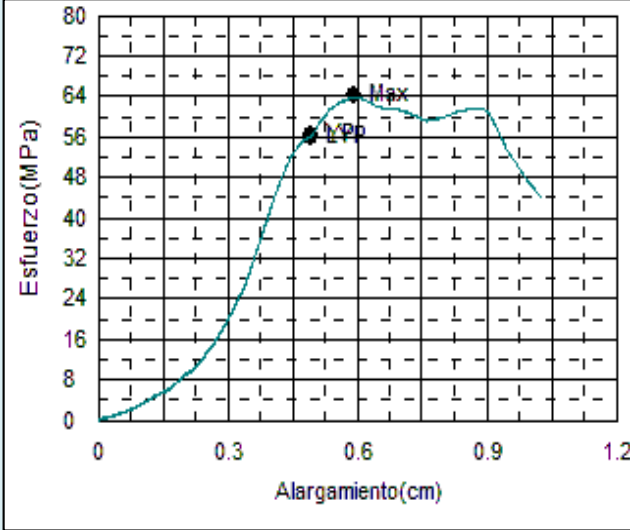
Ficha 4.2. Ensayo Tracción Probeta N°2

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
ENSAYO DE TRACCIÓN			
Datos Informativos:			
Tipo de estudio:	De laboratorio	Ensayo N°:	02
Identificación del componente de estudio:		Probeta N°. PP2 - <i>empernada</i>	
Solicitado por:	UTA – FICM	Fecha:	23/01/2015
Centro de Estudio y Análisis:		Laboratorio de Control de Calidad NOVACERO	
Realizado por:	Ana Garzón Freire	Supervisado por:	Ing. Catherine Donoso
PARÁMETROS AMBIENTALES DEL LUGAR DURANTE EL ENSAYO			
Lugar:	Planta NOVACERO Lasso, Provincia de Cotopaxi		
Temperatura Ambiente:	16,9 °C	Humedad:	58%
PARÁMETROS DEL ENSAYO DE TRACCIÓN			
DESCRIPCIÓN:			
Método:	MT-CC.05		
Instrumento:	Máquina Universal SHIMADZU 600 KN		
Espesor Probeta:	2,17 mm	Ancho:	50,25 mm
Área Nominal:	109,04 mm ²	Alargamiento (%)	8,60
Resistencia Máxima:	79,75 MPa	813,78 kg/cm ²	
Límite de Fluencia:	76,00 MPa	775,51 kg/cm ²	
			

Nota: Resultados obtenidos bajo informe de NOVACERO Anexo 9



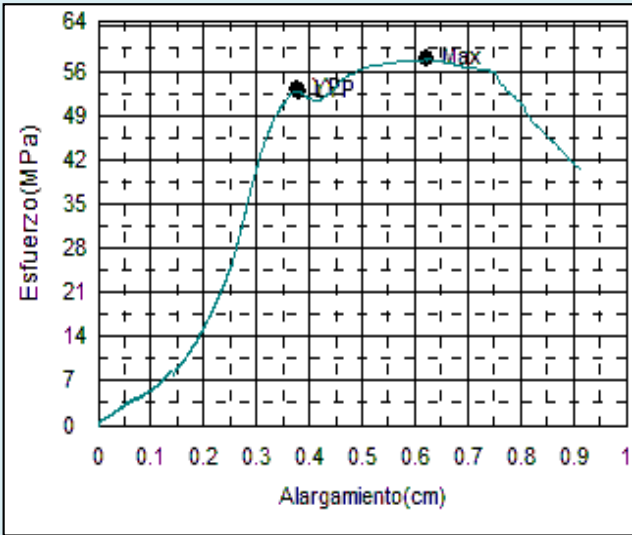
Fuente: Autor

Ficha 4.3. Ensayo Tracción Probeta N°3

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
ENSAYO DE TRACCIÓN			
Datos Informativos:			
Tipo de estudio:	De laboratorio	Ensayo N°:	03
Identificación del componente de estudio:		Probeta N°. PP3 - <i>empernada</i>	
Solicitado por:	UTA – FICM	Fecha:	23/01/2015
Centro de Estudio y Análisis:		Laboratorio de Control de Calidad NOVACERO	
Realizado por:	Ana Garzón Freire	Supervisado por:	Ing. Catherine Donoso
PARÁMETROS AMBIENTALES DEL LUGAR DURANTE EL ENSAYO			
Lugar:	Planta NOVACERO Lasso, Provincia de Cotopaxi		
Temperatura Ambiente:	17,2 °C	Humedad:	58%
PARÁMETROS DEL ENSAYO DE TRACCIÓN			
DESCRIPCIÓN:			
Método:	MT-CC.05		
Instrumento:	Máquina Universal SHIMADZU 600 KN		
Espesor Probeta:	2,63 mm	Ancho:	51,24 mm
Área Nominal:	134,76 mm ²	Alargamiento (%)	12,80
Resistencia Máxima:	64,22 MPa	655,31 kg/cm ²	
Límite de Fluencia:	56,35 MPa	575,00 kg/cm ²	
			
Nota: Resultados obtenidos bajo informe de NOVACERO Anexo 10			

Fuente: Autor



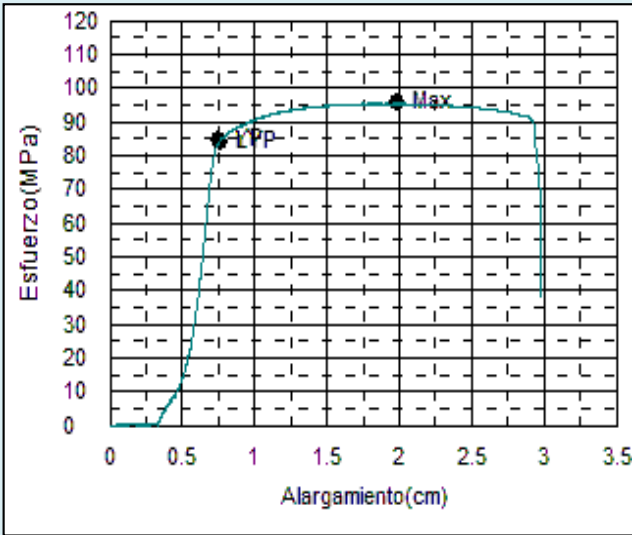
Ficha 4.4. Ensayo Tracción Probeta N°4

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
ENSAYO DE TRACCIÓN			
Datos Informativos:			
Tipo de estudio:	De laboratorio	Ensayo N°:	04
Identificación del componente de estudio:		Probeta N°. PP4 - <i>empernada</i>	
Solicitado por:	UTA – FICM	Fecha:	23/01/2015
Centro de Estudio y Análisis:		Laboratorio de Control de Calidad NOVACERO	
Realizado por:	Ana Garzón Freire	Supervisado por:	Ing. Catherine Donoso
PARÁMETROS AMBIENTALES DEL LUGAR DURANTE EL ENSAYO			
Lugar:	Planta NOVACERO Lasso, Provincia de Cotopaxi		
Temperatura Ambiente:	17,3 °C	Humedad:	58%
PARÁMETROS DEL ENSAYO DE TRACCIÓN			
DESCRIPCIÓN:			
Método:	MT-CC.05		
Instrumento:	Máquina Universal SHIMADZU 600 KN		
Espesor Probeta:	2,88 mm	Ancho:	50,97 mm
Área Nominal:	146,79 mm ²	Alargamiento (%)	14,80
Resistencia Máxima:	58,14 MPa	593,27 kg/cm ²	
Límite de Fluencia:	53,08 MPa	541,63 kg/cm ²	
			

Nota: Resultados obtenidos bajo informe de NOVACERO Anexo 11



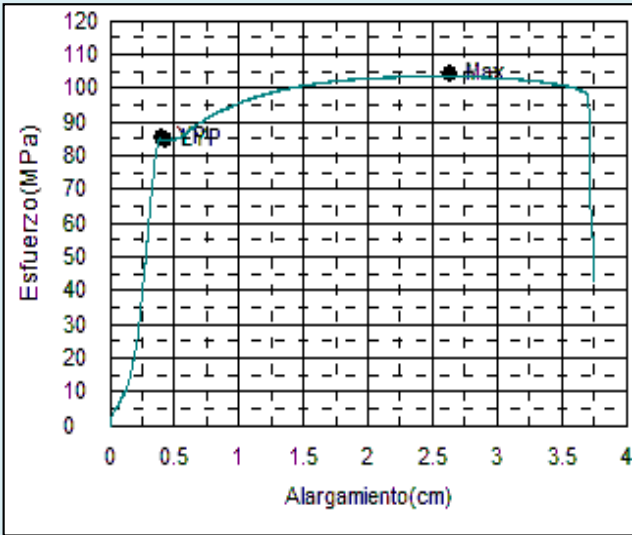
Fuente: Autor

Ficha 4.5. Ensayo Tracción Probeta N°6

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
ENSAYO DE TRACCIÓN			
Datos Informativos:			
Tipo de estudio:	De laboratorio	Ensayo N°:	06
Identificación del componente de estudio:		Probeta N°. SP1 - <i>soldada</i>	
Solicitado por:	UTA – FICM	Fecha:	23/01/2015
Centro de Estudio y Análisis:		Laboratorio de Control de Calidad NOVACERO	
Realizado por:	Ana Garzón Freire	Supervisado por:	Ing. Catherine Donoso
PARÁMETROS AMBIENTALES DEL LUGAR DURANTE EL ENSAYO			
Lugar:	Planta NOVACERO Lasso, Provincia de Cotopaxi		
Temperatura Ambiente:	17,6 °C	Humedad:	57%
PARÁMETROS DEL ENSAYO DE TRACCIÓN			
DESCRIPCIÓN:			
Método:	MT-CC.05		
Instrumento:	Máquina Universal SHIMADZU 600 KN		
Espesor Probeta:	2,93 mm	Ancho:	51,90 mm
Área Nominal:	152,07 mm ²	Alargamiento (%):	44,20
Resistencia Máxima:	95,95 MPa	979,08 kg/cm ²	
Límite de Fluencia:	84,46 MPa	861,84 kg/cm ²	
			
Nota: Resultados obtenidos bajo informe de NOVACERO Anexo 13			



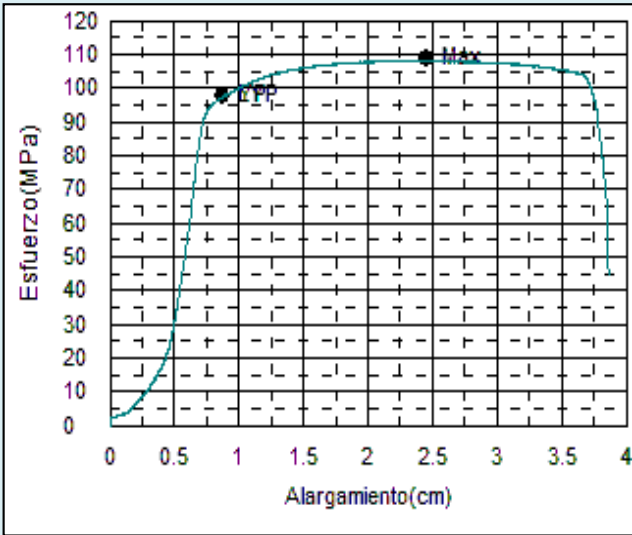
Fuente: Autor

Ficha 4.6. Ensayo Tracción Probeta N°7

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
ENSAYO DE TRACCIÓN			
Datos Informativos:			
Tipo de estudio:	De laboratorio	Ensayo N°:	07
Identificación del componente de estudio:		Probeta N°. SP2 - <i>soldada</i>	
Solicitado por:	UTA – FICM	Fecha:	23/01/2015
Centro de Estudio y Análisis:		Laboratorio de Control de Calidad NOVACERO	
Realizado por:	Ana Garzón Freire	Supervisado por:	Ing. Catherine Donoso
PARÁMETROS AMBIENTALES DEL LUGAR DURANTE EL ENSAYO			
Lugar:	Planta NOVACERO Lasso, Provincia de Cotopaxi		
Temperatura Ambiente:	17,6 °C	Humedad:	56%
PARÁMETROS DEL ENSAYO DE TRACCIÓN			
DESCRIPCIÓN:			
Método:	MT-CC.05		
Instrumento:	Máquina Universal SHIMADZU 600 KN		
Espesor Probeta:	2,63 mm	Ancho:	51,76 mm
Área Nominal:	136,13 mm ²	Alargamiento (%)	58,40
Resistencia Máxima:	104,16 MPa	1062,86 kg/cm ²	
Límite de Fluencia:	85,45 MPa	871,94 kg/cm ²	
			
Nota: Resultados obtenidos bajo informe de NOVACERO Anexo 14			



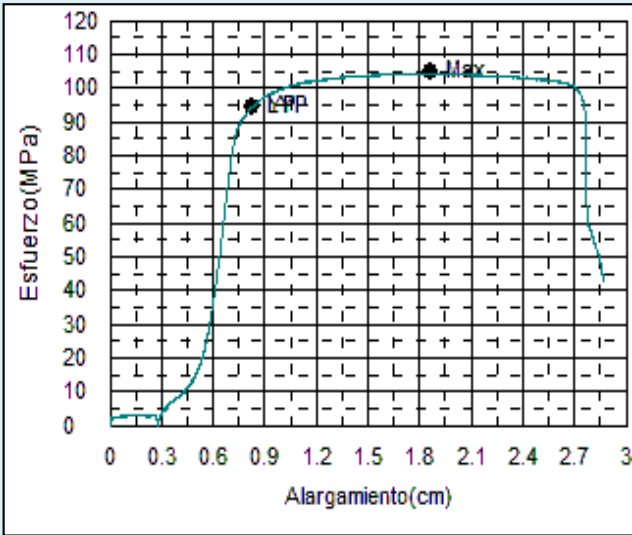
Fuente: Autor

Ficha 4.7. Ensayo Tracción Probeta N°8

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
ENSAYO DE TRACCIÓN			
Datos Informativos:			
Tipo de estudio:	De laboratorio	Ensayo N°:	08
Identificación del componente de estudio:		Probeta N°. SP3 - <i>soldada</i>	
Solicitado por:	UTA – FICM	Fecha:	23/01/2015
Centro de Estudio y Análisis:		Laboratorio de Control de Calidad NOVACERO	
Realizado por:	Ana Garzón Freire	Supervisado por:	Ing. Catherine Donoso
PARÁMETROS AMBIENTALES DEL LUGAR DURANTE EL ENSAYO			
Lugar:	Planta NOVACERO Lasso, provincia de Cotopaxi		
Temperatura Ambiente:	17,8 °C	Humedad:	56%
PARÁMETROS DEL ENSAYO DE TRACCIÓN			
DESCRIPCIÓN:			
Método:	MT-CC.05		
Instrumento:	Máquina Universal SHIMADZU 600 KN		
Espesor Probeta:	2,63 mm	Ancho:	51,28 mm
Área Nominal:	134,87 mm ²	Alargamiento (%):	48,60
Resistencia Máxima:	108,72 MPa	1109,39 kg/cm ²	
Límite de Fluencia:	97,74 MPa	997,35 kg/cm ²	
			
Nota: Resultados obtenidos bajo informe de NOVACERO Anexo 15			

Fuente: Autor

Ficha 4.8 Ensayo Tracción Probeta N°9

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
ENSAYO DE TRACCIÓN			
Datos Informativos:			
Tipo de estudio:	De laboratorio	Ensayo N°:	09
Identificación del componente de estudio:		Probeta N°. SP4 - <i>soldada</i>	
Solicitado por:	UTA – FICM	Fecha:	23/01/2015
Centro de Estudio y Análisis:		Laboratorio de Control de Calidad NOVACERO	
Realizado por:	Ana Garzón Freire	Supervisado por:	Ing. Catherine Donoso
PARÁMETROS AMBIENTALES DEL LUGAR DURANTE EL ENSAYO			
Lugar:	Planta NOVACERO Lasso, provincia de Cotopaxi		
Temperatura Ambiente:	18,0 °C	Humedad:	55%
PARÁMETROS DEL ENSAYO DE TRACCIÓN			
DESCRIPCIÓN:			
Método:	MT-CC.05		
Instrumento:	Máquina Universal SHIMADZU 600 KN		
Espesor Probeta:	2,71 mm	Ancho:	51,40 mm
Área Nominal:	139,29 mm ²	Alargamiento (%)	43,00
Resistencia Máxima:	104,97 MPa	1071,12 kg/cm ²	
Límite de Fluencia:	94,47 MPa	963,98 kg/cm ²	
			
Nota: Resultados obtenidos bajo informe de NOVACERO Anexo 16			

Fuente: Autor

Tabla 4.3.1. Resultados de Probetas ensayadas a tracción, conectadas a corte.

Conexión	Probeta	Resistencia a Tracción (kg/cm²)	% Elongación
A corte (empernada)	1	815,41	10,20
	2	813,78	8,6
	3	655,31	12,8
	4	593,27	14,8

Fuente: Autor

Tabla 4.3.2. Resultados de Probetas ensayadas a tracción, conectadas a momento.

Conexión	Probeta	Resistencia a Tracción (kg/cm²)	% Elongación
A momento (soldada)	6	979,08	44,2
	7	1062,86	58,4
	8	1109,34	48,6
	9	1071,12	43

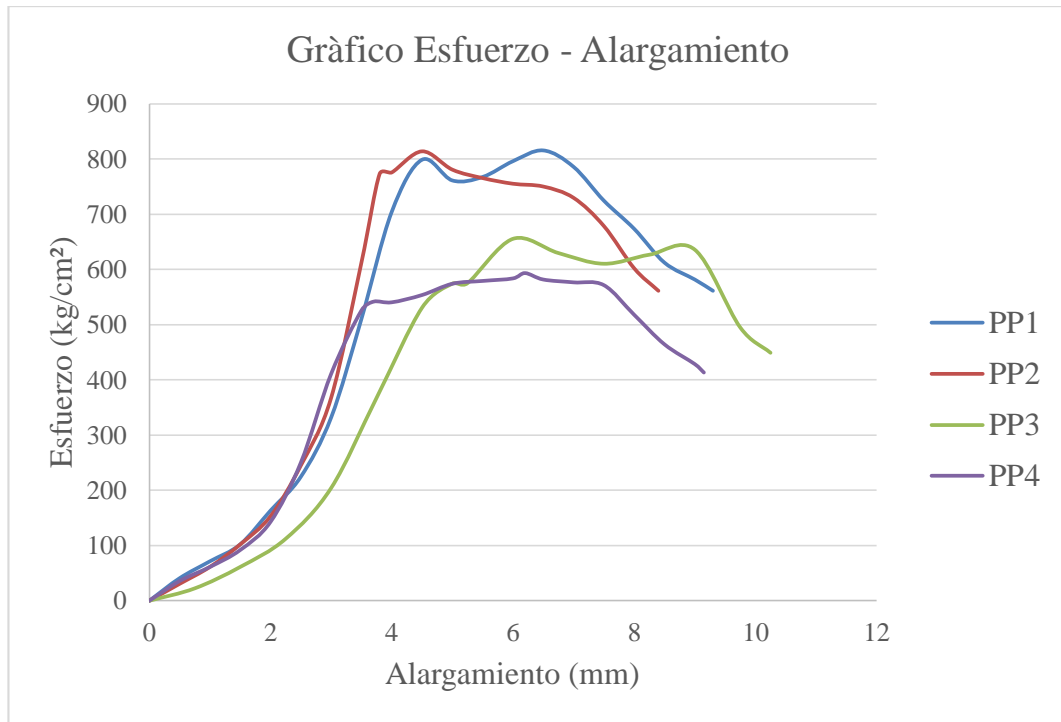
Fuente: Autor

4.4. VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS.

Con la aplicación del Código AISC método LRFD, las normas de construcción del Ecuador en el diseño estructural del edificio del Edificio Baranzú, y aprovechando las bondades que nos brindan los software de análisis y diseño estructural, se obtendrá resultados que serán interpretados.

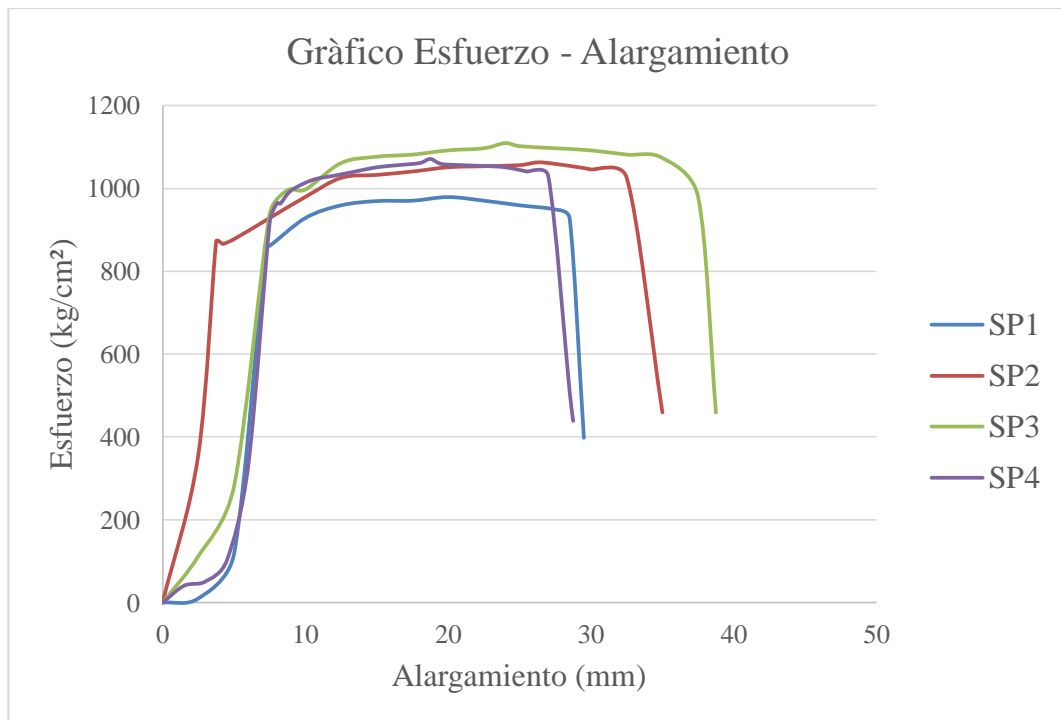
Con dichos resultados se realizará el diseño de la unión a corte y a momento de la placa colaborante con la estructura, enfatizando en la incidencia en la estabilidad ante un sismo. Además de la realización de los ensayos de tracción de las probetas con la norma ASTM A-36 para obtener la resistencia máxima de las dos uniones.

Gráfico 4.4.1. Resultados de Probetas ensayadas a tracción, conectadas a corte.



Fuente: Autor

Gráfico 4.4.2. Resultados de Probetas ensayadas a tracción, conectadas a momento.



Fuente: Autor

Tabla 4.4.1. Datos Base para Verificación de Hipótesis (conexión a corte)

Probeta	Resistencia a Tracción (kg/cm²)	% Elongación
1	815,41	10,20
2	813,78	8,6
3	655,31	12,8
4	593,27	14,8

Fuente: Autor

Tabla 4.4.2. Valores Observados y Esperados para Resistencia a Tracción en la conexión a corte

Resistencia a Tracción	Observados	Esperados
500 – 600	1	1
601 – 700	1	1
701 – 800	0	1
801 – 900	2	1
Total	4	4

Fuente: Autor

$$x^2 = \frac{(1 - 1)^2 + (1 - 1)^2 + (0 - 1)^2 + (2 - 1)^2}{1}$$

$$x^2 = 2$$

Chi Cuadrado Calculado =2

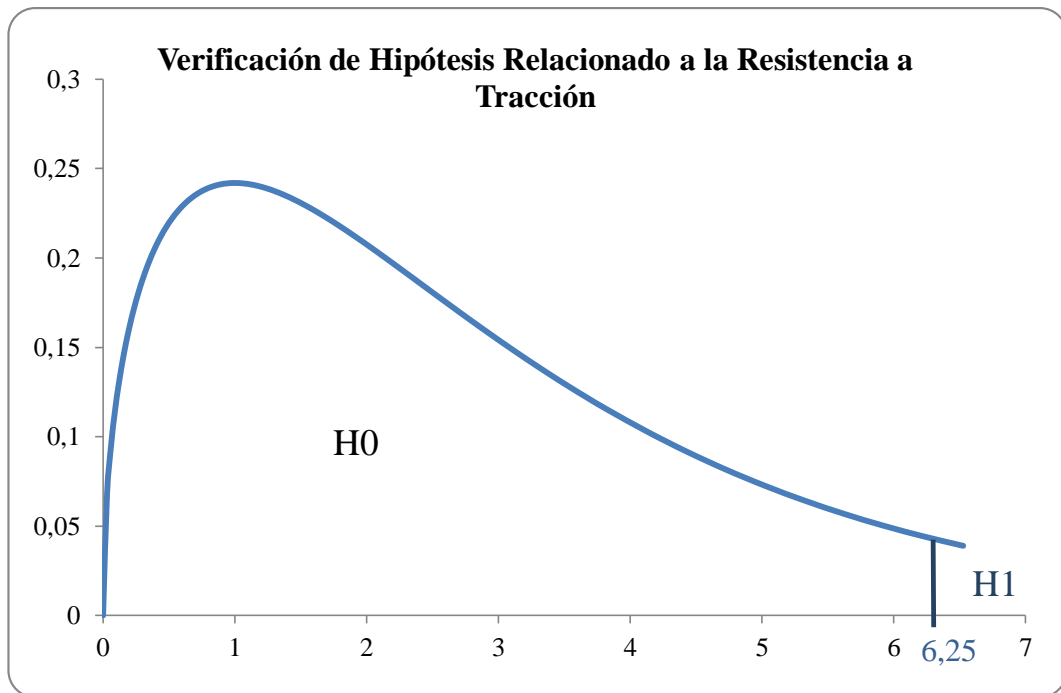
$$\text{Grados de Libertad} = (\# \text{ Filas} - 1) * (\# \text{ columnas} - 1)$$

$$v = (4 - 1) * (2 - 1)$$

$$v = 3$$

Chi Cuadrado Tabulado = 6,251; para una probabilidad del 90%.

Gráfico 4.4.3. Verificación de Hipótesis Relacionado a la Resistencia a Tracción



Fuente: Autor

Tabla 4.4.3. Valores Observados y Esperados para el % de elongación en la conexión a corte

% Elongación	Observados	Esperados
8 – 10	1	1
10 – 12	1	1
12 – 14	1	1
14 – 16	1	1
Total	4	4

Fuente: Autor

$$x^2 = \frac{(1 - 1)^2 + (1 - 1)^2 + (1 - 1)^2 + (1 - 1)^2}{1}$$

$$x^2 = 0$$

Chi Cuadrado Calculado = 0

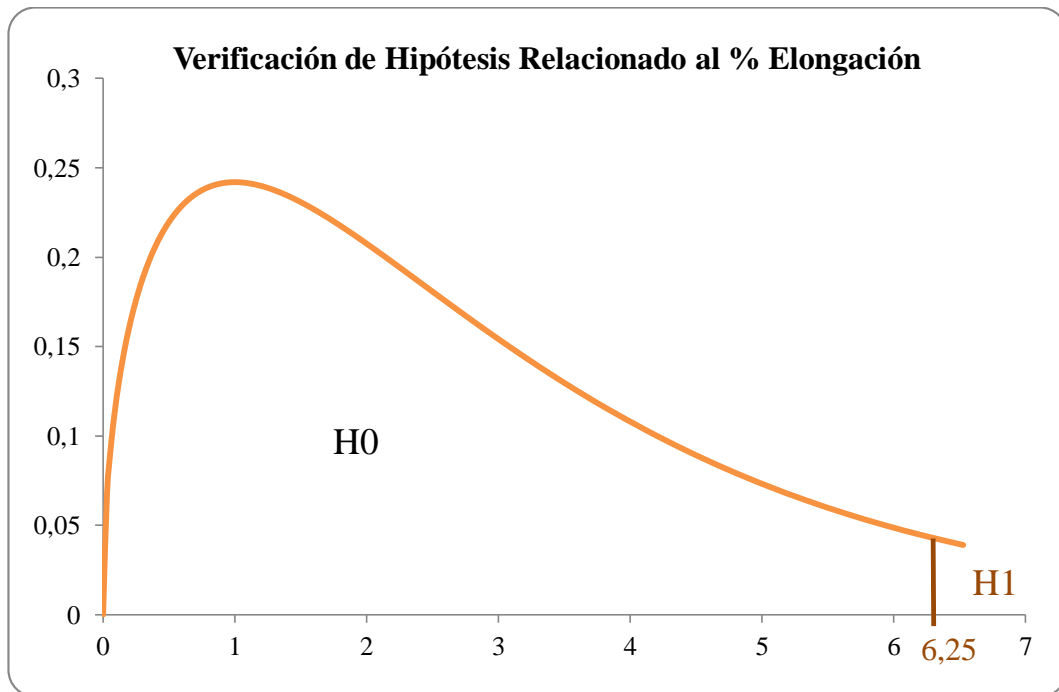
$$\text{Grados de Libertad} = (\# \text{ Filas} - 1) * (\# \text{ columnas} - 1)$$

$$v = (4 - 1) * (2 - 1)$$

$$v = 3$$

Chi Cuadrado Tabulado = 6,251, Para una probabilidad del 90%.

Gráfico 4.4.4. Verificación de Hipótesis Relacionado al % Elongación



Fuente: Autor

H0 = EL ANÁLISIS DE LA UNIÓN A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METÁLICA MEJORARÁ LA ESTABILIDAD DE UN EDIFICIO ANTE UN SISMO.

H1 = EL ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METÁLICA MEJORARÁ LA ESTABILIDAD DE UN EDIFICIO ANTE UN SISMO.

Chi Cuadrado Calculado < Chi Cuadrado Tabulado \therefore No Cumple la Hipótesis H1 y se acepta como verdadera la Hipótesis H0.

Después de haber realizado los ensayos a tracción, con los datos base para verificación de la hipótesis con la conexión a corte localizados en la tabla 4.4.1 podemos observar que la hipótesis H1 expresada como: el análisis de la unión a corte de la placa colaborante en una estructura metálica mejorará la estabilidad de un edificio ante un sismo, no cumple con la verificación, ya que se obtuvieron valores negativos mediante la prueba de Chi Cuadrado mostrado en las tablas 4.4.2 y 4.4.3.

Por lo tanto queda demostrado que la hipótesis nula H0, expresada de la siguiente manera: el análisis de la unión a momento de la placa colaborante en una estructura metálica mejorará la estabilidad de un edificio ante un sismo, es la que cumple nuestras expectativas de resistencia mediante los resultados de la tabla 4.3.2 con valores de resistencia y porcentaje de elongación mayores.

Al utilizar una conexión a momento es decir soldada entre la placa colaborante y la estructura metálica se obtienen valores mayores de resistencia a la tracción y de porcentaje de elongación con respecto a los datos de la conexión a corte, lo cual no va a garantizar una mayor estabilidad ante un sismo.

Con estas aclaraciones durante la conexión a momento, lo que primero que se desprende durante el ensayo a tracción es la placa colaborante ya que se desgarrar por acción de las fuerzas ejercidas, ya que el cordón de suelda tiene la resistencia del electrodo E70-18 es decir 540 kg/cm² a 570 kg/cm², que es mayor a la resistencia máxima de los dos materiales.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. CONCLUSIONES.

Luego de realizada la metodología, el análisis e interpretación de los resultados de los ensayos de tracción con las muestras conectadas a corte y a momento entre la placa y la estructura metálica, se han obtenido resultados que cumplen con lo establecido inicialmente, se obtienen las siguientes conclusiones:

- Para el diseño de las conexiones se escogió un electrodo E-7018 de acuerdo a la norma AWS, ya que dicho electrodo trabaja de forma correcta en construcciones metálicas, y nos da una alta resistencia a la tracción de 540 kg/cm² a 570 kg/cm².
- Los pernos utilizados en las conexiones son de un tipo A325-N de un diámetro de 32 mm.
- Para el diseño de las conexiones a corte entre la placa y la estructura metálica se utilizaron pernos tipo A325-N, de 3/8 pulgada (9,53 mm), dándonos una resistencia a tracción mínima de 593,27 kg/cm² y una máxima de 815,41 kg/cm².
- Para el diseño de las conexiones a momento entre la placa y la estructura metálica se utilizó un electrodo E-7018 con un diámetro de cordón de suelda igual al espesor del elemento más delgado, obteniendo una resistencia a tracción mínima de 979,08 kg/cm² y una máxima de 1109,34 kg/cm².
- La variación de la resistencia a tracción entre la conexión a corte y a momento entre la placa y la estructura metálica va desde 26,50 % hasta un 39,40 %, lo que garantiza que la conexión a momento resistirá al menos un

26% más que la unión a corte, por lo cual se recomienda que la conexión que mejor trabaja es la a momento.

- Los ensayos de tracción fueron realizados de acuerdo con la norma ASTM A36, en la máquina universal SHIMADZU de 600 KN, por el método MT-CC.05.
- En el caso del ensayo a tracción de la conexión a momento (soldada), la conexión falla ya que la placa deck se desgarró por la fuerza, es decir primero cede el material más débil.

5.2. RECOMENDACIONES.

Luego de realizada la metodología, el análisis e interpretación de los resultados de los ensayos de tracción con las muestras conectadas a corte y a momento entre la placa y la estructura metálica, se han obtenido resultados que cumplen con lo establecido inicialmente, se obtienen las siguientes recomendaciones:

- Se recomienda realizar las conexiones entre la placa deck y la estructura metálica de acuerdo con los espesores y los materiales calculados.
- En el caso de la soldadura tener precaución al momento de soldarla, ya que algunos materiales necesitan precalentamiento.
- Para tener unos resultados verdaderos se recomienda que tanto la placa deck como los elementos estructurales no se encuentren expuestos al medio ambiente ya que esto puede alterar las propiedades mecánicas de los mismos.
- La persona que va a realizar la conexión soldada debe ser calificada, para tener un cordón de suelda correcto.
- Realizar las probetas de forma adecuada para evitar accidentes.

CAPÍTULO 6

PROPUESTA.

6.1. Datos Informativos.

6.1.1. Tema.

“DISEÑO DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METÁLICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO”.

6.1.2. Beneficiarios.

Los beneficiarios son los ocupantes del edificio Baranzú.

6.1.3. Ubicación.

El Edificio Baranzú se encuentra ubicado en la Provincia de Pichincha, Cantón Quito.

6.1.4. Introducción.

La unión a corte o a momento de la placa con la estructura metálica del edificio se conoce con el nombre de unión estructural.

Se denomina unión estructural a aquella que junta dos elementos estructurales (sistema estructural de un edificio), con el objetivo de transmitir cargas de un miembro a otro.

El fin de la correcta unión entre la placa colaborante y la estructura metálica es brindar estabilidad a la edificación ante la ocurrencia de un sismo.

6.2. Antecedentes de la propuesta.

El cantón Quito se encuentra ubicado dentro de una zona de alta peligrosidad sísmica, en el Ecuador. Por lo cual es necesario analizar cuidadosamente las estructuras al momento de diseñarlas.

AGUIAR, R. (2008). Según la Investigación “Microzonificación Sísmica de Quito, realizada en el Centro de Investigaciones Científicas en la Escuela Politécnica del Ejército se señala: El crecimiento de la ciudad de Quito en sentido horizontal está llegando a sus límites por lo que se están construyendo grandes edificios en varios sectores de la ciudad, de tal manera que el crecimiento vertical, que es una realidad, conlleva a tener un mayor riesgo sísmico por la gran cantidad de gente que está viviendo o va a vivir en edificios de altura.”

“El Ecuador se halla ubicado en una de las zonas de mayor peligrosidad sísmica del mundo, de tal forma que los proyectistas estructurales tienen que diseñar sus edificios considerando que lo más importante es la acción sísmica. Es importante crear conciencia de que los sismos no matan, lo que matan son las estructuras si es que no han sido diseñadas en forma adecuada.”

La unión a corte o a momento entre la placa colaborante y la estructura metálica nos va a garantizar un adecuado funcionamiento y estabilidad ante un sismo, además de garantizar la vida de sus ocupantes.

6.3. Justificación.

El edificio Baranzú se encuentra ubicado en la ciudad de Quito, la cual está dentro de una zona de peligro sísmico, debido a esto existe la necesidad de además de realizar el cálculo estructural con sumo cuidado considerando las normas ecuatorianas de construcción y los códigos para acero, se debe tomar en cuenta un parámetro que es de suma importancia la unión a corte o a momento entre la placa

colaborante y la estructura metálica, para brindar a la estructura una estabilidad adecuada ante la ocurrencia de un sismo con el fin de disipar energía, entre otros aspectos estructurales, además aportando al interés del Ingeniero Civil en construir edificaciones sismo- resistentes.

6.4. Objetivos.

6.4.1. Objetivo General.

Elaborar el cálculo de la unión a corte y a momento de la placa colaborante con la estructura metálica para garantizar la estabilidad ante un sismo.

6.4.2. Objetivos Específicos.

- Interpretar los datos de la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC SE - DS).
- Prediseñar los elementos estructurales.
- Realizar el cálculo estructural en el software.
- Interpretar los resultados obtenidos del cálculo estructural.
- Diseñar los elementos estructurales.
- Calcular las uniones entre elementos estructurales.
- Realizar el cálculo de la unión a corte y a momento entre los elementos estructurales y la placa colaborante.
- Dibujar los elementos estructurales obtenidos del cálculo estructural.
- Dibujar las uniones estructurales.

6.5. Análisis de factibilidad.

La propuesta es factible realizarla debido al conocimiento ingenieril que se va a aplicar, pues se tomará en cuenta y utilizará los parámetros de diseño sugeridos en el código AISC método LRFD y las normas de construcción ecuatorianas considerando los parámetros sismo-resistentes que allí se sugieren.

6.6. Metodología.

Se realizará un procedimiento secuencial de todo lo necesario hasta la obtención de los resultados.

6.6.1. Materiales

$$f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

6.6.1.1. Peso específico del hormigón

$$2410 \frac{kg}{cm^2} \text{ (Código ACI 318 - 99)}$$

6.6.1.2. Módulo de Poisson del hormigón: 0,15

6.6.1.3. Módulo de Poisson de acero: 0,3

6.6.1.4. Módulo de elasticidad del hormigón (Código ACI 318-2008)

$$Ec = Wc^{1,5} * 0,14 * \sqrt{f'c}$$

Dónde:

Wc=Densidad del concreto.

$$Ec = \left(2410 \frac{kg}{cm^2}\right)^{1,5} * 0,14 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Ec = 240028,74 \frac{kg}{cm^2}$$

6.6.1.5. Módulo de elasticidad del acero (Código ACI 318-2008)

$$Es = 200000 MPa = 200000 \frac{kg}{cm^2}$$

6.6.2. Alturas entre pisos

6.6.2.1. Altura Piso 1

$$h_{Piso\ 1} = Nv. Piso superior - Nv. Piso Inferior$$

$$h_{Piso\ 1} = 3,70\ m - 0,45m$$

$$h_{Piso\ 1} = 3,25\ m$$

6.6.2.2. Altura Piso 2

$$h_{Piso\ 2} = Nv. Piso superior - Nv. Piso Inferior$$

$$h_{Piso\ 2} = 6,95\ m - 3,70m$$

$$h_{Piso\ 2} = 3,25\ m$$

6.6.2.3. Altura Piso 3

$$h_{Piso\ 3} = Nv. Piso superior - Nv. Piso Inferior$$

$$h_{Piso\ 3} = 10,20\ m - 6,95m$$

$$h_{Piso\ 3} = 3,25\ m$$

6.6.2.4. Altura Piso 4

$$h_{Piso\ 4} = Nv. Piso superior - Nv. Piso Inferior$$

$$h_{Piso\ 4} = 13,45\ m - 10,20m$$

$$h_{Piso\ 4} = 3,25\ m$$

6.6.2.5. Altura Piso 5

$$h_{Piso\ 5} = Nv. Piso superior - Nv. Piso Inferior$$

$$h_{Piso\ 5} = 16,70m - 13,45m$$

$$h_{Piso\ 5} = 3,25\ m$$

6.6.2.6. Altura Piso 6

$$h_{Piso\ 6} = Nv.\ Piso\ superior - Nv.\ Piso\ Inferior$$

$$h_{Piso\ 6} = 19,95m - 16,70m$$

$$h_{Piso\ 6} = 3,25\ m$$

6.6.2.7. Altura Piso 7

$$h_{Piso\ 7} = Nv.\ Piso\ superior - Nv.\ Piso\ Inferior$$

$$h_{Piso\ 7} = 23,20m - 19,95m$$

$$h_{Piso\ 7} = 3,25\ m$$

6.6.2.8. Altura Piso 8

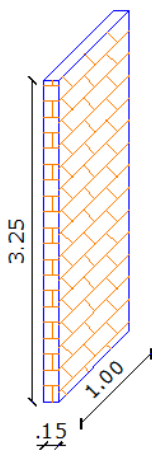
$$h_{Piso\ 8} = Nv.\ Piso\ superior - Nv.\ Piso\ Inferior$$

$$h_{Piso\ 8} = 26,55m - 23,20m$$

$$h_{Piso\ 8} = 3,35\ m$$

6.6.3. Pesos de pared

a) Pared Tipo 1

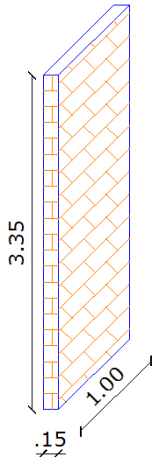


$$\gamma\ ladrillo\ y\ mortero = 1600\ \frac{kg}{m^3}$$

$$PPT3 = 0,15m * 3,25m * 1m * 1600\ \frac{kg}{m^3}$$

$$PPT3 = 780,00\ \frac{kg}{m}$$

b) Pared Tipo 2

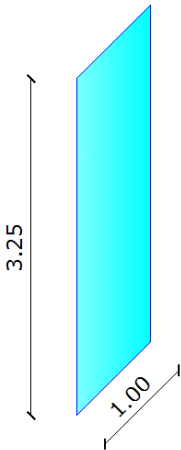


$$\gamma_{\text{ladrillo y mortero}} = 1600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$PPT4 = 0,15\text{m} * 3,35\text{m} * 1\text{m} * 1600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$PPT4 = 804,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

c) Pared Tipo 3



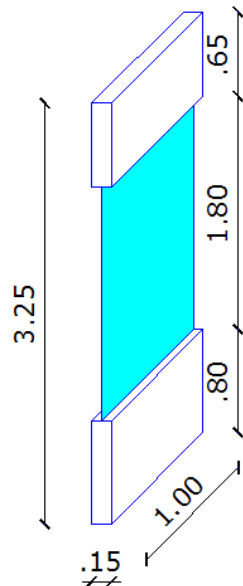
$$\gamma_{\text{vidrio}} = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Prefileria de aluminio} = 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$PPT6 = \left(3,25\text{m} * 0,006\text{m} * 1\text{m} * 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) + 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$PPT6 = 58,75 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

d) Pared Tipo 4



$$\text{Prefileria de aluminio} = 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$PPT8 = \left(1,80\text{m} * 0,006\text{m} * 1\text{m} * 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) + 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + \left(0,15\text{m} * 1,45\text{m} * 1\text{m} * 1600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$$

$$PPT8 = 385,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

e) Bordillo pared.

$$PPT9 = 0,15m * 0,20m * 1m * 1600 \frac{kg}{m^3}$$

$$PPT9 = 48,00 \frac{kg}{m}$$

f) Pared Balcón

$$PPT10 = 0,15m * 1,55m * 1m * 1600 \frac{kg}{m^3}$$

$$PPT10 = 372,00 \frac{kg}{m}$$

6.6.4. Cargas de pared en vigas y placa colaborante.

6.6.4.1. Cargas Nv. + 3,70 m

TABLERO	UBICACIÓN	Área Viga (m ²)	Área tablero (m ²)	Long. P1 (m)	Long. P4 (m)	Long. P3 (m)	Long. Viga (m)	Carga tableros (kg/m ²)	Carga Vigas (kg/m)
1	C2 - D2	7,86	38,24	0,00	5,20	0,00	5,55	105,39	360,72
	C3 - D3	7,75		2,60	0,00	0,00	5,60		362,14
	C2 - C3	11,52		0,00	0,00	0,00	6,55		0,00
	D2 - D3	11,11		0,00	0,00	0,00	6,62		0,00
2	D2 - E2	5,33	36,78	2,71	2,40	0,00	4,60	301,68	660,39
	D3 - E3	5,29		4,09	0,00	0,00	4,60		693,52
	D2 - D3	10,44		0,00	0,00	0,00	6,62		0,00
	E2 - E3	15,72		6,24	0,00	0,00	6,69		727,53
3	E2 - F2	7,11	37,77	0,00	0,00	0,00	5,20	0,00	0,00
	E3 - F3	7,64		0,00	0,00	0,00	5,51		0,00
	E2 - E3	11,33		0,00	0,00	0,00	6,68		0,00
	F2 - F3	11,69		0,00	0,00	0,00	6,76		0,00
4	F2 - G2	7,82	39,60	0,00	0,00	0,00	5,34	0,00	0,00
	F3 - G3	7,67		0,00	0,00	0,00	5,34		0,00
	F2 - F3	11,79		0,00	0,00	0,00	6,76		0,00
	G2 - G3	12,33		0,00	0,00	0,00	6,90		0,00
5	C3 - D3	7,75	37,28	6,59	0,00	0,00	5,60	334,11	917,89
	C4 - D4	7,98		2,26	0,00	0,00	5,65		312,00
	C3 - C4	10,93		1,77	0,00	0,00	6,60		209,18
	D3 - D4	10,62		5,35	0,00	0,00	6,66		626,58

6	D3 - E3	5,17	17,67	0,00	0,00	0,00	4,60	221,20	0,00
	D3' - E3'	5,14		3,43	0,00	0,00	4,60		581,61
	D3 - D3'	3,69		0,79	0,00	0,00	3,84		160,47
	E3 - E3'	3,67		0,79	0,00	0,00	3,84		160,47
7	E3 - F3	7,17	23,62	0,00	0,00	0,00	5,51	95,96	0,00
	E3' - F3'	7,45		0,00	0,00	0,00	5,62		0,00
	E3 - E3'	4,56		2,59	0,64	0,00	3,84		590,26
	F3 - F3'	4,45		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
8	F3 - G3	7,20	23,08	0,00	0,00	0,00	5,34	0,00	0,00
	F3' - G3'	7,14		0,00	0,00	0,00	5,34		0,00
	F3 - F3'	4,45		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
	G3 - G3'	4,29		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
9	D3' - E3'	4,82	13,63	0,00	0,00	0,00	4,60	62,16	0,00
	D4 - E4	4,84		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D3' - D4	1,99		0,00	0,00	0,00	2,82		0,00
	E3' - E4	1,97		0,00	2,20	0,00	2,88		294,10
10	C4 - D4	6,61	18,64	2,00	0,00	0,00	5,65	213,04	276,11
	C6 - D6	7,04		1,57	0,00	0,00	6,19		197,84
	C4 - C6	2,51		0,00	0,00	0,00	3,19		0,00
	D4 - D6	2,48		1,52	0,00	0,00	3,15		376,38
11	D4 - E4	5,07	15,10	0,00	0,00	0,00	4,60	353,81	0,00
	D6 - E6	5,07		2,05	0,00	0,00	4,60		347,61
	D4 - D6	2,48		0,00	0,00	0,00	3,15		0,00
	E4 - E6	2,48		4,80	0,00	0,00	3,15		1188,57
12	C6 - D6	10,16	38,37	2,65	0,00	0,00	6,19	267,31	333,93
	B7 - D7	11,83		5,83	0,00	0,00	7,18		633,34
	C6 - B7	8,40		0,55	0,00	0,00	5,74		74,74
	D6 - D7	7,99		4,12	0,00	0,00	5,65		568,78
13	D6 - E6	5,76	27,13	4,44	0,00	0,00	4,60	612,61	752,87
	D7 - E7	5,76		5,89	0,00	0,00	4,60		998,74
	D6 - D7	7,81		2,45	0,00	0,00	5,65		338,23
	E6 - E7	7,81		8,16	0,75	0,00	5,65		1177,62
14	B7 - D7	12,71	40,66	1,30	0,00	1,97	7,18	32,96	157,35
	B8 - D8	12,82		0,00	0,00	2,24	7,21		18,25
	B7 - B8	7,56		0,00	0,00	1,34	5,50		14,31
	D7 - D8	7,56		0,00	0,00	0,00	5,50		0,00
15	D7 - E7	5,76	26,39	1,95	0,00	0,00	4,60	263,03	330,65
	D8 - E8	5,76		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D7 - D8	7,44		6,95	0,00	0,00	5,50		985,64
	E7 - E8	7,44		0,00	0,00	0,00	5,50		0,00
16	B8 - D8	13,40	46,78	0,00	0,00	2,64	7,21	8,29	21,51
	B9 - D9	13,53		0,00	0,00	2,75	7,28		22,19
	B8 - B9	9,92		0,00	0,00	1,21	6,30		11,28
	D8 - D9	9,92		0,00	0,00	0,00	6,30		0,00

17	D8 - E8	5,76	30,23	0,00	0,00	0,00	4,60	147,08	0,00
	D9 - E9	5,76		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D8 - D9	9,36		0,00	0,00	0,00	6,30		0,00
	E8 - E9	9,36		5,70	0,00	0,00	6,30		705,71
Volado 2-3	V - C2	2,00	13,40	2,40	0,82	0,00	2,00	384,52	1093,85
	V - C3	1,86		1,34	0,88	0,00	2,00		692,00
	C2 - C3	9,54		0,89	2,30	0,00	6,48		243,78
Volado 3-4	V - C3	2,12	10,81	2,38	0,80	0,00	2,00	409,97	1082,20
	V - C4	1,54		0,67	1,37	0,00	2,00		525,03
	C3 - C4	7,15		0,00	3,16	0,00	6,53		186,31
Volado 4-7	V - C4	1,77	9,27	0,80	0,93	0,00	1,33	4286,93	738,38
	C4 - C6	7,50		3,45	3,87	0,00	5,65		739,99
Volado B9-D9	B9 - V	0,11	2,61	0,00	0,00	0,00	0,46	103,21	0,00
	D9 - V	0,11		0,00	0,00	0,38	0,46		48,53
	B9 - D9	2,40		0,00	0,00	4,21	7,28		33,97
Volado D9-E9	D9 - V	0,11	2,23	0,00	0,00	0,38	0,46	116,03	48,53
	E9 - V	2,01		0,00	0,00	0,00	0,46		0,00
	D9 - E9	0,11		0,00	0,00	4,02	4,60		51,34

EJE	UBICACIÓN	Carga Vigas (kg/m)
2	V - C2	1093,85
	C2 - D2	360,72
	D2 - E2	660,39
	E2 - F2	0,00
	F2 - G2	0,00
3	V - C3	1774,20
	C3 - D3	1280,04
	D3 - E3	693,52
	E3 - F3	0,00
	F3 - G3	0,00
3'	D3' - E3'	581,61
	E3' - F3'	0,00
	F3' - G3'	0,00
4	V - C4	1263,41
	C4 - D4	588,11
	D4 - E4	0,00
6	C6 - D6	531,76
	D6 - E6	1100,48
7	B7 - D7	790,69
	D7 - E7	1329,39
8	B8 - D8	39,76
	D8 - E8	0,00

9	B9 - D9	56,17
	D9 - E9	51,34
B-C	C2 - C3	243,78
	C3 - C4	395,49
	C4 - C6	739,99
	C6 - B7	74,74
	B7 - B8	14,31
	B8 - B9	11,28
	B9 - V	0,00
D	D2 - D3	0,00
	D3 - D3'	787,05
	D3' - D4	626,58
	D4 - D6	376,38
	D6 - D7	907,01
	D7 - D8	985,64
	D8 - D9	0,00
	D9 - V	97,07
E	E2 - E3	727,53
	E3 - E3'	750,73
	E3' - E4	294,10
	E4 - E6	1188,57
	E6 - E7	1177,62
	E7 - E8	0,00
	E8 - E9	705,71
	E9 - V	0,00
F	F2 - F3	0,00
	F3 - F3'	0,00
G	G2 - G3	0,00
	G3 - G3'	0,00

TABLERO	Área tablero (m ²)	Carga tableros (kg/m ²)
1	38,24	105,39
2	36,78	301,68
3	37,77	0,00
4	39,60	0,00
5	37,28	334,11 (Más Crítico)
6	17,67	221,20
7	23,62	95,96
8	23,08	0,00
9	13,63	62,16
10	18,64	213,04
11	15,10	353,81

12	38,37	267,31
13	27,13	612,61
14	40,66	32,96
15	26,39	263,03
16	46,78	8,29
17	30,23	147,08

6.6.4.2. Cargas Nv. + 6,95 m

TABLERO	UBICACIÓN	Área Viga (m ²)	Área tablero (m ²)	Long. P1 (m)	Long. P4 (m)	Long. P3 (m)	Long. Viga (m)	Carga tableros (kg/m ²)	Carga Vigas (kg/m)
1	C2 - D2	7,86	38,24	0,00	0,00	5,20	5,55	179,76	55,05
	C3 - D3	7,75		2,15	0,00	0,00	5,60		299,46
	C2 - C3	11,52		0,00	0,00	0,00	6,55		0,00
	D2 - D3	11,11		6,26	0,00	0,15	6,62		738,91
2	D2 - E2	5,33	36,78	1,80	3,20	0,00	4,60	317,83	573,04
	D3 - E3	5,29		4,31	0,00	0,00	4,60		730,83
	D2 - D3	10,44		3,39	0,00	1,15	6,62		409,63
	E2 - E3	15,72		3,82	0,00	0,00	6,69		445,38
3	E2 - F2	7,11	37,77	2,51	2,40	0,00	5,20	399,25	554,19
	E3 - F3	7,64		7,19	0,00	0,00	5,51		1017,82
	E2 - E3	11,33		2,06	0,00	0,00	6,68		240,54
	F2 - F3	11,69		6,39	0,00	0,00	6,76		737,31
4	F2 - G2	7,82	39,60	2,61	2,40	0,00	5,34	180,87	554,27
	F3 - G3	7,67		1,24	0,00	0,00	5,34		181,12
	F2 - F3	11,79		0,00	0,00	0,00	6,76		0,00
	G2 - G3	12,33		1,78	4,80	0,00	6,90		469,04
5	C3 - D3	7,75	37,28	6,59	0,00	0,00	5,60	355,03	917,89
	C4 - D4	7,98		2,26	0,00	0,00	5,65		312,00
	C3 - C4	10,93		1,77	0,00	0,00	6,60		209,18
	D3 - D4	10,62		6,35	0,00	0,00	6,66		743,69
6	D3 - E3	5,17	17,67	0,00	0,00	0,00	4,60	0,00	0,00
	D3' - E3'	5,14		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D3 - D3'	3,69		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
	E3 - E3'	3,67		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
7	E3 - F3	7,17	23,62	0,00	0,00	0,00	5,51	264,20	0,00
	E3' - F3'	7,45		4,40	0,71	0,00	5,62		659,31
	E3 - E3'	4,56		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
	F3 - F3'	4,45		3,25	0,00	0,00	3,84		660,16
8	F3 - G3	7,20	23,08	0,85	0,00	0,00	5,34	321,98	124,16
	F3' - G3'	7,14		1,86	3,00	0,00	5,34		487,98
	F3 - F3'	4,45		2,71	0,00	0,00	3,84		550,47
	G3 - G3'	4,29		1,44	2,40	0,00	3,84		533,13

9	D3' - E3'	4,82	13,63	0,00	0,00	0,00	4,60	62,16	0,00
	D4 - E4	4,84		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D3' - D4	1,99		0,00	0,00	0,00	2,82		0,00
	E3' - E4	1,97		0,00	2,20	0,00	2,88		294,10
10	C4 - D4	6,61	18,64	2,00	0,00	0,00	5,65	213,04	276,11
	C6 - D6	7,04		1,57	0,00	0,00	6,19		197,84
	C4 - C6	2,51		0,00	0,00	0,00	3,19		0,00
	D4 - D6	2,48		1,52	0,00	0,00	3,15		376,38
11	D4 - E4	5,07	15,10	0,00	0,00	0,00	4,60	353,81	0,00
	D6 - E6	5,07		2,05	0,00	0,00	4,60		347,61
	D4 - D6	2,48		0,00	0,00	0,00	3,15		0,00
	E4 - E6	2,48		4,80	0,00	0,00	3,15		1188,57
12	C6 - D6	10,16	38,37	2,65	0,00	0,00	6,19	267,31	333,93
	B7 - D7	11,83		5,83	0,00	0,00	7,18		633,34
	C6 - B7	8,40		0,55	0,00	0,00	5,74		74,74
	D6 - D7	7,99		4,12	0,00	0,00	5,65		568,78
13	D6 - E6	5,76	27,13	4,44	0,00	0,00	4,60	612,61	752,87
	D7 - E7	5,76		5,89	0,00	0,00	4,60		998,74
	D6 - D7	7,81		2,45	0,00	0,00	5,65		338,23
	E6 - E7	7,81		8,16	0,75	0,00	5,65		1177,62
14	B7 - D7	12,71	40,66	1,12	0,00	1,32	7,18	29,59	132,47
	B8 - D8	12,82		0,00	0,00	1,59	7,21		12,96
	B7 - B8	7,56		0,00	0,00	2,70	5,50		28,84
	D7 - D8	7,56		0,00	0,00	0,00	5,50		0,00
15	D7 - E7	5,76	26,39	1,95	0,00	0,00	4,60	263,03	330,65
	D8 - E8	5,76		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D7 - D8	7,44		6,95	0,00	0,00	5,50		985,64
	E7 - E8	7,44		0,00	0,00	0,00	5,50		0,00
16	B8 - D8	13,40	46,78	0,00	0,00	1,61	7,21	7,91	13,12
	B9 - D9	13,53		0,00	0,00	1,63	7,28		13,15
	B8 - B9	9,92		0,00	0,00	3,06	6,30		28,54
	D8 - D9	9,92		0,00	0,00	0,00	6,30		0,00
17	D8 - E8	5,76	30,23	0,00	0,00	0,00	4,60	147,08	0,00
	D9 - E9	5,76		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D8 - D9	9,36		0,00	0,00	0,00	6,30		0,00
	E8 - E9	9,36		5,70	0,00	0,00	6,30		705,71
Volado C2-C3	V - C2	2,00	13,40	2,40	0,00	0,00	2,00	435,34	936,00
	V - C3	1,86		1,91	0,97	0,00	2,00		931,63
	C2 - C3	9,54		2,18	1,03	0,00	6,48		323,60
Volado C3-C4	V - C3	2,12	10,81	2,38	0,80	0,00	2,00	409,97	1082,20
	V - C4	1,54		0,67	1,37	0,00	2,00		525,03
	C3 - C4	7,15		0,00	3,16	0,00	6,53		186,31

Volado C4-C7	V - C4	1,77	9,27	0,80	0,93	0,00	1,33	4286,93	738,38
	C4 - C6	7,50		3,45	3,87	0,00	5,65		739,99
Volado B9-D9	B9 - V	1,69	9,67	0,00	0,00	3,68	1,84	48,22	117,50
	D9 - V	0,99		0,00	0,00	1,23	1,41		51,25
	B9 - D9	7,00		0,00	0,00	3,03	7,28		24,45
Volado D9-E9	D9 - V	0,99	5,91	0,00	0,00	1,41	1,41	141,42	58,75
	E9 - V	0,56		0,74	0,00	0,66	1,06		581,11
	D9 - E9	4,36		0,00	0,00	2,34	4,60		29,89
Volado C2-D2	V - C2	0,99	8,53	0,00	2,80	0,00	1,71	383,92	609,12
	V - D2	1,01		0,00	2,80	0,00	1,71		609,12
	C2 - D2	6,52		0,00	3,20	0,00	5,51		216,04

EJE	UBICACIÓN	Carga Vigas (kg/m)
2	V - C2	936,00
	C2 - D2	271,09
	D2 - E2	573,04
	E2 - F2	554,19
	F2 - G2	554,27
3	V - C3	2013,83
	C3 - D3	1217,36
	D3 - E3	730,83
	E3 - F3	1017,82
	F3 - G3	305,28
3'	D3' - E3'	0,00
	E3' - F3'	659,31
	F3' - G3'	487,98
4	V - C4	1263,41
	C4 - D4	588,11
	D4 - E4	0,00
6	C6 - D6	531,76
	D6 - E6	1100,48
7	B7 - D7	765,81
	D7 - E7	1329,39
8	B8 - D8	26,07
	D8 - E8	0,00
9	B9 - D9	37,61
	D9 - E9	29,89
B-C	V - C2	609,12
	C2 - C3	323,60
	C3 - C4	395,49

	C4 - C6	739,99
	C6 - B7	74,74
	B7 - B8	28,84
	B8 - B9	28,54
	B9 - V	117,50
D	V - D2	609,12
	D2 - D3	1148,55
	D3 - D3'	743,69
	D3' - D4	743,69
	D4 - D6	376,38
	D6 - D7	907,01
	D7 - D8	985,64
	D8 - D9	0,00
E	D9 - V	110,00
	E2 - E3	685,92
	E3 - E3'	0,00
	E3' - E4	294,10
	E4 - E6	1188,57
	E6 - E7	1177,62
	E7 - E8	0,00
	E8 - E9	705,71
F	E9 - V	581,11
	F2 - F3	737,31
G	F3 - F3'	1210,63
	G2 - G3	469,04
	G3 - G3'	533,13

TABLERO	Área tablero (m ²)	Carga tableros (kg/m ²)
1	38,24	179,76
2	36,78	317,83
3	37,77	399,25 (Más Crítico)
4	39,60	180,87
5	37,28	355,03
6	17,67	0,00
7	23,62	264,20
8	23,08	321,98
9	13,63	62,16
10	18,64	213,04
11	15,10	353,81
12	38,37	267,31

13	27,13	612,61
14	40,66	29,59
15	26,39	263,03
16	46,78	7,91
17	30,23	147,08

6.6.4.3. Cargas Nv. + 10,20 m

TABLERO	UBICACIÓN	Área Viga (m ²)	Área tablero (m ²)	Long. P1 (m)	Long. P4 (m)	Long. P3 (m)	Long. Viga (m)	Carga tableros (kg/m ²)	Carga Vigas (kg/m)
1	C2 - D2	7,86	38,24	0,00	0,00	5,20	5,55	179,76	55,05
	C3 - D3	7,75		2,15	0,00	0,00	5,60		299,46
	C2 - C3	11,52		0,00	0,00	0,00	6,55		0,00
	D2 - D3	11,11		6,26	0,00	0,15	6,62		738,91
2	D2 - E2	5,33	36,78	1,80	3,20	0,00	4,60	317,83	573,04
	D3 - E3	5,29		4,31	0,00	0,00	4,60		730,83
	D2 - D3	10,44		3,39	0,00	1,15	6,62		409,63
	E2 - E3	15,72		3,82	0,00	0,00	6,69		445,38
3	E2 - F2	7,11	37,77	2,51	2,40	0,00	5,20	399,25	554,19
	E3 - F3	7,64		7,19	0,00	0,00	5,51		1017,82
	E2 - E3	11,33		2,06	0,00	0,00	6,68		240,54
	F2 - F3	11,69		6,39	0,00	0,00	6,76		737,31
4	F2 - G2	7,82	39,60	2,61	2,40	0,00	5,34	180,87	554,27
	F3 - G3	7,67		1,24	0,00	0,00	5,34		181,12
	F2 - F3	11,79		0,00	0,00	0,00	6,76		0,00
	G2 - G3	12,33		1,78	4,80	0,00	6,90		469,04
5	C3 - D3	7,75	37,28	6,59	0,00	0,00	5,60	355,03	917,89
	C4 - D4	7,98		2,26	0,00	0,00	5,65		312,00
	C3 - C4	10,93		1,77	0,00	0,00	6,60		209,18
	D3 - D4	10,62		6,35	0,00	0,00	6,66		743,69
6	D3 - E3	5,17	17,67	0,00	0,00	0,00	4,60	0,00	0,00
	D3' - E3'	5,14		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D3 - D3'	3,69		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
	E3 - E3'	3,67		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
7	E3 - F3	7,17	23,62	0,00	0,00	0,00	5,51	264,20	0,00
	E3' - F3'	7,45		4,40	0,71	0,00	5,62		659,31
	E3 - E3'	4,56		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
	F3 - F3'	4,45		3,25	0,00	0,00	3,84		660,16
8	F3 - G3	7,20	23,08	0,85	0,00	0,00	5,34	321,98	124,16
	F3' - G3'	7,14		1,86	3,00	0,00	5,34		487,98
	F3 - F3'	4,45		2,71	0,00	0,00	3,84		550,47
	G3 - G3'	4,29		1,44	2,40	0,00	3,84		533,13

9	D3' - E3'	4,82	13,63	0,00	0,00	0,00	4,60	62,16	0,00
	D4 - E4	4,84		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D3' - D4	1,99		0,00	0,00	0,00	2,82		0,00
	E3' - E4	1,97		0,00	2,20	0,00	2,88		294,10
10	C4 - D4	6,61	18,64	2,00	0,00	0,00	5,65	213,04	276,11
	C6 - D6	7,04		1,57	0,00	0,00	6,19		197,84
	C4 - C6	2,51		0	0,00	0,00	3,19		0,00
	D4 - D6	2,48		1,52	0,00	0,00	3,15		376,38
11	D4 - E4	5,07	15,10	0	0,00	0,00	4,60	353,81	0,00
	D6 - E6	5,07		2,05	0,00	0,00	4,60		347,61
	D4 - D6	2,48		0	0,00	0,00	3,15		0,00
	E4 - E6	2,48		4,8	0,00	0,00	3,15		1188,57
12	C6 - D6	10,16	38,37	2,65	0,00	0,00	6,19	267,31	333,93
	B7 - D7	11,83		5,83	0,00	0,00	7,18		633,34
	C6 - B7	8,40		0,55	0,00	0,00	5,74		74,74
	D6 - D7	7,99		4,12	0,00	0,00	5,65		568,78
13	D6 - E6	5,76	27,13	4,44	0,00	0,00	4,60	612,61	752,87
	D7 - E7	5,76		5,89	0,00	0,00	4,60		998,74
	D6 - D7	7,81		2,45	0,00	0,00	5,65		338,23
	E6 - E7	7,81		8,16	0,75	0,00	5,65		1177,62
14	B7 - D7	12,71	40,66	1,12	0,00	0,00	7,18	103,68	121,67
	B8 - D8	12,82		0,00	0,00	0,00	7,21		0,00
	B7 - B8	7,56		3,10	2,40	0,00	5,50		607,64
	D7 - D8	7,56		0,00	0,00	0,00	5,50		0,00
15	D7 - E7	5,76	26,39	1,95	0,00	0,00	4,60	263,03	330,65
	D8 - E8	5,76		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D7 - D8	7,44		6,95	0,00	0,00	5,50		985,64
	E7 - E8	7,44		0,00	0,00	0,00	5,50		0,00
16	B8 - D8	13,40	46,78	0,00	0,00	0,00	7,21	72,18	0,00
	B9 - D9	13,53		0,00	0,00	0,00	7,28		0,00
	B8 - B9	9,92		1,96	4,80	0,00	6,30		536,00
	D8 - D9	9,92		0,00	0,00	0,00	6,30		0,00
17	D8 - E8	5,76	30,23	0,00	0,00	0,00	4,60	147,08	0,00
	D9 - E9	5,76		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D8 - D9	9,36		0,00	0,00	0,00	6,30		0,00
	E8 - E9	9,36		5,70	0,00	0,00	6,30		705,71
Volado C2-C3	V - C2	2,00	13,40	2,40	0,82	0,00	2,00	384,52	1093,85
	V - C3	1,86		1,34	0,88	0,00	2,00		692,00
	C2 - C3	9,54		0,89	2,30	0,00	6,48		243,78
Volado C3-C4	V - C3	2,12	10,81	2,38	0,80	0,00	2,00	409,97	1082,20
	V - C4	1,54		0,67	1,37	0,00	2,00		525,03
	C3 - C4	7,15		0,00	3,16	0,00	6,53		186,31
Volado C4-C7	V - C4	1,77	9,27	0,80	0,93	0,00	1,33	4286,93	738,38
	C4 - C6	7,50		3,45	3,87	0,00	5,65		739,99

Volado B9-D9	B9 - V	0,12	10,43	0,85	0,00	0,00	0,50	200,35	1326,00
	D9 - V	0,99		0,00	0,00	1,23	1,41		51,25
	B9 - D9	9,33		1,29	0,00	5,94	7,28		186,15
Volado D9-E9	D9 - V	0,99	5,91	0,00	0,00	1,41	1,41	141,42	58,75
	E9 - V	0,56		0,74	0,00	0,66	1,06		581,11
	D9 - E9	4,36		0,00	0,00	2,34	4,60		29,89
Volado C2-D2	V - C2	0,99	8,53	0,00	2,80	0,00	1,71	383,92	609,12
	V - D2	1,01		0,00	2,80	0,00	1,71		609,12
	C2 - D2	6,52		0,00	3,20	0,00	5,51		216,04

EJE	UBICACIÓN	Carga Vigas (kg/m)
2	V - C2	1093,85
	C2 - D2	271,09
	D2 - E2	573,04
	E2 - F2	554,19
	F2 - G2	554,27
3	V - C3	1774,20
	C3 - D3	1217,36
	D3 - E3	730,83
	E3 - F3	1017,82
	F3 - G3	305,28
3'	D3' - E3'	0,00
	E3' - F3'	659,31
	F3' - G3'	487,98
4	V - C4	1263,41
	C4 - D4	588,11
	D4 - E4	0,00
6	C6 - D6	531,76
	D6 - E6	1100,48
7	B7 - D7	755,01
	D7 - E7	1329,39
8	B8 - D8	0,00
	D8 - E8	0,00
9	B9 - D9	186,15
	D9 - E9	29,89
B-C	V - C2	609,12
	C2 - C3	243,78
	C3 - C4	395,49
	C4 - C6	739,99
	C6 - B7	74,74
	B7 - B8	607,64

	B8 - B9	536,00
	B9 - V	1326,00
D	V - D2	609,12
	D2 - D3	1148,55
	D3 - D3'	743,69
	D3' - D4	743,69
	D4 - D6	376,38
	D6 - D7	907,01
	D7 - D8	985,64
	D8 - D9	0,00
	D9 - V	110,00
	E	E2 - E3
E3 - E3'		0,00
E3' - E4		294,10
E4 - E6		1188,57
E6 - E7		1177,62
E7 - E8		0,00
E8 - E9		705,71
E9 - V		581,11
F	F2 - F3	737,31
	F3 - F3'	1210,63
G	G2 - G3	469,04
	G3 - G3'	533,13

TABLERO	Área tablero (m2)	Carga tableros (kg/m²)
1	38,24	179,76
2	36,78	317,83
3	37,77	399,25 (Más Crítico)
4	39,60	180,87
5	37,28	355,03
6	17,67	0,00
7	23,62	264,20
8	23,08	321,98
9	13,63	62,16
10	18,64	213,04
11	15,10	353,81
12	38,37	267,31
13	27,13	612,61
14	40,66	103,68

15	26,39	263,03
16	46,78	72,18
17	30,23	147,08

6.6.4.4. Cargas Nv. + 13,45 m

TABLERO	UBICACIÓN	Área Viga (m ²)	Área tablero (m ²)	Long. P1 (m)	Long. P4 (m)	Long. P3 (m)	Long. Viga (m)	Carga tableros (kg/m ²)	Carga Vigas (kg/m)
1	C2 - D2	7,86	38,24	0,00	0,00	5,20	5,55	179,76	55,05
	C3 - D3	7,75		2,15	0,00	0,00	5,60		299,46
	C2 - C3	11,52		0,00	0,00	0,00	6,55		0,00
	D2 - D3	11,11		6,26	0,00	0,15	6,62		738,91
2	D2 - E2	5,33	36,78	1,80	3,20	0,00	4,60	317,83	573,04
	D3 - E3	5,29		4,31	0,00	0,00	4,60		730,83
	D2 - D3	10,44		3,39	0,00	1,15	6,62		409,63
	E2 - E3	15,72		3,82	0,00	0,00	6,69		445,38
3	E2 - F2	7,11	37,77	2,51	2,40	0,00	5,20	399,25	554,19
	E3 - F3	7,64		7,19	0,00	0,00	5,51		1017,82
	E2 - E3	11,33		2,06	0,00	0,00	6,68		240,54
	F2 - F3	11,69		6,39	0,00	0,00	6,76		737,31
4	F2 - G2	7,82	39,60	2,61	2,40	0,00	5,34	180,87	554,27
	F3 - G3	7,67		1,24	0,00	0,00	5,34		181,12
	F2 - F3	11,79		0,00	0,00	0,00	6,76		0,00
	G2 - G3	12,33		1,78	4,80	0,00	6,90		469,04
5	C3 - D3	7,75	37,28	6,59	0,00	0,00	5,60	355,03	917,89
	C4 - D4	7,98		2,26	0,00	0,00	5,65		312,00
	C3 - C4	10,93		1,77	0,00	0,00	6,60		209,18
	D3 - D4	10,62		6,35	0,00	0,00	6,66		743,69
6	D3 - E3	5,17	17,67	0,00	0,00	0,00	4,60	0,00	0,00
	D3' - E3'	5,14		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D3 - D3'	3,69		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
	E3 - E3'	3,67		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
7	E3 - F3	7,17	23,62	0,00	0,00	0,00	5,51	264,20	0,00
	E3' - F3'	7,45		4,40	0,71	0,00	5,62		659,31
	E3 - E3'	4,56		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
	F3 - F3'	4,45		3,25	0,00	0,00	3,84		660,16
8	F3 - G3	7,20	23,08	0,85	0,00	0,00	5,34	321,98	124,16
	F3' - G3'	7,14		1,86	3,00	0,00	5,34		487,98
	F3 - F3'	4,45		2,71	0,00	0,00	3,84		550,47
	G3 - G3'	4,29		1,44	2,40	0,00	3,84		533,13

9	D3' - E3'	4,82	13,63	0,00	0,00	0,00	4,60	62,16	0,00
	D4 - E4	4,84		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D3' - D4	1,99		0,00	0,00	0,00	2,82		0,00
	E3' - E4	1,97		0,00	2,20	0,00	2,88		294,10
10	C4 - D4	6,61	18,64	2,00	0,00	0,00	5,65	213,04	276,11
	C6 - D6	7,04		1,57	0,00	0,00	6,19		197,84
	C4 - C6	2,51		0	0,00	0,00	3,19		0,00
	D4 - D6	2,48		1,52	0,00	0,00	3,15		376,38
11	D4 - E4	5,07	15,10	0	0,00	0,00	4,60	353,81	0,00
	D6 - E6	5,07		2,05	0,00	0,00	4,60		347,61
	D4 - D6	2,48		0	0,00	0,00	3,15		0,00
	E4 - E6	2,48		4,8	0,00	0,00	3,15		1188,57
12	C6 - D6	10,16	38,37	2,65	0,00	0,00	6,19	267,31	333,93
	B7 - D7	11,83		5,83	0,00	0,00	7,18		633,34
	C6 - B7	8,40		0,55	0,00	0,00	5,74		74,74
	D6 - D7	7,99		4,12	0,00	0,00	5,65		568,78
13	D6 - E6	5,76	27,13	4,44	0,00	0,00	4,60	612,61	752,87
	D7 - E7	5,76		5,89	0,00	0,00	4,60		998,74
	D6 - D7	7,81		2,45	0,00	0,00	5,65		338,23
	E6 - E7	7,81		8,16	0,75	0,00	5,65		1177,62
14	B7 - D7	12,71	40,66	1,12	0,00	0,00	7,18	103,68	121,67
	B8 - D8	12,82		0,00	0,00	0,00	7,21		0,00
	B7 - B8	7,56		3,10	2,40	0,00	5,50		607,64
	D7 - D8	7,56		0,00	0,00	0,00	5,50		0,00
15	D7 - E7	5,76	26,39	1,95	0,00	0,00	4,60	263,03	330,65
	D8 - E8	5,76		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D7 - D8	7,44		6,95	0,00	0,00	5,50		985,64
	E7 - E8	7,44		0,00	0,00	0,00	5,50		0,00
16	B8 - D8	13,40	46,78	0,00	0,00	0,00	7,21	72,18	0,00
	B9 - D9	13,53		0,00	0,00	0,00	7,28		0,00
	B8 - B9	9,92		1,96	4,80	0,00	6,30		536,00
	D8 - D9	9,92		0,00	0,00	0,00	6,30		0,00
17	D8 - E8	5,76	30,23	0,00	0,00	0,00	4,60	147,08	0,00
	D9 - E9	5,76		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D8 - D9	9,36		0,00	0,00	0,00	6,30		0,00
	E8 - E9	9,36		5,70	0,00	0,00	6,30		705,71
Volado C2-C3	V - C2	2,00	13,40	2,40	0,82	0,00	2,00	384,52	1093,85
	V - C3	1,86		1,34	0,88	0,00	2,00		692,00
	C2 - C3	9,54		0,89	2,30	0,00	6,48		243,78
Volado C3-C4	V - C3	2,12	10,81	2,38	0,80	0,00	2,00	409,97	1082,20
	V - C4	1,54		0,67	1,37	0,00	2,00		525,03
	C3 - C4	7,15		0,00	3,16	0,00	6,53		186,31
Volado C4-C7	V - C4	1,77	9,27	0,80	0,93	0,00	1,33	4286,93	738,38
	C4 - C6	7,50		3,45	3,87	0,00	5,65		739,99

Volado B9-D9	B9 - V	0,12	10,43	0,85	0,00	0,00	0,50	684,36	1326,00
	D9 - V	0,99		0,30	0,13	1,41	1,41		573,45
	B9 - D9	9,33		1,84	5,46	5,73	7,28		778,69
Volado D9-E9	D9 - V	0,99	5,91	0,30	0,13	1,41	1,41	705,43	573,45
	E9 - V	0,56		0,43	0,00	1,55	1,06		860,38
	D9 - E9	4,36		0,20	3,70	2,34	4,60		532,82
Volado C2-D2	V - C2	0,99	8,53	0,00	2,80	0,00	1,71	383,92	609,12
	V - D2	1,01		0,00	2,80	0,00	1,71		609,12
	C2 - D2	6,52		0,00	3,20	0,00	5,51		216,04

EJE	UBICACIÓN	Carga Vigas (kg/m)
2	V - C2	1093,85
	C2 - D2	271,09
	D2 - E2	573,04
	E2 - F2	554,19
	F2 - G2	554,27
3	V - C3	1774,20
	C3 - D3	1217,36
	D3 - E3	730,83
	E3 - F3	1017,82
	F3 - G3	305,28
3'	D3' - E3'	0,00
	E3' - F3'	659,31
	F3' - G3'	487,98
4	V - C4	1263,41
	C4 - D4	588,11
	D4 - E4	0,00
6	C6 - D6	531,76
	D6 - E6	1100,48
7	B7 - D7	755,01
	D7 - E7	1329,39
8	B8 - D8	0,00
	D8 - E8	0,00
9	B9 - D9	778,69
	D9 - E9	532,82
B-C	V - C2	609,12
	C2 - C3	243,78
	C3 - C4	395,49
	C4 - C6	739,99
	C6 - B7	74,74

	B7 - B8	607,64
	B8 - B9	536,00
	B9 - V	1326,00
D	V - D2	609,12
	D2 - D3	1148,55
	D3 - D3'	743,69
	D3' - D4	743,69
	D4 - D6	376,38
	D6 - D7	907,01
	D7 - D8	985,64
	D8 - D9	0,00
	D9 - V	1146,91
E	E2 - E3	685,92
	E3 - E3'	0,00
	E3' - E4	294,10
	E4 - E6	1188,57
	E6 - E7	1177,62
	E7 - E8	0,00
	E8 - E9	705,71
	E9 - V	860,38
F	F2 - F3	737,31
	F3 - F3'	1210,63
G	G2 - G3	469,04
	G3 - G3'	533,13

TABLERO	Área tablero (m ²)	Carga tableros (kg/m ²)
1	38,24	179,76
2	36,78	317,83
3	37,77	399,25 (Más Crítico)
4	39,60	180,87
5	37,28	355,03
6	17,67	0,00
7	23,62	264,20
8	23,08	321,98
9	13,63	62,16
10	18,64	213,04
11	15,10	353,81
12	38,37	267,31
13	27,13	612,61

14	40,66	103,68
15	26,39	263,03
16	46,78	72,18
17	30,23	147,08

6.6.4.5. Cargas Nv. + 16,70 m

TABLERO	UBICACIÓN	Área Viga (m2)	Área tablero (m2)	Long. P1 (m)	Long. P4 (m)	Long. P3 (m)	Long. Viga (m)	Carga tableros (kg/m ²)	Carga Vigas (kg/m)
1	C2 - D2	7,86	38,24	0,00	0,00	5,20	5,55	8,22	55,05
	C3 - D3	7,75		0,00	0,00	0,00	5,60		0,00
	C2 - C3	11,52		0,00	0,00	0,00	6,55		0,00
	D2 - D3	11,11		0,00	0,00	0,15	6,62		1,33
2	D2 - E2	5,33	36,78	0,00	3,20	0,00	4,60	103,82	267,83
	D3 - E3	5,29		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D2 - D3	10,44		0,00	0,00	0,00	6,62		0,00
	E2 - E3	15,72		3,09	0,00	3,00	6,69		386,61
3	E2 - F2	7,11	37,77	0,00	5,13	0,00	5,20	50,52	366,99
	E3 - F3	7,64		0,00	0,00	0,00	5,51		0,00
	E2 - E3	11,33		0,00	0,00	0,00	6,68		0,00
	F2 - F3	11,69		0,00	0,00	0,00	6,76		0,00
4	F2 - G2	7,82	39,60	0,00	5,59	0,00	5,34	118,63	389,42
	F3 - G3	7,67		0,00	0,00	0,00	5,34		0,00
	F2 - F3	11,79		0,00	0,00	0,00	6,76		0,00
	G2 - G3	12,33		0,00	7,04	0,00	6,90		379,55
5	C3 - D3	7,75	37,28	0,00	0,00	0,00	5,60	0,00	0,00
	C4 - D4	7,98		0,00	0,00	0,00	5,65		0,00
	C3 - C4	10,93		0,00	0,00	0,00	6,60		0,00
	D3 - D4	10,62		0,00	0,00	0,00	6,66		0,00
6	D3 - E3	5,17	17,67	0,00	0,00	0,00	4,60	83,04	0,00
	D3' - E3'	5,14		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D3 - D3'	3,69		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
	E3 - E3'	3,67		0,40	3,00	0,00	3,84		382,03
7	E3 - F3	7,17	23,62	0,00	0,00	0,00	5,51	85,52	0,00
	E3' - F3'	7,45		0,00	5,43	0,00	5,62		359,42
	E3 - E3'	4,56		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
	F3 - F3'	4,45		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
8	F3 - G3	7,20	23,08	0,00	0,00	0,00	5,34	161,01	0,00
	F3' - G3'	7,14		0,00	5,51	0,00	5,34		397,26
	F3 - F3'	4,45		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
	G3 - G3'	4,29		0,00	4,14	0,00	3,84		415,08

9	D3' - E3'	4,82	13,63	0,00	0,00	0,00	4,60	86,78	0,00
	D4 - E4	4,84		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D3' - D4	1,99		0,00	0,00	0,00	2,82		0,00
	E3' - E4	1,97		0,43	2,20	0,00	2,88		410,56
10	C4 - D4	6,61	18,64	0,00	0,00	0,00	5,65	0,00	0,00
	C6 - D6	7,04		0,00	0,00	0,00	6,19		0,00
	C4 - C6	2,51		0,00	0,00	0,00	3,19		0,00
	D4 - D6	2,48		0,00	0,00	0,00	3,15		0,00
11	D4 - E4	5,07	15,10	0,00	0,00	0,00	4,60	353,81	0,00
	D6 - E6	5,07		2,05	0,00	0,00	4,60		347,61
	D4 - D6	2,48		0,00	0,00	0,00	3,15		0,00
	E4 - E6	2,48		4,80	0,00	0,00	3,15		1188,57
12	C6 - D6	10,16	38,37	0,00	0,00	0,00	6,19	120,14	0,00
	B7 - D7	11,83		0,90	0,00	0,00	7,18		97,77
	C6 - B7	8,40		0,00	0,00	0,00	5,74		0,00
	D6 - D7	7,99		5,01	0,00	0,00	5,65		691,65
13	D6 - E6	5,76	27,13	4,44	0,00	0,00	4,60	612,61	752,87
	D7 - E7	5,76		5,89	0,00	0,00	4,60		998,74
	D6 - D7	7,81		2,45	0,00	0,00	5,65		338,23
	E6 - E7	7,81		8,16	0,75	0,00	5,65		1177,62
14	B7 - D7	12,71	40,66	0,00	0,00	0,00	7,18	82,19	0,00
	B8 - D8	12,82		0,00	0,00	0,00	7,21		0,00
	B7 - B8	7,56		3,10	2,40	0,00	5,50		607,64
	D7 - D8	7,56		0,00	0,00	0,00	5,50		0,00
15	D7 - E7	5,76	26,39	1,95	0,00	0,00	4,60	263,03	330,65
	D8 - E8	5,76		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D7 - D8	7,44		6,95	0,00	0,00	5,50		985,64
	E7 - E8	7,44		0,00	0,00	0,00	5,50		0,00
16	B8 - D8	13,40	46,78	0,00	0,00	0,00	7,21	72,18	0,00
	B9 - D9	13,53		0,00	0,00	0,00	7,28		0,00
	B8 - B9	9,92		1,96	4,80	0,00	6,30		536,00
	D8 - D9	9,92		0,00	0,00	0,00	6,30		0,00
17	D8 - E8	5,76	30,23	0,00	0,00	0,00	4,60	147,08	0,00
	D9 - E9	5,76		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D8 - D9	9,36		0,00	0,00	0,00	6,30		0,00
	E8 - E9	9,36		5,70	0,00	0,00	6,30		705,71
Volado C2-C3	V - C2	2,00	13,40	2,40	0,82	0,00	2,00	415,44	1171,13
	V - C3	1,86		1,34	0,88	0,00	2,00		745,28
	C2 - C3	9,54		0,89	2,30	0,00	6,48		267,41
Volado C3-C4	V - C3	2,12	10,81	2,38	0,80	0,00	2,00	409,97	1082,20
	V - C4	1,54		0,67	1,37	0,00	2,00		525,03
	C3 - C4	7,15		0,00	3,16	0,00	6,53		186,31
Volado C4-C7	V - C4	1,77	9,27	0,80	0,93	0,00	1,33	4286,93	738,38
	C4 - C6	7,50		3,45	3,87	0,00	5,65		739,99

Volado B9-D9	B9 - V	0,11	3,52	0,77	0,00	0,00	0,46	1140,25	1305,65
	D9 - V	0,11		0,30	0,17	0,00	0,46		650,98
	B9 - D9	3,31		1,38	5,29	0,00	7,28		427,62
Volado D9-E9	D9 - V	0,11	2,33	0,30	0,17	0,00	0,46	942,19	650,98
	E9 - V	0,11		0,46	0,00	0,00	0,46		780,00
	D9 - E9	2,12		0,13	3,74	0,00	4,60		335,07
Volado C2-D2	V - C2	0,99	8,53	0,00	2,80	0,00	1,71	383,92	609,12
	V - D2	1,01		0,00	2,80	0,00	1,71		609,12
	C2 - D2	6,52		0,00	3,20	0,00	5,51		216,04

EJE	UBICACIÓN	Carga Vigas (kg/m)
2	V - C2	1171,13
	C2 - D2	271,09
	D2 - E2	267,83
	E2 - F2	366,99
	F2 - G2	389,42
3	V - C3	1827,48
	C3 - D3	0,00
	D3 - E3	0,00
	E3 - F3	0,00
	F3 - G3	0,00
3'	D3' - E3'	0,00
	E3' - F3'	359,42
	F3' - G3'	397,26
4	V - C4	1263,41
	C4 - D4	0,00
	D4 - E4	0,00
6	C6 - D6	0,00
	D6 - E6	1100,48
7	B7 - D7	97,77
	D7 - E7	1329,39
8	B8 - D8	0,00
	D8 - E8	0,00
9	B9 - D9	427,62
	D9 - E9	335,07
B-C	V - C2	609,12
	C2 - C3	267,41
	C3 - C4	186,31
	C4 - C6	739,99
	C6 - B7	0,00

	B7 - B8	607,64
	B8 - B9	536,00
	B9 - V	1305,65
D	V - D2	609,12
	D2 - D3	1,33
	D3 - D3'	0,00
	D3' - D4	0,00
	D4 - D6	0,00
	D6 - D7	1029,88
	D7 - D8	985,64
	D8 - D9	0,00
	D9 - V	1301,96
E	E2 - E3	386,61
	E3 - E3'	382,03
	E3' - E4	410,56
	E4 - E6	1188,57
	E6 - E7	1177,62
	E7 - E8	0,00
	E8 - E9	705,71
	E9 - V	780,00
F	F2 - F3	0,00
	F3 - F3'	0,00
G	G2 - G3	379,55
	G3 - G3'	415,08

TABLERO	Área tablero (m²)	Carga tableros (kg/m²)
1	38,24	8,22
2	36,78	103,82
3	37,77	50,52
4	39,60	118,63
5	37,28	0,00
6	17,67	83,04
7	23,62	85,52
8	23,08	161,01
9	13,63	86,78
10	18,64	0,00
11	15,10	353,81
12	38,37	120,14
13	27,13	612,61

14	40,66	82,19
15	26,39	263,03 (Más Crítico)
16	46,78	72,18
17	30,23	147,08

6.6.4.6. Cargas Nv. + 19,95 m

TABLERO	UBICACIÓN	Área Viga (m2)	Área tablero (m2)	Long. P1 (m)	Long. P4 (m)	Long. P6 (m)	Long. Viga (m)	Carga tableros (kg/m ²)	Carga Vigas (kg/m)
1	C2 - D2	7,86	38,24	0,00	0,00	5,54	5,55	53,89	371,33
	C3 - D3	7,75		0,00	0,00	0,00	5,60		0,00
	C2 - C3	11,52		0,00	0,00	0,00	6,55		0,00
	D2 - D3	11,11		0,00	0,00	0,00	6,62		0,00
2	D2 - E2	5,33	36,78	0,00	0,00	4,80	4,60	116,72	388,17
	D3 - E3	5,29		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D2 - D3	10,44		0,00	0,00	0,00	6,62		0,00
	E2 - E3	15,72		0,00	0,00	6,74	6,69		374,78
5	C3 - D3	7,75	37,28	0,00	0,00	2,05	5,60	239,12	136,18
	C4 - D4	7,98		2,55	0,00	0,00	5,65		352,04
	C3 - C4	10,93		2,88	0,00	7,90	6,60		785,64
	D3 - D4	10,62		0,00	0,00	2,63	6,66		146,90
6	D3 - E3	5,17	17,67	0,00	0,00	0,00	4,60	80,86	0,00
	D3' - E3'	5,14		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D3 - D3'	3,69		0,00	0,00	0,00	3,84		0,00
	E3 - E3'	3,67		0,00	0,00	3,84	3,84		372,00
9	D3' - E3'	4,82	13,63	1,40	0,00	0,00	4,60	341,58	237,39
	D4 - E4	4,84		2,47	0,00	0,00	4,60		418,83
	D3' - D4	1,99		0,00	0,00	0,00	2,82		0,00
	E3' - E4	1,97		1,85	0,50	0,00	2,88		567,88
10	C4 - D4	6,61	18,64	0,25	1,36	0,00	5,65	247,06	127,19
	C6 - D6	7,04		0,00	2,24	0,00	6,19		139,32
	C4 - C6	2,51		0,00	2,18	0,00	3,19		263,10
	D4 - D6	2,48		2,80	0,00	0,00	3,15		693,33
11	D4 - E4	5,07	15,10	1,21	0,00	0,00	4,60	576,42	205,17
	D6 - E6	5,07		5,25	0,00	0,00	4,60		890,22
	D4 - D6	2,48		0,00	0,00	0,00	3,15		0,00
	E4 - E6	2,48		4,70	0,00	0,00	3,15		1163,81
12	C6 - D6	10,16	38,37	0,78	0,80	0,00	6,19	161,12	148,05
	B7 - D7	11,83		0,24	1,74	0,00	7,18		119,37
	C6 - B7	8,40		0,29	1,95	0,00	5,74		170,20
	D6 - D7	7,99		4,40	0,00	0,00	5,65		607,43

13	D6 - E6	5,76	27,13	0,00	0,00	0,00	4,60	445,87	0,00
	D7 - E7	5,76		4,50	0,00	0,00	4,60		763,04
	D6 - D7	7,81		1,98	0,00	0,00	5,65		273,35
	E6 - E7	7,81		8,66	0,75	0,00	5,65		1246,65
14	B7 - D7	12,71	40,66	2,38	1,68	2,87	7,18	234,00	369,08
	B8 - D8	12,82		0,00	5,18	0,00	7,21		267,26
	B7 - B8	7,56		5,50	0,83	0,00	5,50		836,14
	D7 - D8	7,56		0,00	0,83	0,51	5,50		61,59
15	D7 - E7	5,76	26,39	0,45	0,00	0,00	4,60	252,68	76,30
	D8 - E8	5,76		0,00	0,00	0,00	4,60		0,00
	D7 - D8	7,44		1,75	0,00	0,00	5,50		248,18
	E7 - E8	7,44		6,35	0,00	0,00	5,50		900,55
16	B8 - D8	13,40	46,78	0,00	0,00	5,32	7,21	277,11	274,49
	B9 - D9	13,53		0,00	0,00	13,45	7,28		687,28
	B8 - B9	9,92		1,96	4,80	6,30	6,30		908,00
	D8 - D9	9,92		0,00	0,00	0,70	6,30		41,33
17	D8 - E8	5,76	30,23	0,00	0,00	0,00	4,60	191,36	0,00
	D9 - E9	5,76		0,00	0,00	8,20	4,60		663,13
	D8 - D9	9,36		0,00	0,00	0,60	6,30		35,43
	E8 - E9	9,36		0,00	0,00	6,75	6,30		398,57
Volado C2-C3	V - C2	2,00	13,40	0,00	0,00	3,71	2,00	240,74	690,06
	V - C3	1,86		0,00	0,00	1,78	2,00		331,08
	C2 - C3	9,54		0,00	0,00	3,18	6,48		182,56
Volado C3-C4	V - C3	2,12	10,81	0,00	0,00	3,40	2,00	296,68	632,40
	V - C4	1,54		0,00	0,00	2,12	2,00		394,32
	C3 - C4	7,15		0,00	0,00	3,10	6,53		176,60
Volado C4-C7	V - C4	1,77	9,27	0,00	0,00	1,80	1,33	2683,70	503,46
	C4 - C6	7,50		0,00	0,00	7,02	5,65		462,20
Volado B9-D9	B9 - V	0,11	3,52	0,00	0,00	0,77	0,50	836,06	572,88
	D9 - V	0,11		0,00	0,00	0,47	1,41		124,00
	B9 - D9	3,31		0,00	0,00	6,67	7,28		340,83
Volado D9-E9	D9 - V	0,11	2,33	0,00	0,00	0,47	1,41	764,87	124,00
	E9 - V	0,11		0,00	0,00	0,46	1,06		161,43
	D9 - E9	2,12		0,00	0,00	3,87	4,60		312,97
Volado C2-D2	V - C2	0,99	8,53	0,00	0,00	2,80	1,71	383,92	609,12
	V - D2	1,01		0,00	0,00	2,80	1,71		609,12
	C2 - D2	6,52		0,00	0,00	3,20	5,51		216,04

EJE	UBICACIÓN	Carga Vigas (kg/m)
2	V - C2	690,06
	C2 - D2	587,37
	D2 - E2	388,17
3	V - C3	963,48
	C3 - D3	136,18
	D3 - E3	0,00
3'	D3' - E3'	237,39
4	V - C4	897,78
	C4 - D4	479,22
	D4 - E4	624,00
6	C6 - D6	287,37
	D6 - E6	890,22
7	B7 - D7	488,45
	D7 - E7	839,35
8	B8 - D8	541,75
	D8 - E8	0,00
9	B9 - D9	1028,11
	D9 - E9	976,10
B-C	V - C2	609,12
	C2 - C3	182,56
	C3 - C4	962,24
	C4 - C6	725,31
	C6 - B7	170,20
	B7 - B8	836,14
	B8 - B9	908,00
	B9 - V	572,88
D	V - D2	609,12
	D2 - D3	0,00
	D3 - D3'	146,90
	D3' - D4	146,90
	D4 - D6	693,33
	D6 - D7	880,78
	D7 - D8	309,77
	D8 - D9	76,76
	D9 - V	248,00
E	E2 - E3	374,78
	E3 - E3'	372,00
	E3' - E4	567,88
	E4 - E6	1163,81
	E6 - E7	1246,65
	E7 - E8	900,55
	E8 - E9	398,57
	E9 - V	161,43

TABLERO	Área tablero (m2)	Carga tableros (kg/m ²)
1	38,24	53,89
2	36,78	116,72
5	37,28	239,12 (Más Crítico)
6	17,67	80,86
9	13,63	341,58
10	18,64	247,06
11	15,10	576,42
12	38,37	161,12
13	27,13	445,87
14	40,66	234,00
15	26,39	252,68
16	46,78	277,11
17	30,23	191,36

6.6.4.7. Cargas Nv. + 23,20 m

TABLERO	UBICACIÓN	Área Viga (m2)	Área tablero (m2)	Long. P2 (m)	Long. P4 (m)	Long. P5 (m)	Long. Viga (m)	Carga tableros (kg/m ²)	Carga Vigas (kg/m)
10	C4 - D4	6,61	17,78	0,00	0,00	0,87	5,65	8,48	7,39
	C6 - D6	6,61		0,00	0,00	1,08	6,19		8,37
	C4 - C6	2,08		0,00	0,00	1,19	3,19		17,91
	D4 - D6	2,48		0,00	0,00	0,00	3,15		0,00
11	D4 - E4	5,07	15,10	0,00	0,00	0,00	4,60	353,41	0,00
	D6 - E6	5,07		5,10	0,00	0,00	4,60		891,39
	D4 - D6	2,48		0,00	0,00	0,00	3,15		0,00
	E4 - E6	2,48		1,35	0,00	3,15	3,15		392,57
12	C6 - D6	7,43	31,56	0,00	0,00	1,52	6,19	151,27	11,79
	B7 - D7	8,32		0,00	0,00	1,95	7,18		13,04
	C6 - B7	8,05		0,00	0,00	2,18	5,74		18,23
	D6 - D7	7,76		5,60	0,00	0,00	5,65		796,88
13	D6 - E6	5,76	27,13	0,00	0,00	0,00	4,60	433,14	0,00
	D7 - E7	5,76		3,55	1,50	0,00	4,60		746,02
	D6 - D7	7,81		1,34	0,00	0,00	5,65		190,68
	E6 - E7	7,81		8,65	0,75	0,00	5,65		1282,01
Volado C4-D4	V - C4	1,20	7,85	0,00	0,00	2,80	1,55	47,21	86,71
	V - D4	1,20		0,00	0,00	2,66	1,55		82,37
	C4 - D4	5,45		0,00	0,00	2,26	5,51		19,69

Volado D4-E4	V - D4	1,20	7,44	0,00	0,00	0,25	1,55	48,40	7,74
	V - E4	1,20		0,00	0,00	2,80	1,55		86,71
	D4 - E4	5,04		0,00	0,00	4,45	4,60		46,43
Volado B9-D9	B7 - V	1,53	9,04	0,00	0,00	3,35	1,75	45,96	91,89
	D7 - V	1,53		0,00	0,00	3,35	1,75		91,89
	B7 - D7	5,98		0,00	0,00	1,96	5,51		17,07

EJE	UBICACIÓN	Carga Vigas (kg/m)
	C4 - D4	27,08
	D4 - E4	46,43
6	C6 - D6	20,16
	D6 - E6	891,39
7	B7 - D7	30,11
	D7 - E7	746,02
B-C	V - C4	86,71
	C4 - C6	17,91
	C6 - B7	18,23
	B7 - V	91,89
D	V - D4	90,12
	D4 - D6	0,00
	D6 - D7	987,57
	D7 - V	91,89
E	V - E4	86,71
	E4 - E6	392,57
	E6 - E7	1282,01

TABLERO	Área tablero (m ²)	Carga tableros (kg/m ²)
10	17,78	8,48
11	15,10	353,41 (Más Crítico)
12	31,56	151,27
13	27,13	433,14

6.6.4.8. Cargas Nv. + 26,55 m

TABLERO	UBICACIÓN	Área Viga (m ²)	Área tablero (m ²)	Long. P5 (m)	Long. Viga (m)	Carga tableros (kg/m ²)	Carga Vigas (kg/m)
13	D6 - E6	5,7587	27,133	4,60	4,60	36,27	48,00
	D7 - E7	5,7584		4,60	4,60		48,00
	D6 - D7	7,8066		5,65	5,65		48,00
	E6 - E7	7,8095		5,65	5,65		48,00

EJE	UBICACIÓN	Carga Vigas (kg/m)
6	D6 - E6	48,00
7	D7 - E7	48,00
D	D6 - D7	48,00
E	E6 - D7	48,00

TABLERO	Área tablero (m ²)	Carga tableros (kg/m ²)
13	27,13	36,27 (Más Crítico)

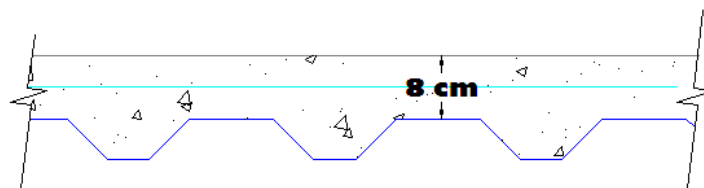
6.6.5. Cálculo de la losa con Placa Colaborante tableros más críticos (Placa Deck).

Nv. (metros)	TABLERO No.	Área tablero (m ²)	Carga tableros (kg/m ²)	Tableros más críticos	
3,70	5	37,28	354,67	37,77	399,25
6,95	3	37,77	399,25		
10,20	3	37,77	399,25		
13,45	3	37,77	399,25	37,77	399,25
16,70	15	26,39	263,03		
19,95	5	37,28	239,12	37,28	239,12
23,20	11	15,10	353,41		
26,55	13	27,13	36,27	27,13	36,27

6.6.5.1. Placa Colaborante Nv. + 3,70 m, Nv.+ 6,95, Nv.+ 10,20, Nv.+ 13,45, Nv.+ 16,70.

Longitud= 6,60 m

Long. entre apoyos (m)	# Apoyos
1,6	4,125≅ 4
1,8	3,66
2,0	3,30
2,2	3,00
2,4	2,75
2,6	2,54
2,8	2,36
3,0	2,20
3,2	2,06
3,4	1,94



$$\text{Volumen } 8 \text{ cm} = 0,1054 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Hormigon} = 0,105 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 252,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Placa (76 mm)} = 7,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Losa} = 252,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 7,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Losa} = 259,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Pared} = 399,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga viva} = 244,12 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Cálculo de deflexiones.

$$\delta \max(V.S.) = \frac{L}{480}$$

$$\delta \max(V.S.) = \frac{5,65 \text{ m}}{480}$$

$$\delta \max(V.S.) = 0,01177 \text{ m}$$

$$\text{Long. Viga} = 5,65 \text{ m} - 2 * \left(\frac{0,20}{2} \right) = 5,45 \text{ m}$$

$$qu = 1,2D + 1,6L$$

$$qu = 1,2 \left(259,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 399,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,6(244,12)$$

$$qu = 1181,06 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Ancho cooperante} = \frac{1,28\text{m} + 1,28\text{m}}{2}$$

$$\text{Ancho cooperante} = 1,28\text{m}$$

$$qu = 1181,06 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1,28\text{m}$$

$$qu = 1511,76 \frac{kg}{m}$$

$$\Delta v = \frac{5 * qu * l^4}{384EI}$$

$$I = \frac{5 * qu * l^4}{384E\Delta}$$

$$I = \frac{5 * 1511,76 \frac{kg}{m} * (5,45)^4 m^4}{384 * 2,1 * 10^{10} \frac{kg}{m^2} * 0,01177 m}$$

$$I = 0,00007026 m^4$$

$$I = 7026 cm^4$$

Se escoge dos correas tipo G de 300*100*35*5 que nos da una inercia de 7160,00 cm⁴.

- CÁLCULO DE LA PLACA COMO FORMAleta.

Determinación de la longitud efectiva.

$$Le = \frac{6,60 - 0,20 - (0,20 * 4)}{5}$$

$$Le = 1,12m$$

Espesor de la losa.

Con varios extremos continuos.

$$\frac{100 * Le}{h} \geq 32$$

$$h = \frac{100 * 1,12}{32}$$

$$h = 3,50 \text{ cm}$$

$$h < h \text{ asumido} \therefore \text{Cumple}$$

Determinación de los pesos.

$$\text{Volumen } 8 \text{ cm} = 0,105 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Hormigon} = 0,105 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 252,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Placa (76 mm)} = 7,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Losa} = 252,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 7,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Losa} = 259,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{pp} = \text{Peso losa} * 1 \text{ metro de ancho}$$

$$W_{pp} = 259,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m}$$

$$W_{pp} = 259,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Deflexión admisible.

$$\delta \text{ adm} = \frac{Le}{180}$$

$$\delta \text{ adm} = \frac{1,12 * 100 \text{ cm}}{180}$$

$$\delta \text{ adm} = 0,62 \text{ cm}$$

$$\delta \text{ adm} = 1,90 \text{ cm}$$

$$\Delta cal = 0,0069 \frac{Wpp * L^4}{E I}$$

$$\Delta cal = 0,0069 \frac{259,47 \frac{kg}{cm} * 10^{-2} * (112)^4 cm^4}{2,1 * 10^6 \frac{kg}{cm^2} * 39,37 cm^4}$$

$$\Delta cal = 0,034 cm$$

$$\Delta cal < \delta adm$$

$$0,034 cm < 0,62 cm \therefore \text{Cumple}$$

Esfuerzo admisible con carga distribuida.

$$\sigma adm = 0,6 fy$$

$$\sigma adm = 0,6 * 2600 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma adm = 1560 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma cal = 0,08 \frac{(Wpp + 100) * L^2}{S}$$

$$\sigma cal = 0,08 \frac{(259,47 + 100) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (112)^2 cm^2}{12,43 cm^3}$$

$$\sigma cal = 290,21 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma adm < \sigma cal \therefore \text{CUMPLE}$$

Esfuerzo admisible con carga puntual.

$$\sigma adm = 1,33 * 0,6 fy$$

$$\sigma_{adm} = 1,33 * 0,6 * 2600 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} = 2074,8 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{0,08(W_{pp}) * L^2 + 0,20 * P * L}{S}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{0,08 * (259,47) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (112)^2 cm^2 + 0,20 (224kg) * 112 cm}{12,43 cm^3}$$

$$\sigma_{cal} = 613,15 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} < \sigma_{cal} \therefore CUMPLE$$

- CÁLCULO DE LA PLACA COMO MATERIAL COMPUESTO.

Pesos.

$$Volumen 8 cm = 0,105 \frac{m^3}{m^2}$$

$$Peso Hormigon = 0,105 \frac{m^3}{m^2} * 2400 \frac{kg}{m^3} = 252,00 \frac{kg}{m^2}$$

$$Peso Placa (76 mm) = 7,47 \frac{kg}{m^2}$$

$$Peso elementos no estructurales(\Delta p) = 399,25 \frac{kg}{m^2}$$

$$Peso acabados = 0,025m * 1m * 1m * 1600 \frac{kg}{m^3} = 40 \frac{kg}{m^2}$$

$$Total = 252,00 \frac{kg}{m^2} + 7,47 \frac{kg}{m^2} + 399,25 \frac{kg}{m^2} + 40,00 \frac{kg}{m^2} = 698,72 \frac{kg}{m^2}$$

$$W_{pp} = Total * 1 metro de ancho$$

$$W_{pp} = 698,72 \frac{kg}{m^2} * 1 m$$

$$W_{pp} = 698,72 \frac{kg}{m}$$

Sobrecarga de uso.

$$W_{cs} = 1,6 CV$$

$$W_{cs} = 1,6 * \left(244,12 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$W_{cs} = 390,59 \frac{kg}{m}$$

$$M_{cs} = 0,08 * W_{cs} * l^2$$

$$M_{cs} = 0,08 * 390,59 * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * 112^2 cm^2$$

$$M_{cs} = 3919,67 kg - cm$$

$$M_{cs} = 0,10 * W_{cs} * l^2$$

$$M_{cs} = 0,10 * 390,59 * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * 112^2 cm^2$$

$$M_{cs} = 4899,56 kg - cm$$

$$\delta adm = \frac{Le}{360}$$

$$\delta adm = \frac{1,12 * 100 cm}{360}$$

$$\delta adm = 0,31 cm$$

$$\delta adm = 1,90 cm$$

$$\Delta cal = 0,0069 \frac{Wcs * L^4}{E I}$$

$$\Delta cal = 0,0069 \frac{390,59 \frac{kg}{cm} * 10^{-2} * (112)^4 cm^4}{2,1 * 10^6 \frac{kg}{cm^2} * 1168,04 cm^4}$$

$$\Delta cal = 0,00173 cm$$

$$\Delta cal < \delta adm$$

$$0,00173 cm < 1,9 cm \therefore Cumple$$

Esfuerzo admisible a tensión del acero

$$Mpp^+ = 0,080 * (Wpp + 100) * L^2$$

$$Mpp^+ = 0,080 * (698,72 + 100) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (112)^2 cm^2$$

$$Mpp^+ = 8015,31 kg - cm$$

$$Mpp^- = 0,10 * (Wpp + 100) * L^2$$

$$Mpp^- = 0,10 * (698,72 + 100) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (112)^2 cm^2$$

$$Mpp^- = 10019,14 kg - cm$$

$$M'pp^+ = 0,080 * Wpp * L^2 + 0,20 * P * L$$

$$M'pp^+ = 0,080 * (698,72) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (112)^2 cm^2 + 0,20 * 224kg * 112cm$$

$$M'pp^+ = 12029,39 kg - cm$$

$$M'pp^- = 0,10 * Wpp * L^2 + 0,10 * P * L$$

$$M'pp^- = 0,10 * (698,72) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (112)^2 cm^2 + 0,10 * 224kg * 112cm$$

$$M'pp^- = 11273,54 kg - cm$$

$$\sigma_{adm} = 1,33 * 0.6 fy$$

$$\sigma_{adm} = 1,33 * 0,6 * 2600 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} = 2074,8 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{M_{pp}}{S_i} + \frac{M'pp + M_{cs}}{S_c}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{8015,31 kg - cm}{13,29 cm^3} + \frac{12029,39 kg - cm + 4899,56 kg - cm}{67,01 cm^3}$$

$$\sigma_{cal} = 855,74 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{cal} < \sigma_{adm}$$

$$855,74 \frac{kg}{cm^2} < 2074,8 \frac{kg}{cm^2} \therefore \text{Cumple}$$

Esfuerzo admisible como material compuesto

$$\sigma_{adm} = 0,6 fy$$

$$\sigma_{adm} = 0,6 * 2600 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} = 1560,00 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{M_{pp} + M'pp + M_{cs}}{S_c}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{8015,31 \text{ kg} - \text{cm} + 12029,39 \text{ kg} - \text{cm} + 4899,56 \text{ kg} - \text{cm}}{67,01 \text{ cm}^3}$$

$$\sigma_{cal} = 372,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{cal} < \sigma_{adm}$$

$$372,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1560,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{Cumple}$$

Esfuerzo admisible a compresión del concreto.

$$\sigma_{adm} = 0,45 * f'c$$

$$\sigma_{adm} = 0,45 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{adm} = 94,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$N = \frac{Es}{Ec}$$

$$Es = 2,1 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Ec = 14500 \sqrt{f'c}$$

$$Ec = 14500 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$Ec = 210124,96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$N = \frac{2,1 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{210124,96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$N = 9,994$$

$$\sigma_{cal} = \frac{M'_{pp} + M_{cs}}{N * S_c}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{12029,39 \text{ kg} - \text{cm} + 4899,56 \text{ kg} - \text{cm}}{9,994 * 67,01 \text{ cm}^3}$$

$$\sigma_{cal} = 25,28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo del Momento Negativo 1.

$$U = 1,2D + 1,6L$$

$$U = 1,2 * \left(698,72 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) + 1,6 * \left(244,12 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right)$$

$$U = 1229,06 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_u = U * 1 \text{ metro de ancho}$$

$$W_u = 1229,06 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m}$$

$$W_u = 1229,06 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M^- = \frac{W * L^2}{10}$$

$$M^- = \frac{1229,06 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (6,60)^2 \text{m}^2}{10}$$

$$M^- = 5353,77 \text{ kg} - \text{m}$$

$$d = 5 \text{ cm} + 8 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$k = 0,85 * f'c * bw * d$$

$$k = 0,85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100 \text{ cm} * 13 \text{ cm}$$

$$k = 232050,00 \text{ kg}$$

$$As = \frac{k}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d}} \right]$$

$$As = \frac{232050,00 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5353,77 * 100 \text{ kg} - \text{cm}}{0,85 * 232050,00 \text{ kg} * 13 \text{ cm}}} \right]$$

$$As' = 13,08 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ malla min} = 150 * 150 * 6 \text{ mm} = \frac{239 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{2} = 1,195 \text{ cm}^2$$

$$As = As' - As \text{ malla min}$$

$$As = 13,08 \text{ cm}^2 - 1,195 \text{ cm}^2$$

$$As = 11,89 \text{ cm}^2$$

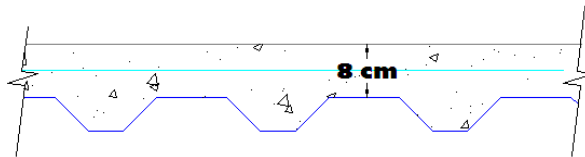
$$5\emptyset 18 \text{ mm} = 12,70 \text{ cm}^2$$

$$1\emptyset 18 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$$

6.6.5.2. Placa Colaborante Nv. + 19,95 m y Nv. + 23,20 m

Longitud= 6,60 m

Long. entre apoyos (m)	# Apoyos
1,6	4,125≅ 4
1,8	3,66
2,0	3,30
2,2	3,00
2,4	2,75
2,6	2,54
2,8	2,36
3,0	2,20
3,2	2,06
3,4	1,94



$$\text{Volumen } 8 \text{ cm} = 0,1054 \frac{m^3}{m^2}$$

$$\text{Peso Hormigon} = 0,105 \frac{m^3}{m^2} * 2400 \frac{kg}{m^3} = 252,00 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Peso Placa (76 mm)} = 7,47 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Peso Losa} = 252,00 \frac{kg}{m^2} + 7,47 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Peso Losa} = 259,47 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Peso Pared} = 239,12 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Carga viva} = 244,12 \frac{kg}{m^2}$$

- Cálculo de deflexiones.

$$\delta \max(V.S.) = \frac{L}{480}$$

$$\delta \max(V.S.) = \frac{5,65 m}{480}$$

$$\delta \max(V.S.) = 0,01177 m$$

$$\text{Long. Viga} = 5,65 m - 2 * \left(\frac{0,20}{2} \right) = 5,45 m$$

$$qu = 1,2D + 1,6L$$

$$qu = 1,2 \left(259,47 \frac{kg}{m^2} + 239,12 \frac{kg}{m^2} \right) + 1,6(244,12)$$

$$qu = 988,90 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Ancho cooperante} = \frac{1,28m + 1,28m}{2}$$

$$\text{Ancho cooperante} = 1,28m$$

$$qu = 988,90 \frac{kg}{m^2} * 1,28m$$

$$qu = 1265,79 \frac{kg}{m}$$

$$\Delta v = \frac{5 * qu * l^4}{384EI}$$

$$I = \frac{5 * qu * l^4}{384E\Delta}$$

$$I = \frac{5 * 1265,79 \frac{kg}{m} * (5,45)^4 m^4}{384 * 2,1 * 10^{10} \frac{kg}{m^2} * 0,01177 m}$$

$$I = 0,00005883 m^4$$

$$I = 5883 \text{ cm}^4$$

Se escoge dos correas tipo G de 300*100*30*4 que nos da una inercia de 5720,00 cm⁴.

- CÁLCULO DE LA PLACA COMO FORMALETA.

Determinación de la longitud efectiva.

$$Le = \frac{6,60 - 0,20 - (0,20 * 4)}{5}$$

$$Le = 1,12m$$

Espesor de la losa.

Con varios extremos continuos.

$$\frac{100 * Le}{h} \geq 32$$

$$h = \frac{100 * 1,12}{32}$$

$$h = 3,50 \text{ cm}$$

$h < h \text{ asumido} \therefore \text{Cumple}$

Determinación de los pesos.

$$\text{Volumen } 8 \text{ cm} = 0,105 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Hormigon} = 0,105 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 252,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Placa (76 mm)} = 7,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Losa} = 252,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 7,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Losa} = 259,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{pp} = \text{Peso losa} * 1 \text{ metro de ancho}$$

$$W_{pp} = 259,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m}$$

$$W_{pp} = 259,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Deflexión admisible.

$$\delta_{adm} = \frac{L_e}{180}$$

$$\delta_{adm} = \frac{1,12 * 100 \text{ cm}}{180}$$

$$\delta_{adm} = 0,62 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} = 1,90 \text{ cm}$$

$$\Delta_{cal} = 0,0069 \frac{W_{pp} * L^4}{E I}$$

$$\Delta cal = 0,0069 \frac{259,47 \frac{kg}{cm} * 10^{-2} * (112)^4 cm^4}{2,1 * 10^6 \frac{kg}{cm^2} * 39,37 cm^4}$$

$$\Delta cal = 0,034 cm$$

$$\Delta cal < \delta adm$$

$$0,034 cm < 0,62 cm \therefore \text{Cumple}$$

Esfuerzo admisible con carga distribuida.

$$\sigma adm = 0,6 fy$$

$$\sigma adm = 0,6 * 2600 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma adm = 1560 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma cal = 0,08 \frac{(Wpp + 100) * L^2}{S}$$

$$\sigma cal = 0,08 \frac{(259,47 + 100) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (112)^2 cm^2}{12,43 cm^3}$$

$$\sigma cal = 290,21 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma adm < \sigma cal \therefore \text{CUMPLE}$$

Esfuerzo admisible con carga puntual.

$$\sigma adm = 1,33 * 0,6 fy$$

$$\sigma adm = 1,33 * 0,6 * 2600 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} = 2074,8 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{0,08(W_{pp}) * L^2 + 0,20 * P * L}{S}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{0,08 * (259,47) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (112)^2 cm^2 + 0,20 (224kg) * 112 cm}{12,43 cm^3}$$

$$\sigma_{cal} = 613,15 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} < \sigma_{cal} \therefore CUMPLE$$

- CÁLCULO DE LA PLACA COMO MATERIAL COMPUESTO.

Pesos.

$$Volumen 8 cm = 0,105 \frac{m^3}{m^2}$$

$$Peso Hormigon = 0,105 \frac{m^3}{m^2} * 2400 \frac{kg}{m^3} = 252,00 \frac{kg}{m^2}$$

$$Peso Placa (76 mm) = 7,47 \frac{kg}{m^2}$$

$$Peso elementos no estructurales(\Delta p) = 239,12 \frac{kg}{m^2}$$

$$Peso acabados = 0,025m * 1m * 1m * 1600 \frac{kg}{m^3} = 40 \frac{kg}{m^2}$$

$$Total = 252,00 \frac{kg}{m^2} + 7,47 \frac{kg}{m^2} + 239,12 \frac{kg}{m^2} + 40,00 \frac{kg}{m^2} = 538,59 \frac{kg}{m^2}$$

$$W_{pp} = Total * 1 metro de ancho$$

$$W_{pp} = 538,59 \frac{kg}{m^2} * 1 m$$

$$W_{pp} = 538,59 \frac{kg}{m}$$

Sobrecarga de uso.

$$W_{cs} = 1,6 CV$$

$$W_{cs} = 1,6 * \left(244,12 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$W_{cs} = 390,59 \frac{kg}{m}$$

$$M_{cs} = 0,08 * W_{cs} * l^2$$

$$M_{cs} = 0,08 * 390,59 * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * 112^2 cm^2$$

$$M_{cs} = 3919,67 kg - cm$$

$$M_{cs} = 0,10 * W_{cs} * l^2$$

$$M_{cs} = 0,10 * 390,59 * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * 112^2 cm^2$$

$$M_{cs} = 4899,56 kg - cm$$

$$\delta_{adm} = \frac{Le}{360}$$

$$\delta_{adm} = \frac{1,12 * 100 cm}{360}$$

$$\delta_{adm} = 0,31 cm$$

$$\delta_{adm} = 1,90 cm$$

$$\Delta_{cal} = 0,0069 \frac{W_{cs} * L^4}{E I}$$

$$\Delta cal = 0,0069 \frac{390,59 \frac{kg}{cm} * 10^{-2} * (112)^4 cm^4}{2,1 * 10^6 \frac{kg}{cm^2} * 1168,04 cm^4}$$

$$\Delta cal = 0,00173 cm$$

$$\Delta cal < \delta adm$$

$$0,00173 cm < 1,9 cm \therefore Cumple$$

Esfuerzo admisible a tensión del acero

$$Mpp^+ = 0,080 * (Wpp + 100) * L^2$$

$$Mpp^+ = 0,080 * (538,59 + 100) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (112)^2 cm^2$$

$$Mpp^+ = 6408,38 kg - cm$$

$$Mpp^- = 0,10 * (Wpp + 100) * L^2$$

$$Mpp^- = 0,10 * (538,59 + 100) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (112)^2 cm^2$$

$$Mpp^- = 8010,47 kg - cm$$

$$M'pp^+ = 0,080 * Wpp * L^2 + 0,20 * P * L$$

$$M'pp^+ = 0,080 * (538,59) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (112)^2 cm^2 + 0,20 * 224kg * 112cm$$

$$M'pp^+ = 10422,46 kg - cm$$

$$M'pp^- = 0,10 * Wpp * L^2 + 0,10 * P * L$$

$$M'pp^- = 0,10 * (538,59) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (112)^2 cm^2 + 0,10 * 224kg * 112cm$$

$$M'pp^- = 9264,87 kg - cm$$

$$\sigma_{adm} = 1,33 * 0,6 fy$$

$$\sigma_{adm} = 1,33 * 0,6 * 2600 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} = 2074,8 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{M_{pp}}{S_i} + \frac{M'_{pp} + M_{cs}}{S_c}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{6408,38 \text{ kg} - \text{cm}}{13,29 \text{ cm}^3} + \frac{10422,46 \text{ kg} - \text{cm} + 4899,56 \text{ kg} - \text{cm}}{67,01 \text{ cm}^3}$$

$$\sigma_{cal} = 710,85 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{cal} < \sigma_{adm}$$

$$710,85 \frac{kg}{cm^2} < 2074,8 \frac{kg}{cm^2} \therefore \text{Cumple}$$

Esfuerzo admisible como material compuesto

$$\sigma_{adm} = 0,6 fy$$

$$\sigma_{adm} = 0,6 * 2600 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} = 1560,00 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{M_{pp} + M'_{pp} + M_{cs}}{S_c}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{6408,38 \text{ kg} - \text{cm} + 10422,46 \text{ kg} - \text{cm} + 4899,56 \text{ kg} - \text{cm}}{67,01 \text{ cm}^3}$$

$$\sigma_{cal} = 324,29 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{cal} < \sigma_{adm}$$

$$324,29 \frac{kg}{cm^2} < 1560,00 \frac{kg}{cm^2} \therefore \text{Cumple}$$

Esfuerzo admisible a compresión del concreto.

$$\sigma_{adm} = 0,45 * f'c$$

$$\sigma_{adm} = 0,45 * 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} = 94,5 \frac{kg}{cm^2}$$

$$N = \frac{Es}{Ec}$$

$$Es = 2,1 * 10^6 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Ec = 14500\sqrt{f'c}$$

$$Ec = 14500 \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Ec = 210124,96 \frac{kg}{cm^2}$$

$$N = \frac{2,1 * 10^6 \frac{kg}{cm^2}}{210124,96 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$N = 9,994$$

$$\sigma_{cal} = \frac{M'_{pp} + M_{cs}}{N * Sc}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{10422,46 \text{ kg} - \text{cm} + 4899,56 \text{ kg} - \text{cm}}{9,994 * 67,01 \text{ cm}^3}$$

$$\sigma_{cal} = 22,88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo del Momento Negativo 1.

$$U = 1,2D + 1,6L$$

$$U = 1,2 * \left(538,59 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) + 1,6 * \left(244,12 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right)$$

$$U = 1036,90 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$Wu = U * 1 \text{ metro de ancho}$$

$$Wu = 1036,90 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m}$$

$$Wu = 1036,90 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M^- = \frac{W * L^2}{10}$$

$$M^- = \frac{1036,90 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (6,60)^2 \text{m}^2}{10}$$

$$M^- = 4516,74 \text{ kg} - \text{m}$$

$$d = 5\text{cm} + 8\text{cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$k = 0,85 * f'c * bw * d$$

$$k = 0,85 * 210 \frac{kg}{cm^2} * 100 cm * 13 cm$$

$$k = 232050,00 kg$$

$$As = \frac{k}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d}} \right]$$

$$As = \frac{232050,00 kg}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 4516,74 * 100 kg - cm}{0,85 * 232050,00 kg * 13 cm}} \right]$$

$$As' = 10,78 cm^2$$

$$As \text{ malla min} = 150 x 150 x 6mm = \frac{239 \frac{mm^2}{m}}{2} = 1,195 cm^2$$

$$As = As' - As \text{ malla min}$$

$$As = 10,78 cm^2 - 1,195 cm^2$$

$$As = 9,59 cm^2$$

$$5\emptyset 16 mm = 10,05 cm^2$$

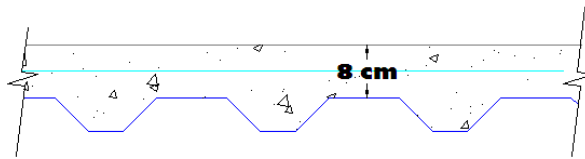
$$1\emptyset 16 mm @ 20 cm$$

6.6.5.3. Placa Colaborante Nv. + 26,55 m

Longitud= 5,65 m

Long. entre apoyos (m)	# Apoyos
1,6	3,53
1,8	3,14
2,0	2,83

2,2	2,57
2,4	2,35
2,6	2,17
2,8	2,01
3,0	1,88
3,2	1,77
3,4	1,66



$$\text{Volumen } 8 \text{ cm} = 0,1054 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Hormigon} = 0,105 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 252,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Placa (76 mm)} = 7,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Losa} = 252,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 7,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Losa} = 259,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Pared} = 36,27 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga viva} = 244,12 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Cálculo de deflexiones.

$$\delta \text{ max}(V.S.) = \frac{L}{480}$$

$$\delta \max(V.S.) = \frac{4,60 \text{ m}}{480}$$

$$\delta \max(V.S.) = 0,00958 \text{ m}$$

$$\text{Long. Viga} = 4,60 \text{ m} - 2 * \left(\frac{0,20}{2}\right) = 4,40 \text{ m}$$

$$qu = 1,2D + 1,6L$$

$$qu = 1,2 \left(259,47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 36,27 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,6(244,12)$$

$$qu = 745,48 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Ancho cooperante} = \frac{1,4125 \text{ m} + 1,4125 \text{ m}}{2}$$

$$\text{Ancho cooperante} = 1,4125 \text{ m}$$

$$qu = 745,48 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1,4125 \text{ m}$$

$$qu = 1052,99 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\Delta v = \frac{5 * qu * l^4}{384EI}$$

$$I = \frac{5 * qu * l^4}{384E\Delta}$$

$$I = \frac{5 * 1052,99 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (4,40)^4 \text{ m}^4}{384 * 2,1 * 10^{10} \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 0,00958 \text{ m}}$$

$$I = 0,00002554 \text{ m}^4$$

$$I = 2554 \text{ cm}^4$$

Se escoge dos correas tipo G de 200*75*30*6 que nos da una inercia de 2564,34 cm⁴.

- CÁLCULO DE LA PLACA COMO FORMALETA.

Determinación de la longitud efectiva.

$$Le = \frac{5,65 - 0,20 - (0,15 * 3)}{4}$$

$$Le = 1,25m$$

Espesor de la losa.

Con varios extremos continuos.

$$\frac{100 * Le}{h} \geq 32$$

$$h = \frac{100 * 1,25}{32}$$

$$h = 3,90 \text{ cm}$$

$$h < h \text{ asumido} \therefore \text{Cumple}$$

Determinación de los pesos.

$$\text{Volumen } 8 \text{ cm} = 0,105 \frac{m^3}{m^2}$$

$$\text{Peso Hormigon} = 0,105 \frac{m^3}{m^2} * 2400 \frac{kg}{m^3} = 252,00 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Peso Placa (76 mm)} = 7,47 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Peso Losa} = 252,00 \frac{kg}{m^2} + 7,47 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Peso Losa} = 259,47 \frac{kg}{m^2}$$

$$W_{pp} = \text{Peso losa} * 1 \text{ metro de ancho}$$

$$W_{pp} = 259,47 \frac{kg}{m^2} * 1 \text{ m}$$

$$W_{pp} = 259,47 \frac{kg}{m}$$

Deflexión admisible.

$$\delta \text{ adm} = \frac{Le}{180}$$

$$\delta adm = \frac{1,25 * 100 cm}{180}$$

$$\delta adm = 0,69 cm$$

$$\delta adm = 1,90 cm$$

$$\Delta cal = 0,0069 \frac{Wpp * L^4}{E I}$$

$$\Delta cal = 0,0069 \frac{259,47 \frac{kg}{cm} * 10^{-2} * (125)^4 cm^4}{2,1 * 10^6 \frac{kg}{cm^2} * 39,37 cm^4}$$

$$\Delta cal = 0,052 cm$$

$$\Delta cal < \delta adm$$

$$0,052 cm < 0,69 cm \therefore \text{Cumple}$$

Esfuerzo admisible con carga distribuida.

$$\sigma adm = 0,6 fy$$

$$\sigma adm = 0,6 * 2600 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma adm = 1560 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma cal = 0,08 \frac{(Wpp + 100) * L^2}{S}$$

$$\sigma cal = 0,08 \frac{(259,47 + 100) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (125)^2 cm^2}{12,43 cm^3}$$

$$\sigma cal = 361,49 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma adm < \sigma cal \therefore \text{CUMPLE}$$

Esfuerzo admisible con carga puntual.

$$\sigma adm = 1,33 * 0,6 fy$$

$$\sigma adm = 1,33 * 0,6 * 2600 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma adm = 2074,8 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma cal = \frac{0,08(Wpp) * L^2 + 0,20 * P * L}{S}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{0,08 * (259,47) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (125)^2 cm^2 + 0,20 (224kg) * 125 cm}{12,43 cm^3}$$

$$\sigma_{cal} = 711,45 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} < \sigma_{cal} \therefore CUMPLE$$

- CÁLCULO DE LA PLACA COMO MATERIAL COMPUESTO.

Pesos.

$$Volumen 8 cm = 0,105 \frac{m^3}{m^2}$$

$$Peso Hormigon = 0,105 \frac{m^3}{m^2} * 2400 \frac{kg}{m^3} = 252,00 \frac{kg}{m^2}$$

$$Peso Placa (76 mm) = 7,47 \frac{kg}{m^2}$$

$$Peso elementos no estructurales(\Delta p) = 36,27 \frac{kg}{m^2}$$

$$Peso acabados = 0,025m * 1m * 1m * 1600 \frac{kg}{m^3} = 40 \frac{kg}{m^2}$$

$$Total = 252,00 \frac{kg}{m^2} + 7,47 \frac{kg}{m^2} + 36,27 \frac{kg}{m^2} + 40,00 \frac{kg}{m^2} = 335,74 \frac{kg}{m^2}$$

$$W_{pp} = Total * 1 metro de ancho$$

$$W_{pp} = 335,74 \frac{kg}{m^2} * 1 m$$

$$W_{pp} = 335,74 \frac{kg}{m}$$

Sobrecarga de uso.

$$W_{cs} = 1,6 CV$$

$$W_{cs} = 1,6 * \left(244,12 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$Wcs = 390,59 \frac{kg}{m}$$

$$Mcs = 0,08 * Wcs * l^2$$

$$Mcs = 0,08 * 390,59 * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * 125^2 cm^2$$

$$Mcs = 4882,38 kg - cm$$

$$Mcs = 0,10 * Wcs * l^2$$

$$Mcs = 0,10 * 390,59 * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * 125^2 cm^2$$

$$Mcs = 6102,97 kg - cm$$

$$\delta adm = \frac{Le}{360}$$

$$\delta adm = \frac{1,25 * 100 cm}{360}$$

$$\delta adm = 0,35 cm$$

$$\delta adm = 1,90 cm$$

$$\Delta cal = 0,0069 \frac{Wcs * L^4}{E I}$$

$$\Delta cal = 0,0069 \frac{390,59 \frac{kg}{cm} * 10^{-2} * (125)^4 cm^4}{2,1 * 10^6 \frac{kg}{cm^2} * 1168,04 cm^4}$$

$$\Delta cal = 0,00268 cm$$

$$\Delta cal < \delta adm$$

$$0,00268 cm < 1,9 cm \therefore Cumple$$

Esfuerzo admisible a tensión del acero

$$Mpp^+ = 0,080 * (Wpp + 100) * L^2$$

$$M_{pp}^+ = 0,080 * (335,74 + 100) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (125)^2 cm^2$$

$$M_{pp}^+ = 5446,75 kg - cm$$

$$M_{pp}^- = 0,10 * (W_{pp} + 100) * L^2$$

$$M_{pp}^- = 0,10 * (335,74 + 100) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (125)^2 cm^2$$

$$M_{pp}^- = 6808,44 kg - cm$$

$$M'_{pp}^+ = 0,080 * W_{pp} * L^2 + 0,20 * P * L$$

$$M'_{pp}^+ = 0,080 * (335,74) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (125)^2 cm^2 + 0,20 * 224kg * 125cm$$

$$M'_{pp}^+ = 9796,75 kg - cm$$

$$M'_{pp}^- = 0,10 * W_{pp} * L^2 + 0,10 * P * L$$

$$M'_{pp}^- = 0,10 * (335,74) * 10^{-2} \frac{kg}{cm} * (125)^2 cm^2 + 0,10 * 224kg * 125cm$$

$$M'_{pp}^- = 8045,94 kg - cm$$

$$\sigma_{adm} = 1,33 * 0.6 fy$$

$$\sigma_{adm} = 1,33 * 0,6 * 2600 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} = 2074,8 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{M_{pp}}{S_i} + \frac{M'_{pp} + M_{cs}}{S_c}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{5446,75 kg - cm}{13,29 cm^3} + \frac{9796,75 kg - cm + 6102,97 kg - cm}{67,01 cm^3}$$

$$\sigma_{cal} = 647,11 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{cal} < \sigma_{adm}$$

$$647,11 \frac{kg}{cm^2} < 2074,8 \frac{kg}{cm^2} \therefore \text{Cumple}$$

Esfuerzo admisible como material compuesto

$$\sigma_{adm} = 0,6 f_y$$

$$\sigma_{adm} = 0,6 * 2600 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} = 1560,00 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{M_{pp} + M'_{pp} + M_{cs}}{S_c}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{5446,75 \text{ kg} - \text{cm} + 9796,75 \text{ kg} - \text{cm} + 6102,97 \text{ kg} - \text{cm}}{67,01 \text{ cm}^3}$$

$$\sigma_{cal} = 318,56 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{cal} < \sigma_{adm}$$

$$318,56 \frac{kg}{cm^2} < 1560,00 \frac{kg}{cm^2} \therefore \text{Cumple}$$

Esfuerzo admisible a compresión del concreto.

$$\sigma_{adm} = 0,45 * f'_c$$

$$\sigma_{adm} = 0,45 * 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} = 94,5 \frac{kg}{cm^2}$$

$$N = \frac{E_s}{E_c}$$

$$E_s = 2,1 * 10^6 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_c = 14500 \sqrt{f'_c}$$

$$Ec = 14500 \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Ec = 210124,96 \frac{kg}{cm^2}$$

$$N = \frac{2,1 * 10^6 \frac{kg}{cm^2}}{210124,96 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$N = 9,994$$

$$\sigma_{cal} = \frac{M'_{pp} + M_{cs}}{N * S_c}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{9796,75 \text{ kg} - \text{cm} + 6102,97 \text{ kg} - \text{cm}}{9,994 * 67,01 \text{ cm}^3}$$

$$\sigma_{cal} = 23,74 \frac{kg}{cm^2}$$

Cálculo del Momento Negativo 1.

$$U = 1,2D + 1,6L$$

$$U = 1,2 * \left(335,74 \frac{kg}{m}\right) + 1,6 * \left(244,12 \frac{kg}{m^2}\right)$$

$$U = 793,48 \frac{kg}{m^2}$$

$$W_u = U * 1 \text{ metro de ancho}$$

$$W_u = 793,48 \frac{kg}{m^2} * 1 \text{ m}$$

$$W_u = 793,48 \frac{kg}{m}$$

$$M^- = \frac{W * L^2}{10}$$

$$M^- = \frac{793,48 \frac{kg}{m} * (5,65)^2 m^2}{10}$$

$$M^- = 1287,16 \text{ kg} - m$$

$$d = 5 \text{ cm} + 8 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$k = 0,85 * f'c * bw * d$$

$$k = 0,85 * 210 \frac{kg}{cm^2} * 100 \text{ cm} * 13 \text{ cm}$$

$$k = 232050,00 \text{ kg}$$

$$As = \frac{k}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d}} \right]$$

$$As = \frac{232050,00 \text{ kg}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1287,16 * 100 \text{ kg} - \text{cm}}{0,85 * 232050,00 \text{ kg} * 13 \text{ cm}}} \right]$$

$$As' = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ malla min} = 150x150x4,5 \text{ mm} = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$As = As' - As \text{ malla min}$$

$$As = 2,85 \text{ cm}^2 - 0,59 \text{ cm}^2$$

$$As = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$4\emptyset 10 \text{ mm} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$1\emptyset 10 \text{ mm} @ 25 \text{ cm}$$

6.6.6. Prediseño de columnas.

6.6.6.1. Determinación de datos iniciales.

- $P_n = 59771,56 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = -1724,21 \text{ kg-m}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -782,38 \text{ kg- m}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HEB

Tabla 6.6.6.1. Tabla datos de perfiles HEB

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h	b	s	t	r		
	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	Kg/cm ²
HEB 100	100	100	6,00	10,00	12	26,00	20,40
HEB 120	120	120	6,50	11,00	12	34,00	26,70
HEB 140	140	140	7,00	12,00	12	43,00	33,70
HEB 160	160	160	8,00	13,00	15	54,30	42,60
HEB 180	180	180	8,50	14,00	15	65,30	51,20
HEB 200	200	200	9,00	15,00	18	78,10	61,30
HEB 220	220	220	9,50	16,00	18	91,00	71,50
HEB 240	240	240	10,00	17,00	21	106,00	83,20
HEB 260	260	260	10,00	17,50	24	118,00	93,00
HEB 280	280	280	10,50	18,00	24	131,00	103,00
HEB 300	300	300	11,00	19,00	27	149,00	117,00
HEB 320	320	320	11,50	20,00	27	161,00	127,00

Denominación	Tipos								
	Ix	Iy	Wx	Wy	rx	ry	Zx	Zy	J
	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
HEB 100	450	167	89	34	4,16	2,53	104	51	7,24
HEB 120	864	318	144	53	5,04	3,06	165	80	11,50
HEB 140	1510	550	216	79	5,93	3,58	246	119	17,50
HEB 160	2490	889	311	111	6,77	4,05	354	169	25,70

HEB 180	3830	1360	426	151	7,66	4,56	482	230	36,00
HEB 200	5700	2000	570	200	8,54	5,06	642	303	49,10
HEB 220	8090	2840	736	258	9,43	5,59	828	391	65,40
HEB 240	11260	3920	938	327	10,30	6,08	1046	495	85,50
HEB 260	14920	5130	1150	395	11,20	6,59	1282	597	100,00
HEB 280	19270	6590	1380	471	12,10	7,09	1534	712	118,00
HEB 300	25170	8560	1680	571	13,00	7,58	1868	863	149,00
HEB 320	30820	9240	1930	616	13,80	7,58	2140	932	186,00

[42]: ANEXO 3, PERFILES LAMINADOS HEB, CATALOGO DIPAC.

6.6.6.2. Tensión de pandeo elástico.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$\frac{K * l}{r} < 200 \therefore \text{ASUMIMOS } \frac{K * l}{r} = 80$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \frac{kg}{cm^2}}{(80)^2}$$

$$F_e = 3238,48 \frac{kg}{cm^2}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 * \sqrt{\frac{2100000 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 135,70$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$100 \leq 135,70$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{2530 \frac{kg}{cm^2}}{3238,48 \frac{kg}{cm^2}} \right) * 2530 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = 1480,62 \frac{kg}{cm^2}$$

6.6.6.3. Área Bruta.

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$A_g = \frac{P_n}{F_{cr}}$$

$$A_g = \frac{59771,56 \text{ kg}}{1480,62 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$A_g = 40,37 \text{ cm}^2$$

$$A_T = \frac{A_g}{0,3}$$

$$A_T = \frac{40,37 \text{ cm}^2}{0,3}$$

$$A_T = 134,57 \text{ cm}^2$$

6.6.6.4. Radio de giro.

$$\frac{K * l}{r} = 80$$

$$r = \frac{K * l}{80}$$

$K = 0,65$ para condición de columnas empotradas en los dos extremos

$$r = \frac{0,65 * 325,0}{80}$$

$$r = 2,64 \text{ cm}$$

Vamos a seleccionar un perfil HEB 280.

6.6.6.5. Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{rx} = \frac{0,65 * 325,00}{12,10} = 17,46$$

$$\frac{K * l}{ry} = \frac{0,65 * 325,00}{7,09} = 29,79$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$29,79 \leq 4,71 * \sqrt{\frac{2100000 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}}$$

$$29,79 \leq 135,70$$

6.6.6.6. Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$Fe = \frac{\pi^2 * 2100000 \frac{kg}{cm^2}}{(29,79)^2}$$

$$Fe = 23346,41 \frac{kg}{cm^2}$$

6.6.6.7. Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$Fcr = \left(0,658^{\frac{Fy}{Fe}}\right) * Fy$$

$$Fcr = \left(0,658^{\frac{2530 \frac{kg}{cm^2}}{23346,41 \frac{kg}{cm^2}}}\right) * 2530 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Fcr = 2417,81 \frac{kg}{cm^2}$$

6.6.6.8. Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 2417,81 \frac{kg}{cm^2} * 131,00 cm^2$$

$$\phi P_n = 316733,03 kg$$

$$\phi P_n > P_r$$

$316733,03 kg > 59771,56 kg \therefore$ Cumple a compresión axial

6.6.6.9. Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$\frac{59771,56 kg}{316733,03 kg} < 0,2$$

$$0,189 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1,76 * 7,09 cm * \sqrt{\frac{2100000 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}}$$

$$L_p = 359,51 cm$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o} \right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E} \right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 280,00 mm - 18,00 mm$$

$$h_o = 262,00 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{6590,00 \text{ cm}^4 * 26,20 \text{ cm}}{2 * 1380 \text{ cm}^3}$$

$$r_{ts}^2 = 62,56 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{r_{ts}^2} = \sqrt{62,56 \text{ cm}^2}$$

$$r_{ts} = 7,91 \text{ cm}$$

$$Lr = 1,95 * 7,91 * \frac{E}{0,7 * Fy} * \sqrt{\frac{Jc}{Sx * ho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx * ho}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * Fy}{E}\right)^2}}$$

$$Lr = 1,95 * 7,91 * \frac{2100000}{0,7 * 2530} * \sqrt{\frac{118,00 * 1,0}{1380 * 26,2} + \sqrt{\left(\frac{118,00 * 1,0}{1380 * 26,2}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * 2530}{2100000}\right)^2}}$$

$$Lr = 1551,33 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = Cb * \left(M_p - (M_p - 0,7 * Fy * S_x) * \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = Fy * Z_x$$

$$M_p = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1534,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 3881020,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 1,00 * \left(3881020,00 - (3881020,00 - 0,7 * 2530 * 1380) * \left(\frac{325,00 - 359,51}{1551,33 - 359,51} \right) \right)$$

$$M_{cx} = 3922630,52 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = Fy * Z_x$$

$$M_{cy} = 2530 \frac{kg}{cm^2} * 1534,00 cm^3$$

$$M_{cy} = 3881020,00 kg - cm$$

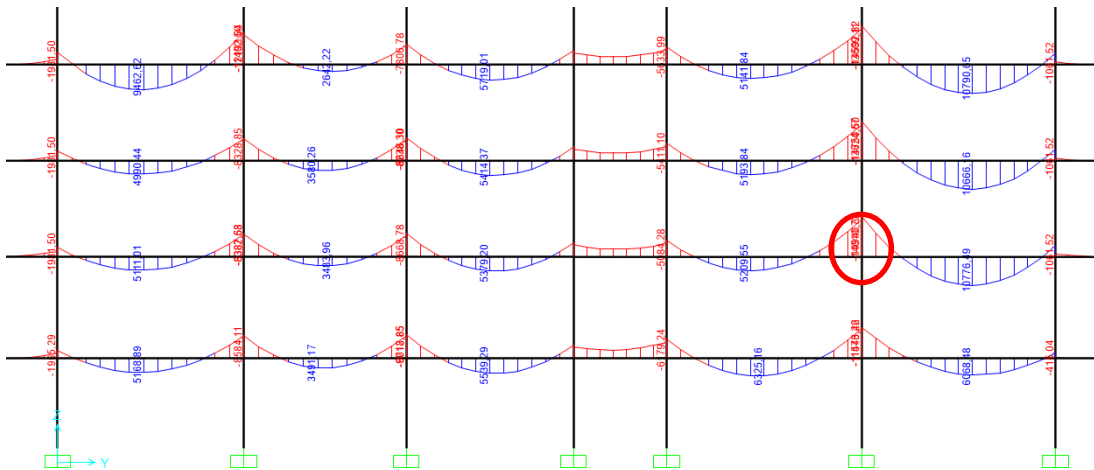
$$\frac{Pr}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{59771,56}{2 * 314914,75 kg} + \left(\frac{172421,00 kg - cm}{3922630,52 kg - cm} + \frac{78238,00 kg - cm}{3881020,00 kg - cm} \right) \leq 1,0$$

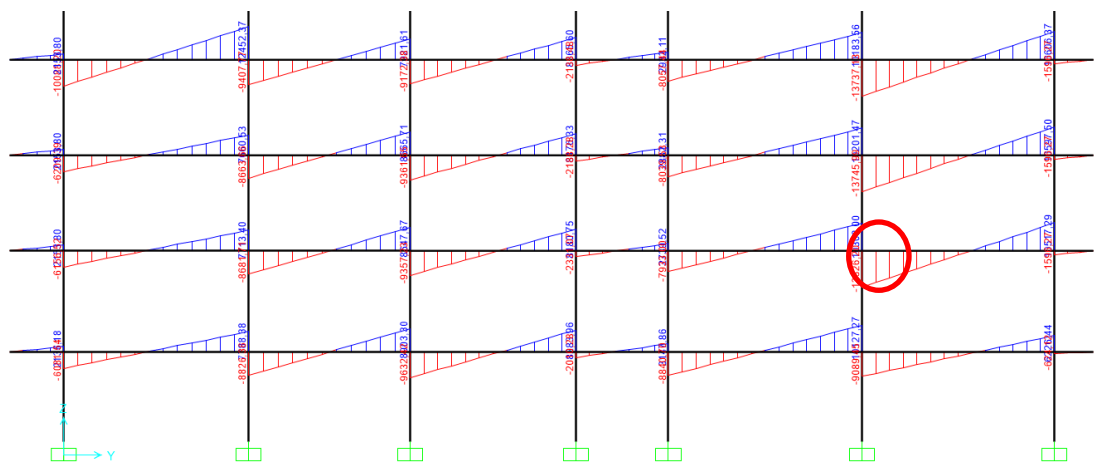
$$0,159 \leq 1,0$$

6.6.7. Prediseño de Vigas.

6.6.7.1. Prediseño de vigas Nv.+ 3,70 m, Nv.+ 6,95, Nv.+ 10,20, Nv.+ 13,45, Nv.+ 16,70.



Momento más crítico localizado en el Nv.+ 6,95m con un valor de 14990,38 kg-m



Cortante máximo localizado en el Nv.+ 6,95m con un valor de 13826,20 kg

6.6.7.1.1. Diseño a flexión.

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = 14990,38 \text{ kg-m}$
- $V_u = 13826,20 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$Z_{requerido} = \frac{M_p}{F_y}$$

$$Z_{requerido} = \frac{14990,38 * 100 \text{ kg} - \text{cm}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$Z_{requerido} = 592,51 \text{ cm}^3$$

Tabla 6.6.7.1. Tabla datos de perfiles IPE

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h	s	g	t	r		
	mm	mm	mm	mm	mm		
IPE 80	80	46	3,80	5,20	5	7,64	6,00
IPE 100	100	55	4,10	5,70	5	10,30	8,10
IPE 120	120	64	4,40	6,30	5	13,20	10,40
IPE 140	140	73	4,70	6,90	7	16,40	12,90
IPE 160	160	82	5,00	7,40	7	20,10	15,80
IPE 180	180	91	5,30	8,00	7	23,90	18,80
IPE 200	200	100	5,60	8,50	9	28,50	22,40
IPE 220	220	110	5,90	9,20	9	33,40	26,20
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12	39,10	30,70
IPE 270	270	135	6,60	10,20	12	45,90	36,10
IPE 300	300	150	7,10	10,70	15	53,50	42,20
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15	62,60	49,10
IPE 360	360	170	8,00	12,70	18	72,70	57,10

IPE 400	400	180	8,60	13,50	18	84,50	63,30
IPE 450	450	190	9,40	14,60	21	98,80	77,70
IPE 500	500	200	10,20	16,00	21	116,00	90,70
IPE 550	550	210	11,10	17,20	24	134,00	106,00

Denominación	Características					
	Ix	Iy	Wx	Wy	Zx	Zy
	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
IPE 80	80	8,49	20,00	3,69	23	6
IPE 100	171	15,90	34,20	5,79	39	9
IPE 120	318	27,70	53,00	8,65	61	13
IPE 140	541	44,90	77,30	12,30	88	19
IPE 160	869	68,30	109,00	16,70	124	26
IPE 180	1320	101,00	140,00	22,20	166	34
IPE 200	1940	142,00	194,00	28,50	220	44
IPE 220	2770	205,00	252,00	37,30	286	57
IPE 240	3890	284,00	324,00	47,30	366	73
IPE 270	5790	420,00	429,00	62,20	484	96
IPE 300	8360	604,00	557,00	80,50	628	124
IPE 330	11770	788,00	713,00	98,50	804	152
IPE 360	16270	1040,00	904,00	123,00	1020	189
IPE 400	23130	1320,00	1160,00	146,00	1308	226
IPE 450	33740	1680,00	1500,00	176,00	1702	273
IPE 500	48200	2140,00	1930,00	214,00	2200	332
IPE 550	67120	2670,00	2440,00	254,00	2780	395

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

IPE 300 posee un módulo de plasticidad ($Z_x = 628,00 \text{ cm}^3$).

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 628,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 557,00 \text{ cm}^3$$

$$1588840,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2325196,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = Fy * Zx$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 628,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 1588840,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 15888,40 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$15888,40 \text{ kg} - \text{m} \geq 14990,38 \text{ kg} - \text{m} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

6.6.7.1.2. Diseño a Corte.

6.6.7.1.2.1. Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 300\text{mm} - 2 * (10,70\text{mm})$$

$$h = 278,60 \text{ mm}$$

$$\frac{278,60 \text{ mm}}{7,10 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$39,24 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.7.1.2.2. Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 278,60 \text{ mm} * 7,10 \text{ mm}$$

$$A_w = 1978,06 \text{ mm}^2$$

6.6.7.1.2.3. Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$Vn = 0,6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 19,78 cm^2 * 1,0$$

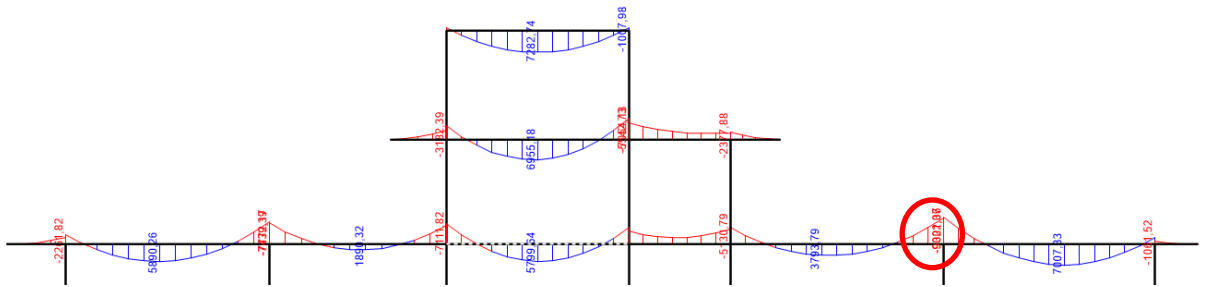
$$Vn = 30026,95 kg$$

6.6.7.1.2.4. Chequeo del cortante.

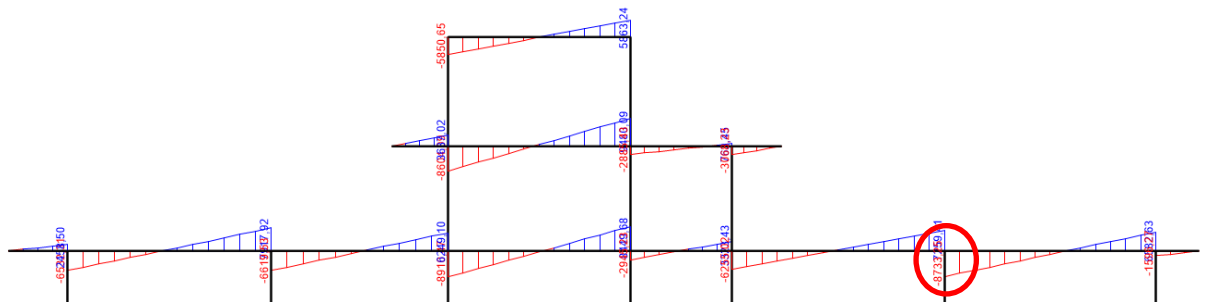
$$Vn \geq \phi * Vn$$

$$30026,95 kg \geq 13826,20 kg$$

6.6.7.2. Prediseño de vigas Nv. + 19,95 m , Nv. + 23,20 m y Nv. + 26,55 m



Momento más crítico localizado en el Nv.+ 19,95m con un valor de 9301,37 kg-m



Cortante máximo localizado en el Nv.+ 19,95m con un valor de 8733,25 kg

6.6.7.2.1. Diseño a flexión.

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = 9301,37 \text{ kg-m}$
- $V_u = 8733,25 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

$$M_n = M_p = Fy * Zx$$

$$Z_{requerido} = \frac{M_p}{Fy}$$

$$Z_{requerido} = \frac{9301,37 * 100 \text{ kg} - \text{cm}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$Z_{requerido} = 367,64 \text{ cm}^3$$

Tabla 6.6.7.2. Tabla datos de perfiles IPE

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h	s	g	t	r		
	mm	mm	mm	mm	mm		
IPE 80	80	46	3,80	5,20	5	7,64	6,00
IPE 100	100	55	4,10	5,70	5	10,30	8,10
IPE 120	120	64	4,40	6,30	5	13,20	10,40
IPE 140	140	73	4,70	6,90	7	16,40	12,90
IPE 160	160	82	5,00	7,40	7	20,10	15,80
IPE 180	180	91	5,30	8,00	7	23,90	18,80
IPE 200	200	100	5,60	8,50	9	28,50	22,40
IPE 220	220	110	5,90	9,20	9	33,40	26,20
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12	39,10	30,70
IPE 270	270	135	6,60	10,20	12	45,90	36,10
IPE 300	300	150	7,10	10,70	15	53,50	42,20
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15	62,60	49,10
IPE 360	360	170	8,00	12,70	18	72,70	57,10
IPE 400	400	180	8,60	13,50	18	84,50	63,30
IPE 450	450	190	9,40	14,60	21	98,80	77,70
IPE 500	500	200	10,20	16,00	21	116,00	90,70
IPE 550	550	210	11,10	17,20	24	134,00	106,00

Denominación	Características					
	Ix	Iy	Wx	Wy	Zx	Zy
	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
IPE 80	80	8,49	20,00	3,69	23	6
IPE 100	171	15,90	34,20	5,79	39	9
IPE 120	318	27,70	53,00	8,65	61	13
IPE 140	541	44,90	77,30	12,30	88	19
IPE 160	869	68,30	109,00	16,70	124	26
IPE 180	1320	101,00	140,00	22,20	166	34
IPE 200	1940	142,00	194,00	28,50	220	44
IPE 220	2770	205,00	252,00	37,30	286	57
IPE 240	3890	284,00	324,00	47,30	366	73
IPE 270	5790	420,00	429,00	62,20	484	96
IPE 300	8360	604,00	557,00	80,50	628	124
IPE 330	11770	788,00	713,00	98,50	804	152
IPE 360	16270	1040,00	904,00	123,00	1020	189
IPE 400	23130	1320,00	1160,00	146,00	1308	226
IPE 450	33740	1680,00	1500,00	176,00	1702	273
IPE 500	48200	2140,00	1930,00	214,00	2200	332
IPE 550	67120	2670,00	2440,00	254,00	2780	395

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

IPE 270 posee un módulo de plasticidad ($Z_x = 484,00 \text{ cm}^3$).

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 484,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 429,00 \text{ cm}^3$$

$$1224520,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1790860,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 484,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 1224520,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 12245,20 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$12245,2 \text{ kg} - \text{m} \geq 9301,37 \text{ kg} - \text{m} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

6.6.7.2.2. Diseño a Corte.

6.6.7.2.2.1. Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$h = 270 \text{ mm} - 2 * (10,20 \text{ mm})$$

$$h = 249,60 \text{ mm}$$

$$\frac{249,60 \text{ mm}}{6,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$37,82 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.7.2.2.2. Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 249,60 \text{ mm} * 6,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 1647,36 \text{ mm}^2$$

6.6.7.2.2.3. Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v$$

$$C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 16,47 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 25006,92 \text{ kg}$$

6.6.7.2.2.4. Chequeo del cortante.

$$Vn \geq \emptyset * Vn$$

$$25006,92 \text{ kg} \geq 8733,25 \text{ kg}$$

6.6.8. Cálculo de la Carga Sísmica (NEC)

6.6.8.1. Período de Vibración de la estructura.

$$T = Ct * hn^\alpha$$

$$hn = 3,05 \text{ m} + 3,45\text{m} + (5 * 3,25\text{m}) + 3,35\text{m}$$

$$hn = 26,10 \text{ m}$$

Para estructuras de acero sin arriostramientos, $Ct = 0,072$ y $\alpha = 0,80$

$$T = 0,072 * 26,10^{0,80}$$

$$T = 0.979 \text{ seg}$$

6.6.8.2. Factor de zona sísmica para Quito.

$$Z = 0,40$$

6.6.8.3. Perfil de suelo y factores de sitio

Se trata de un suelo tipo C.

Factores de sitio:

$$Fa = 1,2$$

$$Fd = 1,3$$

Factor del comportamiento inelástico del subsuelo Fs :

$$Fs = 1,3$$

$$Tc = 0,55 * Fs \frac{Fd}{Fa}$$

$$T_c = 0,55 * 1,3 \frac{1,3}{1,2}$$

$$T_c = 0,775 \text{seg}$$

6.6.8.4. Cálculo de la aceleración espectral.

$$S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{Para } T > T_c$$

$$0,979 \text{ seg} > 0,775 \text{seg}$$

$n = 2,48$ para la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$r = 1$ para tipo de suelo A, B o C

$$S_a = 2,48 * 0,4 * 1,2 * \left(\frac{0,775}{0,979}\right)^1$$

$$S_a = 0,942 \frac{m}{seg^2}$$

6.6.8.5. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

$$I = 1,3$$

6.6.8.6. Coeficiente de irregularidad en planta

$$\phi_P = 0,9$$

6.6.8.7. Coeficiente de irregularidad en elevación.

$$\phi_E = 0,9$$

6.6.8.8. Coeficiente de Reducción de respuesta estructural.

Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.

$$R = 6$$

6.6.8.9. Cálculo del Coeficiente del Cortante Basal.

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

$$V = \frac{1,3 * 0,942}{6 * 0,9 * 0,9} * W$$

$$V = 0,252 W$$

6.6.8.10. Distribución de las Fuerzas Laterales.

$$0,5s < T \leq 2,5s, k = 0,75 + 0,50 T$$

$$0,5s < 0,979 s \leq 2,5s$$

$$k = 0,75 + 0,50 T$$

$$k = 0,75 + 0,50 * (0,979)$$

$$k = 1.240$$

$$W_i = Area * (CM + 25\%CV)$$

$$W_{i-PISO 7} = \frac{197,3125 * ((450,6 + 80) + (0,25 * 480)) \text{ ton}}{1000}$$

$$W_{i-PISO 7} = 128,37 \text{ ton}$$

$$W_{i-PISO 7} = \frac{197,3125 * ((450,6 + 220) + (0,25 * 480)) \text{ ton}}{1000}$$

$$W_{i-PISO 7} = 156.00 \text{ ton}$$

6.6.9. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

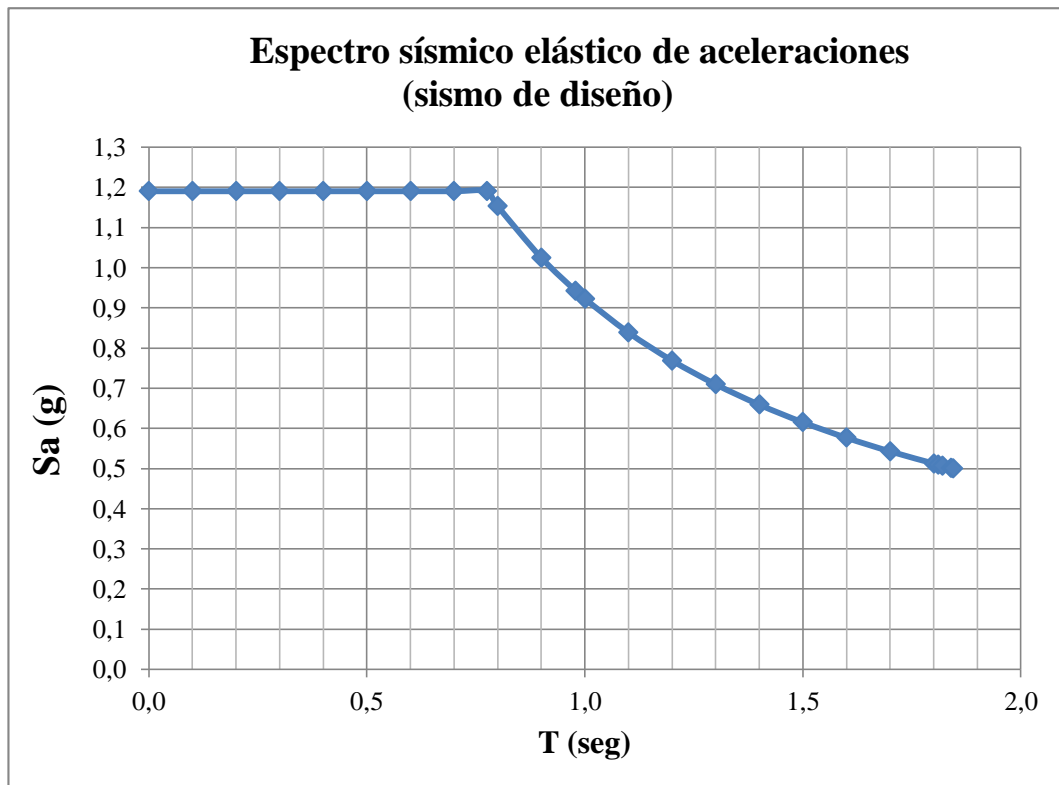
Tabla 6.6.8.1. Espectro Sísmico elástico de aceleraciones.

T	Sa
0,000	1,190
0,100	1,190
0,200	1,190
0,300	1,190
0,400	1,190
0,500	1,190
0,600	1,190
0,700	1,190
0,775	1,190
0,800	1,153

0,900	1,025
0,979	0,942
1,000	0,923
1,100	0,839
1,200	0,769
1,300	0,710
1,400	0,659
1,500	0,615
1,600	0,577
1,700	0,543
1,800	0,513
1,810	0,510
1,820	0,507
1,840	0,501
1,845	0,500

Fuente: Autor

Gráfico 6.6.8. Espectro Sísmico elástico de aceleraciones (sismo de diseño)



Fuente: Autor

6.6.10. DISEÑO DE ESCALERAS.

6.6.10.1. Escalera desde el Nv. +0,45 m hasta el Nv. +3,70; desde el Nv. +3,70 m hasta el Nv. +6,95 ; desde el Nv. +6,95 m hasta el Nv. +10,20; desde el Nv. +10,20 m hasta el Nv. +13,45; desde el Nv. +13,45 m hasta el Nv. +16,70; desde el Nv. +16,70 m hasta el Nv. +19,95; desde el Nv. +19,95 m hasta el Nv. +23,20

$$h = 3,70m - 0,45m$$

$$h = 3,25m$$

$$CH = 0.17 - 0.18$$

a) $\#ESCALONES = h/CH$

$$\#ESCALONES = 3,25/0.17$$

$$\#ESCALONES = 19,11$$

$$18 \text{ ESCALONES} \Rightarrow 17cm = h = 3,06m$$

$$1 \text{ ESCALON} \Rightarrow 19cm = \Delta h = 0.19m$$

$$19 \text{ ESCALONES} \quad h = 3,25m$$

b) $\#ESCALONES = h/CH$

$$\#ESCALONES = 3,25/0.18$$

$$\#ESCALONES = 18,05$$

$$17 \text{ ESCALONES} \Rightarrow 18cm = h = 3,06m$$

$$1 \text{ ESCALONES} \Rightarrow 19cm = \Delta h = 0.19m$$

$$18 \text{ ESCALONES} \quad h = 3,25m$$

c) $H + 2CH = 63 \text{ cm} - 66cm$

$$H = 64 \text{ cm} - (2 * 17 \text{ cm})$$

$$H = 64 \text{ cm} - 34 \text{ cm}$$

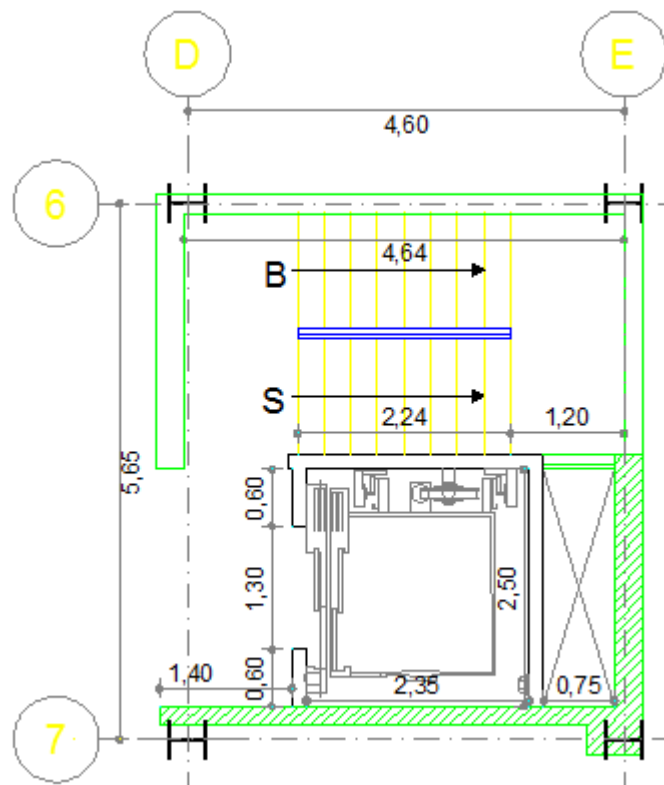
$$H = 30 \text{ cm}$$

d) $H = 64 \text{ cm} - (2 * 18 \text{ cm})$

$$H = 64 \text{ cm} - 36 \text{ cm}$$

$$H = 28 \text{ cm}$$

El ancho a utilizarse sera el del arquitectónico 1,28 m



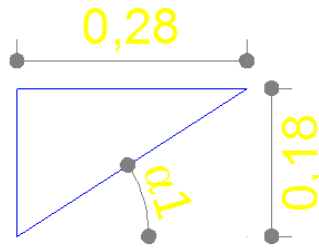
Tomamos la opción b y empezamos a diseñar.

a. Sentido X-X

$$8 * 0,28 \text{ m} = 2,24 \text{ m}$$

$$Ld = 2,24 \text{ m} + 1,20 \text{ m}$$

$$Ld = 3,44 \text{ m}$$



$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{0,18}{0,28}$$

$$\alpha_1 = 32,74^\circ$$

$$30^\circ \leq \alpha_1 \leq 37^\circ$$

$30^\circ \leq 32,74^\circ \leq 37^\circ \therefore$ Se trata de una grada comoda

Tabla 6.6.10.1. CARACTERÍSTICAS Y DIMENSIONES DE PLANCHAS LAMINADAS EN CALIENTE

ESPESOR			PESO		
			m2	1,0*2,0m	1,22*2,44m (4'*8')
CALIBRE	PULGADA	MILÍMETRO	Kg	Kg	Kg
16		1,5	11,78	23,56	35,01
14		1,9	14,92	29,85	44,35
		2,5	19,63	39,27	58,35
12		2,66	20,89	41,78	62,09
11		3	23,56	47,12	70,02
	1/8''	3,17	24,90	49,79	73,99
		4	31,42	62,83	93,37
		4,5	35,34	70,69	105,04
	3/16''	4,76	37,38	74,77	111,11
		5	39,27	78,54	116,71

[39] JULY PAOLA CARDONA, JUAN ESTEBAN SALAZAR, MAURICIO SANCHEZ GIRALDO & ADRIAN VASQUEZ ACEVEDO, ITAGUI (28 DE JUNIO DEL 2012), ESCALERAS METÁLICAS MODELACION, RECUPERADO DE <http://modelacionescalerasmetalicas.blogspot.com/>

- **AREA TRAMO 1**

$AREA_{TRAMO 1} = (\text{altura huella} + \text{ancho de contrahuella}) * \# \text{ escalones} * \text{ancho escalera}$

$$AREA_{TRAMO 1} = [(0,19 + 0,28) * 1] + [(0,18 + 0,28) * 7] + 0,18] * 1,28 \text{ m}$$

$$AREA_{TRAMO 1} = 3,87 \text{ m} * 1,28 \text{ m}$$

$$AREA_{TRAMO 1} = 4,95 \text{ m}^2$$

- **AREA DESCANSO 1**

$AREA_{DESCANSO 1} = \text{longitud} * \text{ancho}$

$$AREA_{DESCANSO 1} = 2,56 \text{ m} * 1,20 \text{ m}$$

$$AREA_{DESCANSO 1} = 3,07 \text{ m}^2$$

- **AREA TRAMO 2**

$AREA_{TRAMO 2} = (\text{altura huella} + \text{ancho de contrahuella}) * \# \text{ escalones} * \text{ancho escalera}$

$$AREA_{TRAMO 2} = [(0,18 + 0,28) * 8] + 0,18] * 1,28 \text{ m}$$

$$AREA_{TRAMO 2} = 3,86 \text{ m} * 1,28 \text{ m}$$

$$AREA_{TRAMO 2} = 4,94 \text{ m}^2$$

- **AREA DESCANSO 2**

$AREA_{DESCANSO 2} = \text{longitud} * \text{ancho}$

$$AREA_{DESCANSO 2} = 2,56 \text{ m} * 1,20 \text{ m}$$

$$AREA_{DESCANSO 2} = 3,07 \text{ m}^2$$

$$AREA_{TOTAL} = AREA_{TRAMO 1} + AREA_{DESCANSO 1} + AREA_{TRAMO 2} + AREA_{DESCANSO 2}$$

$$AREA\ TOTAL = 4,95\ m^2 + 3,07\ m^2 + 4,94\ m^2 + 3,07\ m^2$$

$$AREA\ TOTAL = 16,03\ m^2$$

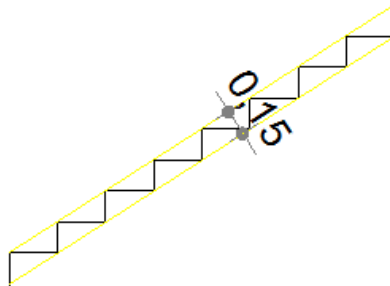
$$PESO\ PLANCHA = AREA\ TOTAL * PESO\ PLANCHA\ 3''$$

$$PESO\ PLANCHA = 16,03\ m^2 * 24,90\ \frac{kg}{m^2}$$

$$PESO\ PLANCHA = 399,15\ kg$$

PESO DE VIGAS EN ESCALERA.

Por geometría se necesita un ancho libre para la escalera de 150 mm sin ningún terminado en las escaleras.



Se asume una viga IPE 180 como valor para el prediseño

Tabla 6.6.10.2. Datos del perfil IPE 180

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 180	180	91	5,30	8,00	7	23,90	18,80

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

$$d \geq 150\ mm$$

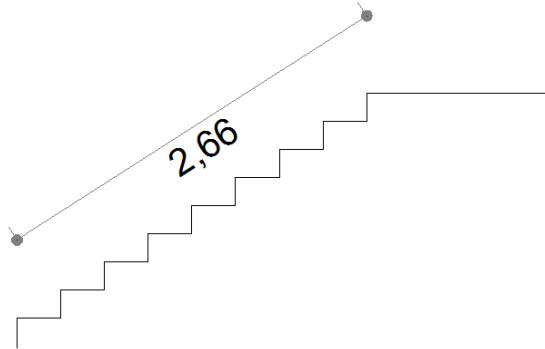
$$d = h - 2 * t$$

$$d = 180\ mm - (2 * 8,00)\ mm$$

$$d = 164 \text{ mm}$$

- **VIGAS TRAMO 1**

$$V_{T1} = \text{Longitud inclinada tramo} * 2 * \text{Peso} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}} \right)$$



$$Ld = \text{ancho de huella} * \# \text{ escalones}$$

$$Ld = 0,28 \text{ m} * 8$$

$$Ld = 2,24 \text{ m}$$

$$\cos \alpha_1 = \frac{Ld}{\text{Longitud Pasamanos}}$$

$$\text{Longitud Pasamanos} = \frac{Ld}{\cos \alpha_1}$$

$$\text{Longitud Pasamanos} = \frac{2,24 \text{ m}}{\cos 32,74^\circ}$$

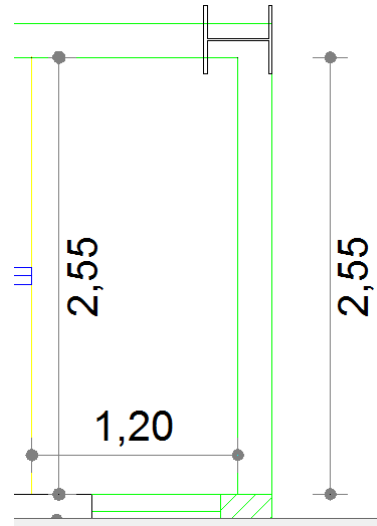
$$\text{Longitud Pasamanos} = 2,66 \text{ m}$$

$$V_{T1} = 2,66 \text{ m} * 2 * 18,80 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$V_{T1} = 100,016 \text{ kg}$$

- **VIGAS DESCANSO 1**

$$V_{D1} = Longitud * 2 * Peso \left(\frac{kg}{m} \right)$$

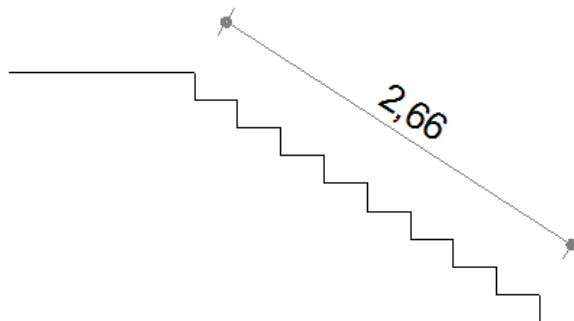


$$V_{D1} = (1,20 + 2,55) m * 2 * 18,80 \frac{kg}{m}$$

$$V_{D1} = 141,00 kg$$

- **VIGAS TRAMO 2**

$$V_{T2} = Longitud\ inclinada\ tramo * 2 * Peso \left(\frac{kg}{m} \right)$$



$$Ld = ancho\ de\ huella * \# escalones$$

$$Ld = 0,28 \text{ m} * 8$$

$$Ld = 2,24 \text{ m}$$

$$\cos \alpha_1 = \frac{Ld}{\text{Longitud Pasamanos}}$$

$$\text{Longitud Pasamanos} = \frac{Ld}{\cos \alpha_1}$$

$$\text{Longitud Pasamanos} = \frac{2,24 \text{ m}}{\cos 32,74^\circ}$$

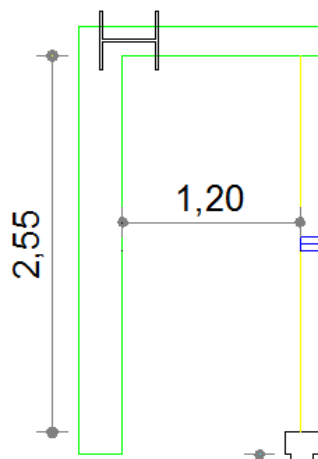
$$\text{Longitud Pasamanos} = 2,66 \text{ m}$$

$$V_{T2} = 2,66 \text{ m} * 2 * 18,80 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$V_{T2} = 100,016 \text{ kg}$$

- **VIGAS DESCANSO 2**

$$V_{D2} = \text{Longitud} * 2 * \text{Peso} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}} \right)$$



$$V_{D2} = (1,20 + 2,55) \text{ m} * 2 * 18,80 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$V_{D2} = 141,00 \text{ kg}$$

$$\text{Pasamanos NEC} = 50 \text{ kg}$$

$$\text{Acabado inferior} = 0,02 \text{ m} * 1,28 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1900 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 48,64 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Acabado superior} &= 0,015 * (0,18 + 0,28) \text{ m}^2 * 3,86 * 1,28 \text{ m} * 1600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\ &= 54,55 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} CM &= \text{Peso Plancha} + \text{Peso Vigas} + \text{Peso Acabado superior} \\ &+ \text{Peso acabado inferior} + \text{Pasamanos} \end{aligned}$$

$$CM1 = 123,25 \text{ kg} + 100,016 \text{ kg} + 50 \text{ kg} + 48,64 \text{ kg} + 54,55 \text{ kg}$$

$$CM1 = 376,46 \text{ kg}$$

$$CM2 = 76,44 \text{ kg} + 141,00 \text{ kg} + 50 \text{ kg} + 48,64 \text{ kg} + 54,55 \text{ kg}$$

$$CM2 = 370,63 \text{ kg}$$

$$CV = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + \text{impacto}$$

$$CV = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 0,3(300)$$

$$CV = 390 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ para un metro de luz}$$

$$qu_1 = 1,2CM + 1,6CV$$

$$qu_1 = 1,2 \left(376,46 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) + 1,6 \left(390 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right)$$

$$qu_1 = 1075,75 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$qu_2 = 1,2CM + 1,6CV$$

$$qu_2 = 1,2 \left(370,63 \frac{kg}{m} \right) + 1,6 \left(390 \frac{kg}{m} \right)$$

$$qu_2 = 1068,76 \frac{kg}{m}$$

$$qu_3 = 1,2CM + 1,6CV$$

$$qu_3 = 1,2 \left(376,46 \frac{kg}{m} \right) + 1,6 \left(390 \frac{kg}{m} \right)$$

$$qu_3 = 1075,75 \frac{kg}{m}$$

$$\sum FV = 0 \uparrow +$$

$$R1 + R2 - 1075,75 \frac{kg}{m} * (2,66m) - 1068,76 \frac{kg}{m} * (2,55m) - 1075,75 \frac{kg}{m} * (2,66m) = 0$$

$$R1 + R2 = 2861,50 + 2725,33 + 2861,50$$

$$R1 + R2 = 8448,33 \text{ kg (1)}$$

$$\sum M = 0$$

$$R2 * 7,87 \text{ m} - 1075,75 \frac{kg}{m} * (2,66 \text{ m}) * (1,33 \text{ m}) - 1068,76 \frac{kg}{m} * (2,55 \text{ m}) * \left(\frac{2,55}{2} \text{ m} + 2,66 \text{ m} \right) - 1075,75 \frac{kg}{m} * (2,66 \text{ m}) * \left(\frac{2,66}{2} \text{ m} + 2,55 \text{ m} + 2,66 \text{ m} \right) = 0$$

$$7,87 * R2 = 3805,79 \text{ kg} + 10724,21 \text{ kg} + 18714,18$$

$$7,87 * R2 = 33244,18 \text{ kg}$$

$$R2 = \frac{3244,18}{7,87} \text{ kg}$$

$$R2 = 4224,165 \text{ kg (2)}$$

Reemplazamos (2) en (1)

$$R1 + 4224,165 \text{ kg} = 8448,33 \text{ kg}$$

$$R1 = 8448,33 \text{ kg} - 4224,165 \text{ kg}$$

$$R1 = 4224,165 \text{ kg}$$

Cálculo del momento máximo por el método de las áreas.

$$\frac{4224,165}{x} = \frac{4224,165}{7,87 - x}$$

$$4224,165 * (7,87 - x) = 4224,165x$$

$$33244,18 - 4224,165x = 4224,165x$$

$$-4224,165x - 4224,165x = -33244,18$$

$$8448,33x = 33244,18$$

$$x = \frac{33244,18}{8448,33}$$

$$x = 3,935 \text{ m}$$

$$Mu^+ = \frac{1}{2} (3,935 \text{ m} * 4224,165 \text{ kg})$$

$$Mu^+ = 8311,04 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mu^- = \frac{1}{3} * Mu^+$$

$$Mu^- = \frac{1}{3} * 8311,04 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mu^- = 2770,35 \text{ kg} - \text{m}$$

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = 8311,04 \text{ kg-m} = 831104,00 \text{ kg-cm}$
- $V_u = 4293,20 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.10.3. Datos del perfil IPE 180

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 180	180	91	5,30	8,00	7,00	23,90	18,80

Denominación	Características					
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³
IPE 180	1320,00	101,00	140,00	22,20	166,00	34,00

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

Diseño a Flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 166,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 140,00 \text{ cm}^3$$

$$419980,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 584430,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 166,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 419980,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$419980,00 \text{ kg} - \text{m} \geq 831104,00 \text{ kg} - \text{m}$$

\therefore NO CUMPLE POR FLEXIÓN SE INCREMENTA LA VIGA A UNA IPE 240

Se asume una viga IPE 240 como valor para el diseño

Tabla 6.6.10.4. Datos del perfil IPE 240

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12	39,10	30,70

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

$$d \geq 150 \text{ mm}$$

$$d = h - 2 * t$$

$$d = 240 \text{ mm} - (2 * 9,80) \text{ mm}$$

$$d = 220,40 \text{ mm}$$

- **VIGAS TRAMO 1**

$$V_{T1} = \text{Longitud inclinada tramo} * 2 * \text{Peso} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}} \right)$$

$$V_{T1} = 2,66 \text{ m} * 2 * 30,70 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$V_{T1} = 163,32 \text{ kg}$$

- **VIGAS DESCANSO 1**

$$V_{D1} = \text{Longitud} * 2 * \text{Peso} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}} \right)$$

$$V_{D1} = (1,20 + 2,55) \text{ m} * 2 * 30,70 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$V_{D1} = 230,25 \text{ kg}$$

- **VIGAS TRAMO 2**

$$V_{T2} = \text{Longitud inclinada tramo} * 2 * \text{Peso} \left(\frac{kg}{m} \right)$$

$$V_{T2} = 2,66 \text{ m} * 2 * 30,70 \frac{kg}{m}$$

$$V_{T2} = 163,32 \text{ kg}$$

- **VIGAS DESCANSO 2**

$$V_{D2} = \text{Longitud} * 2 * \text{Peso} \left(\frac{kg}{m} \right)$$

$$V_{D2} = (1,20 + 2,55) \text{ m} * 2 * 30,70 \frac{kg}{m}$$

$$V_{D2} = 230,25 \text{ kg}$$

$$\text{Pasamanos NEC} = 50 \text{ kg}$$

$$\text{Acabado inferior} = 0,02 \text{ m} * 1,28 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1900 \frac{kg}{m^3} = 48,64 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Acabado superior} &= 0,015 * (0,18 + 0,28) \text{ m}^2 * 3,86 * 1,28 \text{ m} * 1600 \frac{kg}{m^3} \\ &= 54,55 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} CM &= \text{Peso Plancha} + \text{Peso Vigas} + \text{Peso Acabado superior} \\ &\quad + \text{Peso acabado inferior} + \text{Pasamanos} \end{aligned}$$

$$CM1 = 123,25 \text{ kg} + 163,32 \text{ kg} + 50 \text{ kg} + 48,64 \text{ kg} + 54,55 \text{ kg}$$

$$CM1 = 439,76 \text{ kg}$$

$$CM2 = 76,44 \text{ kg} + 230,25 \text{ kg} + 50 \text{ kg} + 48,64 \text{ kg} + 54,55 \text{ kg}$$

$$CM2 = 459,88 \text{ kg}$$

$$CV = 300 \frac{kg}{m^2} + \text{impacto}$$

$$CV = 300 \frac{kg}{m^2} + 0,3(300)$$

$$CV = 390 \frac{kg}{m^2} \text{ para un metro de luz}$$

$$qu_1 = 1,2CM + 1,6CV$$

$$qu_1 = 1,2 \left(439,76 \frac{kg}{m} \right) + 1,6 \left(390 \frac{kg}{m} \right)$$

$$qu_1 = 1151,71 \frac{kg}{m}$$

$$qu_2 = 1,2CM + 1,6CV$$

$$qu_2 = 1,2 \left(459,88 \frac{kg}{m} \right) + 1,6 \left(390 \frac{kg}{m} \right)$$

$$qu_2 = 1175,86 \frac{kg}{m}$$

$$qu_3 = 1,2CM + 1,6CV$$

$$qu_3 = 1,2 \left(439,76 \frac{kg}{m} \right) + 1,6 \left(390 \frac{kg}{m} \right)$$

$$qu_3 = 1151,71 \frac{kg}{m}$$

$$\sum FV = 0 \uparrow +$$

$$R1 + R2 - 1151,71 \frac{kg}{m} * (2,66m) - 1175,86 \frac{kg}{m} * (2,55m) - 1151,71 \frac{kg}{m} * (2,66m) = 0$$

$$R1 + R2 = 3063,55 + 2998,43 + 3063,55$$

$$R1 + R2 = 9125,53 \text{ kg (1)}$$

$$\sum M = 0$$

$$R2 * 7,87 \text{ m} - 1151,71 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (2,66 \text{ m}) * (1,33 \text{ m}) - 1175,86 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (2,55 \text{ m}) \\ * \left(\frac{2,55}{2} \text{ m} + 2,66 \text{ m} \right) - 1151,71 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (2,66 \text{ m}) \\ * \left(\frac{2,66}{2} \text{ m} + 2,55 \text{ m} + 2,66 \text{ m} \right) = 0$$

$$7,87 * R2 = 4074,52 \text{ kg} + 11798,87 \text{ kg} + 20035,61$$

$$7,87 * R2 = 35909,00 \text{ kg}$$

$$R2 = \frac{35909,00}{7,87} \text{ kg}$$

$$R2 = 4562,765 \text{ kg} \quad (2)$$

Reemplazamos (2) en (1)

$$R1 + 4562,765 \text{ kg} = 9125,53 \text{ kg}$$

$$R1 = 9125,53 \text{ kg} - 4562,765 \text{ kg}$$

$$R1 = 4562,765 \text{ kg}$$

Cálculo del momento máximo por el método de las áreas.

$$\frac{4562,765}{x} = \frac{4562,765}{7,87 - x}$$

$$4562,765 * (7,87 - x) = 4562,765 x$$

$$35908,96 - 4562,765 x = 4562,765 x$$

$$-4562,765 x - 4562,765 x = -35908,96$$

$$9125,53 x = 35908,96$$

$$x = \frac{35908,96}{9125,53}$$

$$x = 3,935m$$

$$Mu^+ = \frac{1}{2} (3,935m * 4562,765 kg)$$

$$Mu^+ = 8977,24 kg - m$$

$$Mu^- = \frac{1}{3} * Mu^+$$

$$Mu^- = \frac{1}{3} * 8977,24 kg - m$$

$$Mu^- = 2992,41 kg - m$$

Datos:

- Mn=Mp=Momento= 8977,24 kg-m = 897724,00 kg-cm
- Vu= 4562,765 kg
- Acero A36= 2530 kg/cm²

Tabla 6.6.10.5. Datos del perfil IPE 240

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	H Mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12	39,10	30,70

Denominación	Características					
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³
IPE 240	3890	284	324	47,30	366	73

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

Diseño a Flexión.

$$Fy * Zx \leq 1,65 * Fy * S_{xc}$$

$$2530 \frac{kg}{cm^2} * 366,00 cm^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 324,00 cm^3$$

$$925980,00 kg - cm \leq 1352538,00 kg - cm \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = Fy * Zx$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{kg}{cm^2} * 366,00 cm^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 925980,00 kg - cm$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$925980,00 kg - m \geq 897724,00 kg - m \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

- **Relación h/tw**

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 240 mm - 2 * (9,80mm)$$

$$h = 220,40 mm$$

$$\frac{220,40 mm}{6,20 mm} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}}$$

$$35,55 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

- **Área del alma.**

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 220,40 mm * 6,20 mm$$

$$A_w = 1366,48 mm^2 = 13,66 cm^2$$

- **Resistencia a corte.**

$$Vn = 0,6 * Fy * Aw * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$Vn = 0,6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 13,66 cm^2 * 1,0$$

$$Vn = 20743,17 kg$$

- **Chequeo del cortante.**

$$Vn \geq \phi * Vn$$

$$20743,17 kg \geq 4562,77 kg$$

Límite de Pandeo a flexión.

- **Patín**

$$0,38 \sqrt{\frac{E}{Fy}} > \frac{s}{2t}$$

$$0,38 \sqrt{\frac{2100000 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} > \frac{120 mm}{2 * 9,80 mm}$$

$$10,95 > 6,12$$

- **Alma**

$$3,76 \sqrt{\frac{E}{Fy}} > \frac{h - 2t}{g}$$

$$3,76 \sqrt{\frac{2100000 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}} > \frac{240 mm - (2 * 9,80 mm)}{6,20 mm}$$

$$108,33 > 35,55$$

Chequeo de deflexión límite.

- **Para L= 2,66 m**

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{max} = \frac{2,66 \text{ m}}{360}$$

$$\Delta_{max} = 0,0074 \text{ m} = 0,74 \text{ cm}$$

$$qu_1 = 1,2CM + 1,6CV$$

$$qu_1 = 1,2 \left(439,76 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) + 1,6 \left(390 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right)$$

$$qu_1 = 1151,71 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\Delta v = \frac{5 * qu * l^4}{384EI}$$

$$\Delta v = \frac{5 * 1151,71 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (2,66)^4 \text{m}^4}{384 * 2,1 * 10^{10} \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 0,00003890 \text{m}^4}$$

$$\Delta v = 0,00091 \text{ m} = 0,091 \text{ cm}$$

$$\Delta v < \Delta_{max}$$

$$0,091 \text{ cm} < 0,74 \text{ cm} \therefore \text{CUMPLE}$$

- **Para L= 2,55 m**

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{max} = \frac{2,55 \text{ m}}{360}$$

$$\Delta_{max} = 0,0071 \text{ m} = 0,71 \text{ cm}$$

$$qu_2 = 1,2CM + 1,6CV$$

$$qu_2 = 1,2 \left(459,88 \frac{kg}{m} \right) + 1,6 \left(390 \frac{kg}{m} \right)$$

$$qu_2 = 1175,86 \frac{kg}{m}$$

$$\Delta v = \frac{5 * qu * l^4}{384EI}$$

$$\Delta v = \frac{5 * 1175,86 \frac{kg}{m} * (2,55)^4 m^4}{384 * 2,1 * 10^{10} \frac{kg}{m^2} * 0,00003890 m^4}$$

$$\Delta v = 0,00079 m = 0,079 cm$$

$$\Delta v < \Delta max$$

$$0,079 cm < 0,71 cm \therefore CUMPLE$$

Rigidizadores

$$\frac{h - 2t}{g} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{240 mm - 2 * (9,80 mm)}{6,20 mm} \leq 2,46 \sqrt{\frac{2100000 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}}$$

$$35,55 \leq 70,87 \therefore NO NECESITA RIGIDIZADORES$$

6.6.11. DISEÑO DE JUNTA EN LA ESTRUCTURA.

6.6.11.1. CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

El daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Excesivas deformaciones han ocasionado grandes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. El diseñador debe comprobar que su estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Por lo tanto, los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas, ΔM , se presentan en la Tabla 6.6.11.1, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

Tabla 6.6.11.1. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de	ΔM máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

[29]:2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

6.6.11.2. SEPARACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES

6.6.11.2.1. DENTRO DE LA MISMA ESTRUCTURA

Todos los elementos de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como un solo esquema estructural a efectos de resistir el sismo de diseño, a menos que intencionalmente se separen unos de otros una distancia suficiente para evitar problemas de colisión entre ellos. Para determinar la distancia mínima de separación entre los elementos estructurales, se deberá verificar si los sistemas de entrepiso de cada una de las partes intencionalmente separadas coinciden a la misma cota en altura. De no coincidir, la distancia mínima de separación será el promedio de los valores absolutos de los desplazamientos máximos horizontales inelásticos ΔM , para cada una de las partes de la estructura que se desee actúen separadamente. Por el contrario, si las cotas de los entrepisos coinciden, la separación mínima será la mitad del valor absoluto del desplazamiento máximo

horizontal inelástico ΔM de una de las partes, el más desfavorable. Dichos valores deben medirse en la dirección perpendicular a la junta que las separe, a menos que se tomen medidas para que no se produzcan daños a los elementos estructurales al utilizar una distancia menor.

Tabla 6.6.11.2.1. Derivas de piso de las uniones lado izquierdo

DERIVAS EN LAS UNIONES LADO IZQUIERDO						
PISO	ELEMENTO	Desplazamiento X mm	Desplazamiento Y mm	Deriva X	Deriva Y	UX máx. mm
6	14	-6,40	64,10	0,000472	0,002754	21,2
	14	-10,40	-60,00	0,000635	0,002393	
	35	-5,40	64,10	0,000451	0,002796	
	35	-14,30	-60,00	0,000819	0,002383	
	82	-3,70	64,10	0,000452	0,002831	
	82	-21,20	-60,10	0,001147	0,002424	
5	14	-4,90	55,10	0,000536	0,003371	17,5
	14	-8,30	-52,20	0,000704	0,003114	
	35	-3,90	55,00	0,000513	0,003328	
	35	-11,60	-52,20	0,000927	0,003113	
	82	-2,20	54,90	0,000445	0,003282	
	82	-17,50	-52,20	0,001307	0,0031	
4	14	-3,10	44,20	0,000436	0,003752	13,3
	14	-6,00	-42,10	0,000641	0,003559	
	35	-2,30	44,20	0,000375	0,00376	
	35	-8,60	-42,10	0,000884	0,003558	
	82	-0,70	44,20	0,000267	0,003767	
	82	-13,30	-42,10	0,001314	0,003558	
3	14	-1,70	32,00	0,000307	0,003848	9
	14	-3,90	-30,60	0,000539	0,003669	
	35	-1,10	32,00	0,000216	0,00384	

	35	-5,80	-30,60	0,000792	0,00366	
	82	0,10	32,00	0,000048	0,003838	
	82	-9,00	-30,60	0,001242	0,003662	
2	14	-0,70	19,50	0,000174	0,003834	4,9
	14	-2,20	-18,60	0,000447	0,003659	
	35	-0,40	19,50	0,000096	0,003834	
	35	-3,20	-18,70	0,000662	0,003661	
	82	0,30	19,50	0,000038	0,00383	
	82	-4,90	-18,70	0,001032	0,003671	
1	14	-0,10	6,30	0,000043	0,002052	1,4
	14	-0,60	-6,00	0,000205	0,001971	
	35	-0,02	6,30	0,000007	0,002058	
	35	-0,90	-6,00	0,000296	0,001978	
	82	0,20	6,30	0,000051	0,002064	
	82	-1,40	-6,00	0,000454	0,001966	

Fuente: Autor

Tabla 6.6.11.2.2. Derivas de piso de las uniones lado derecho

DERIVAS EN LAS UNIONES LADO DERECHO						
PISO	ELEMENTO	Desplazamiento X mm	Desplazamiento Y mm	Deriva X	Deriva Y	UX máx. mm
5	14	2,50	33,90	0,000215	0,001739	2,8
	14	-2,80	-33,20	0,000241	0,001636	
	35	0,80	33,90	0,00006	0,001717	
	35	-1,30	-33,20	0,000111	0,00164	
	82	-2,30	33,80	0,000207	0,001678	
	82	1,30	-33,30	0,000124	0,001677	
4	14	1,80	28,30	0,000215	0,002222	2
	14	-2,00	-27,80	0,000242	0,002172	
	35	0,60	28,30	0,00006	0,002232	

	35	-0,90	-27,90	0,000108	0,002176	
	82	-1,60	28,30	0,000211	0,002236	
	82	0,90	-27,80	0,000119	0,00217	
3	14	1,10	21,00	0,000188	0,002479	1,2
	14	-1,20	-20,80	0,000204	0,002429	
	35	0,40	21,00	0,00006	0,002469	
	35	-0,60	-20,80	0,000094	0,002423	
	82	-0,90	21,00	0,000167	0,002461	
	82	0,50	-20,80	0,000101	0,00243	
2	14	0,50	13,00	0,000113	0,002551	0,5
	14	-0,50	-12,90	0,000127	0,002521	
	35	0,20	13,00	0,00004	0,002552	
	35	-0,30	-12,90	0,000064	0,002521	
	82	-0,40	13,00	0,000087	0,002545	
	82	0,10	-12,90	0,000043	0,002532	
1	14	0,10	4,20	0,000028	0,001372	0,1
	14	-0,10	-4,20	0,000035	0,001377	
	35	0,03	4,20	0,00001	0,001382	
	35	-0,10	-4,20	0,000022	0,001382	
	82	-0,10	4,30	0,000017	0,001397	
	82	0,00	-4,20	0,000001	0,001366	

Fuente: Autor

6.6.11.2.1.1. Verificación.

Las cotas de los entrepisos poseen los mismos niveles para las dos partes de la estructura, ya que se les separo para evitar un desplazamiento excesivo. Por lo que la separación mínima será la mitad del valor absoluto del desplazamiento máximo horizontal inelástico ΔM de una de las partes, el más desfavorable. Dichos valores deben medirse en la dirección perpendicular a la junta que las separe, a menos que se tomen medidas para que no se produzcan daños a los elementos estructurales al utilizar una distancia menor.

El desplazamiento máximo entre las dos partes de la estructura es de 21,2 mm que se encuentra ubicado en el lado izquierdo de la estructura.

$$Desplazamiento_{MAX} = 21,2 \text{ mm}$$

$$Separación_{MIN} = 21,2 \text{ mm}$$

6.6.11.2.2. ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES

Una de las responsabilidades de la reglamentación urbana de las ciudades será la de fijar la separación mínima que debe existir entre estructuras colindantes que no formen parte de la misma unidad estructural. En ausencia de una reglamentación de este tipo, pueden utilizarse las siguientes recomendaciones:

- Cuando ya exista una estructura vecina en la cual previamente se haya dejado una separación con respecto al lindero del terreno, y cuyas cotas de los diferentes entresijos coincidan con las cotas de los entresijos de la estructura por diseñarse, la nueva estructura debe separarse de la existente una distancia igual a la cuarta parte del desplazamiento máximo horizontal inelástico ΔM del último piso, más 0.005 veces la altura de la estructura vecina, menos la separación previamente existente entre la estructura vecina y la nueva por diseñarse. Sin embargo, en el caso de que las cotas de los entresijos de la estructura vecina no coincidan con las cotas de entresijos de la estructura por diseñarse, la distancia mínima de separación deberá ser la mitad del desplazamiento máximo horizontal inelástico del último piso, más el uno por ciento de la altura de la estructura vecina, menos la separación previamente existente entre ambas estructuras.

$$Separación_{MIN} = \frac{1}{4} Desplazamiento_{MAX} + 0.005 * h_{Edificio}$$

$$Separación_{MIN} = \frac{1}{4} \left(\frac{21,2 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} * 1 \text{ m} \right) + 0.005 * 26,55 \text{ m}$$

$$Separación_{MIN} = 0,0053 \text{ m} + 0,13275 \text{ m}$$

$$Separación_{MIN} = 0,138 m$$

- Cuando ya exista una estructura vecina en la cual no existe una separación con respecto al lindero del terreno, y no se conozcan sus desplazamientos máximos, la nueva estructura debe separarse de la existente una distancia igual a la cuarta parte del desplazamiento máximo horizontal inelástico ΔM del último piso, más una distancia igual a 0.005 veces la altura de la estructura vecina, para el caso en el que las cotas de los entrepisos de la estructura vecina coincidan con las cotas de la estructura por diseñarse. Si por el contrario, las cotas de los entrepisos de la estructura vecina no coinciden con las cotas de entrepisos de la estructura nueva, la distancia mínima de separación requerida será el doble del valor descrito en este numeral, para el caso de coincidencia de cotas de entrepisos.

$$Separación_A = \frac{1}{4} Desplazamiento_{MAX} + 0.005 * h_{Edificio}$$

$$Separación_A = \frac{1}{4} \left(\frac{21,2mm}{1000mm} * 1m \right) + 0.005 * 23,20m$$

$$Separación_A = 0,0053 m + 0,116m$$

$$Separación_A = 0,1213 m$$

$$Separación_{MIN} = 2 * Separación_A$$

$$Separación_{MIN} = 2 * 0,1213 m$$

$$Separación_{MIN} = 0,243m$$

- Cuando no se haya construido aún en el terreno colindante, y la reglamentación urbana permita construir estructuras adosadas, en aquellos pisos en los cuales se requiere adosamiento, la estructura debe separarse del lindero del terreno una distancia igual a la mitad del desplazamiento máximo horizontal inelástico ΔM del último piso.

$$Separación_{MIN} = \frac{1}{2} Desplazamiento_{MAX}$$

$$Separación_{MIN} = \frac{1}{2} \left(\frac{21,2mm}{1000mm} * 1m \right)$$

$$Separación_{MIN} = 0,0106 m$$

6.6.11.3. ESTABLECIMIENTO DE SEPARACIONES MÁXIMAS ENTRE ESTRUCTURAS

El establecimiento de separaciones máximas entre estructuras desea evitar el golpeteo entre estructuras adyacentes, o entre partes de la estructura intencionalmente separadas, debido a las deformaciones laterales. Se considera el efecto desfavorable en que los sistemas de entrepiso de cada una de las partes intencionalmente separadas de las estructuras, o de estructuras adyacentes, no coincidan a la misma cota de altura. Para los casos de coincidencia o no coincidencia, se establece la cuantificación de separación máxima. Cabe mencionar que la exigencia impuesta está cerca al 50% del valor de separación máxima que debería estrictamente cumplirse. Esta consideración obedece a criterios de carácter económico.

6.6.11.3.1. Límites de la deriva.

El valor de la deriva máxima inelástica ΔM de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta M = 0,75 * R * \Delta_E$$

Dónde:

R = factor de reducción de resistencia definido en el cálculo del Cortante Basal (6)

ΔM = no puede superar los valores establecidos (0,020)

Tabla 6.6.11.3.1. Control de Derivas de piso de las uniones lado izquierdo

CONTROL DE DERIVAS EN LAS UNIONES LADO IZQUIERDO					
PISO	Deriva X (ΔEX)	Deriva Y (ΔEY)	ΔMX	ΔMY	ΔM máximo
6	0,000472	0,002754	0,0021	0,0124	0,020
	0,000635	0,002393	0,0029	0,0108	0,020
	0,000451	0,002796	0,0020	0,0126	0,020
	0,000819	0,002383	0,0037	0,0107	0,020
	0,000452	0,002831	0,0020	0,0127	0,020
	0,001147	0,002424	0,0052	0,0109	0,020
5	0,000536	0,003371	0,0024	0,0152	0,020
	0,000704	0,003114	0,0032	0,0140	0,020
	0,000513	0,003328	0,0023	0,0150	0,020
	0,000927	0,003113	0,0042	0,0140	0,020
	0,000445	0,003282	0,0020	0,0148	0,020
	0,001307	0,0031	0,0059	0,0140	0,020
4	0,000436	0,003752	0,0020	0,0169	0,020
	0,000641	0,003559	0,0029	0,0160	0,020
	0,000375	0,00376	0,0017	0,0169	0,020
	0,000884	0,003558	0,0040	0,0160	0,020
	0,000267	0,003767	0,0012	0,0170	0,020
	0,001314	0,003558	0,0059	0,0160	0,020
3	0,000307	0,003848	0,0014	0,0173	0,020
	0,000539	0,003669	0,0024	0,0165	0,020
	0,000216	0,00384	0,0010	0,0173	0,020
	0,000792	0,00366	0,0036	0,0165	0,020
	0,000048	0,003838	0,0002	0,0173	0,020
	0,001242	0,003662	0,0056	0,0165	0,020
2	0,000174	0,003834	0,0008	0,0173	0,020
	0,000447	0,003659	0,0020	0,0165	0,020

	0,000096	0,003834	0,0004	0,0173	0,020
	0,000662	0,003661	0,0030	0,0165	0,020
	0,000038	0,00383	0,0002	0,0172	0,020
	0,001032	0,003671	0,0046	0,0165	0,020
1	0,000043	0,002052	0,0002	0,0092	0,020
	0,000205	0,001971	0,0009	0,0089	0,020
	0,000007	0,002058	0,0000	0,0093	0,020
	0,000296	0,001978	0,0013	0,0089	0,020
	0,000051	0,002064	0,0002	0,0093	0,020
	0,000454	0,001966	0,0020	0,0088	0,020

Fuente: Autor

Tabla 6.6.11.3.2. Control de Derivas de piso de las uniones lado derecho

CONTROL DE DERIVAS EN LAS UNIONES LADO DERECHO					
PISO	Deriva X (ΔEX)	Deriva Y (ΔEY)	ΔMX	ΔMY	ΔM máximo
5	0,000215	0,001739	0,0010	0,0078	0,020
	0,000241	0,001636	0,0011	0,0074	0,020
	0,000006	0,001717	0,0003	0,0077	0,020
	0,000111	0,00164	0,0005	0,0074	0,020
	0,000207	0,001678	0,0009	0,0076	0,020
	0,000124	0,001677	0,0006	0,0075	0,020
4	0,000215	0,002222	0,0010	0,0100	0,020
	0,000242	0,002172	0,0011	0,0098	0,020
	0,000006	0,002232	0,0003	0,0100	0,020
	0,000108	0,002176	0,0005	0,0098	0,020
	0,000211	0,002236	0,0009	0,0101	0,020
	0,000119	0,00217	0,0005	0,0098	0,020
3	0,000188	0,002479	0,0008	0,0112	0,020
	0,000204	0,002429	0,0009	0,0109	0,020
	0,000006	0,002469	0,0003	0,0111	0,020
	0,000094	0,002423	0,0004	0,0109	0,020

	0,000167	0,002461	0,0008	0,0111	0,020
	0,000101	0,00243	0,0005	0,0109	0,020
2	0,000113	0,002551	0,0005	0,0115	0,020
	0,000127	0,002521	0,0006	0,0113	0,020
	0,00004	0,002552	0,0002	0,0115	0,020
	0,000064	0,002521	0,0003	0,0113	0,020
	0,000087	0,002545	0,0004	0,0115	0,020
	0,000043	0,002532	0,0002	0,0114	0,020
1	0,000028	0,001372	0,0001	0,0062	0,020
	0,000035	0,001377	0,0002	0,0062	0,020
	0,00001	0,001382	0,0000	0,0062	0,020
	0,000022	0,001382	0,0001	0,0062	0,020
	0,000017	0,001397	0,0001	0,0063	0,020
	0,000001	0,001366	0,0000	0,0061	0,020

Fuente: Autor

6.6.12. DISEÑO DE COLUMNAS CON JUNTA CONSTRUCTIVA.

6.6.12.1. COLUMNAS NIVEL +3,70 m

6.6.12.1.1. Columna Eje C7

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -100220,50 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = -45910,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -2123000,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.1.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Nv.+ 3,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	H Mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 4,71 * \sqrt{\frac{2100000 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \frac{kg}{cm^2}}{(20,92)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{2530 \frac{kg}{cm^2}}{47377,31 \frac{kg}{cm^2}}}\right) * 2530 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 2474,08 \frac{kg}{cm^2} * 219,50 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 100220,50 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{Pr}{Pc} < 0,2$$

$$\frac{100220,50 \text{ kg}}{543060,37 \text{ kg}} < 0,2$$

$$0,18 < 0,2$$

$$\frac{Pr}{2 * Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1,0$$

$$Lp = 1,76 * ry * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$Lp = 1,76 * 10,10 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$Lp = 512,13 \text{ cm}$$

$$Lr = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * Fy} * \sqrt{\frac{Jc}{Sx * ho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx * ho} \right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * Fy}{E} \right)^2}}$$

$$ho = d - tf$$

$$ho = 400,00 \text{ mm} - 21,00 \text{ mm}$$

$$ho = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{Iy * ho}{2 * Sx}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{22400,00 \text{ cm}^4 * 37,90 \text{ cm}}{2 * 3340,00 \text{ cm}^3}$$

$$\sqrt{r_{ts}^2} = \sqrt{127,09 \text{ cm}^2}$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$Lr = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * Fy} * \sqrt{\frac{Jc}{Sx * ho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx * ho}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * Fy}{E}\right)^2}}$$

$$Lr = 1,95 * 11,27 * \frac{2100000}{0,7 * 2530} * \sqrt{\frac{274,72 * 1,0}{3340 * 37,9} + \sqrt{\left(\frac{274,72 * 1,0}{3340 * 37,9}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * 2530}{2100000}\right)^2}}$$

$$Lr = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = Cb * \left(M_p - (M_p - 0,7 * Fy * S_x) * \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = Fy * Z_x$$

$$M_p = 2530 \frac{kg}{cm^2} * 3693,84 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 1,00 * \left(9345415,20 - (9345415,20 - 0,7 * 2530 * 3340) * \left(\frac{325,00 - 512,13}{1889,91 - 512,13} \right) \right)$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = Fy * Z_x$$

$$M_{cy} = 2530 \frac{kg}{cm^2} * 3693,84 \text{ cm}^3$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{Pr}{2 * Pc} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{100220,50 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{45910,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{2123000,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,3241 \leq 1,0$$

6.6.12.1.2. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -106088,00\text{kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = -27080,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -2053460,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.1.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +3,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 106088,80 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,195 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{106088,80 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{27080,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{2053460,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,3202 \leq 1,0$$

6.6.12.1.3. Columna Eje E9

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -105271,60 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 2984200,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -149440,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.1.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Nv. +3,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 105271,60 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,194 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{105271,60 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{2984200,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{149440,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,4171 \leq 1,0$$

6.6.12.1.4. Columna Eje F3

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -104322,30 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 27700,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 1002180,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.1.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Nv. +3,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 104322,30 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,192 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{104322,30 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{27700,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1002180,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2061 \leq 1,0$$

6.6.12.2. COLUMNAS NIVEL +6,95 m

6.6.12.2.1. Columna Eje C7

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -87903,30 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = -262760,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -1771120,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.2.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Nv. +6,95 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 87903,30 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,16 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{87903,30 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{262760,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1771120,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2972 \leq 1,0$$

6.6.12.2.2. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -100371,90 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 125620,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -1690840,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.2.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +6,95 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 100371,90 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,185 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{100371,90 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{125620,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1690840,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2861 \leq 1,0$$

6.6.12.2.3. Columna Eje E9

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -92776,10 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 2002450,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -307890,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.2.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Nv. +6,95 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 92776,10 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,171 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{92776,10 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{2002450,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{307890,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,3225 \leq 1,0$$

6.6.12.2.4. Columna Eje F3

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = - 96830,40 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 1618310,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = - 391070,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.2.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Nv. +6,95 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 96830,40 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,178 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$ho = d - tf$$

$$ho = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{Iy * ho}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$Lr = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * Fy} * \sqrt{\frac{Jc}{Sx * ho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx * ho}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * Fy}{E}\right)^2}}$$

$$Lr = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = Cb * \left(M_p - (M_p - 0,7 * Fy * S_x) * \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = Fy * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = Fy * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{Pr}{2 * Pc} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{96830,40 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{1618310,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{391070,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2959 \leq 1,0$$

6.6.12.3. COLUMNAS NIVEL +10,20 m

6.6.12.3.1. Columna Eje C7

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -74858,70 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = -274680,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -1467520,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.3.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Nv. +10,20 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 Mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 74858,70 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,14 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{74858,70 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{274680,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1467520,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2540 \leq 1,0$$

6.6.12.3.2. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -94527,70 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 97630,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -1487770,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.3.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +10,20 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 94527,70 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,174 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$ho = d - tf$$

$$ho = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{Iy * ho}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$Lr = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * Fy} * \sqrt{\frac{Jc}{Sx * ho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx * ho}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * Fy}{E}\right)^2}}$$

$$Lr = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = Cb * \left(M_p - (M_p - 0,7 * Fy * S_x) * \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = Fy * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = Fy * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{Pr}{2 * Pc} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{94527,70 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{97630,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1487770,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2562 \leq 1,0$$

6.6.12.3.3. Columna Eje E9

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -70514,40 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 1628860,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -217530,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.3.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Nv. +10,20 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	B Mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 70514,40 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,130 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{70514,40 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{1628860,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{217530,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2542 \leq 1,0$$

6.6.12.3.4. Columna Eje F3

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = - 63397,40 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 18820,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = - 1251300,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.3.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Nv. +10,20 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 63397,40 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,117 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{63397,40 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{18820,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1251300,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1942 \leq 1,0$$

6.6.12.4. COLUMNAS NIVEL +13,45 m

6.6.12.4.1. Columna Eje C7

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = - 58580,70 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = - 211040,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = - 1122830,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.4.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Nv. +13,45 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 58580,70 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,11 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{58580,70 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{211040,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1122830,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1956 \leq 1,0$$

6.6.12.4.2. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = - 51302,20 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 7680,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = - 1588090,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.4.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +13,45 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 51302,20 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,094 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{51302,20 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{7680,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1588090,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2179 \leq 1,0$$

6.6.12.4.3. Columna Eje E9

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -48072,70 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 1594350,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -209950,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.4.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Nv. +13,45 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 48072,70 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,089 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{48072,70 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{1594350,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{209950,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2292 \leq 1,0$$

6.6.12.4.4. Columna Eje F3

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -41260,70 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 19110,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -988420,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.4.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Nv. +13,45 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 41260,70 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,076 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{41260,70 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{19110,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{988420,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1457 \leq 1,0$$

6.6.12.5. COLUMNAS NIVEL +16,70 m

6.6.12.5.1. Columna Eje C7

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -42293,20 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = -214540,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -1015590,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.5.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Nv. +16,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 42293,20 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,08 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{42293,20 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{214540,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1015590,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1695 \leq 1,0$$

6.6.12.5.2. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -40478,40 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 1000,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 1374290,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.5.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +16,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 40478,40 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,075 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{40478,40 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{1000,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1374290,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1844 \leq 1,0$$

6.6.12.5.3. Columna Eje E9

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -27433,50 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = -1111300,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 151460,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.5.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Nv. +16,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 27433,50 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,051 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{27433,50 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{1111300,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{151460,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1547 \leq 1,0$$

6.6.12.5.4. Columna Eje F3

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -17900,40 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 11100,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 973590,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.5.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Nv. +16,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 17900,40 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,033 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{17900,40 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{11100,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{973590,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1218 \leq 1,0$$

6.6.12.6. COLUMNAS NIVEL +19,95 m

6.6.12.6.1. Columna Eje C7

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -27423,70 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 247500,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 771280,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.6.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Nv. +19,95 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 27423,70 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,05 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{27423,70 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{247500,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{771280,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1330 \leq 1,0$$

6.6.12.6.2. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = - 31097,70 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = - 6890,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 820750,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.6.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +19,95 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 31097,70 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,057 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{31097,70 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{6890,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{820750,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1172 \leq 1,0$$

6.6.12.6.3. Columna Eje E9

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -12428,10 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = -1043330,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 441580,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.6.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Nv. +19,95 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 12428,00 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,023 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{12428,10 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{1043330,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{441580,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1650 \leq 1,0$$

6.6.12.7. COLUMNAS NIVEL +23,20 m

6.6.12.7.1. Columna Eje C7

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -12168,10 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 1494880,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -8480,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.7.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Nv. +23,20 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 12168,10 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,02 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$ho = d - tf$$

$$ho = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{Iy * ho}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$Lr = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * Fy} * \sqrt{\frac{Jc}{Sx * ho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx * ho}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * Fy}{E}\right)^2}}$$

$$Lr = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = Cb * \left(M_p - (M_p - 0,7 * Fy * S_x) * \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = Fy * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = Fy * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{Pr}{2 * Pc} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{12168,10 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{1494880,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{8480,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1645 \leq 1,0$$

6.6.12.7.2. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -19708,00 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 118230,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 731450,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.7.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +23,20 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 19708,00 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,036 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{19708,00 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{118230,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{731450,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1085 \leq 1,0$$

6.6.12.8. COLUMNAS NIVEL +26,55 m

6.6.12.8.1. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -4888,50 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 60900,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -526900,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.12.8.1. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Nv. +26,55 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 335,00}{17,50} = 12,44$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 335,00}{10,10} = 21,56$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$21,56 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 44591,03 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2470,63 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 542302,45 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$542302,45 \text{ kg} > 4888,50 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,009 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9786460,94 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{4888,50 \text{ kg}}{2 * 542302,45 \text{ kg}} + \left(\frac{60900,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9786460,94 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{526900,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,0671 \leq 1,0$$

6.6.13. DISEÑO DE COLUMNAS SIN JUNTA CONSTRUCTIVA.

6.6.13.1. COLUMNAS NIVEL +3,70 m

6.6.13.1.1. Columna Eje C7

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -99810,50 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 45610,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -2039460,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.1.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Piso 1

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 4,71 * \sqrt{\frac{2100000 \frac{kg}{cm^2}}{2530 \frac{kg}{cm^2}}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \frac{kg}{cm^2}}{(20,92)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{2530 \frac{kg}{cm^2}}{47377,31 \frac{kg}{cm^2}}}\right) * 2530 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 2474,08 \frac{kg}{cm^2} * 219,50 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

543060,37 kg > 99810,50 kg ∴ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{Pr}{Pc} < 0,2$$

$$\frac{99810,50 \text{ kg}}{543060,37 \text{ kg}} < 0,2$$

$$0,184 < 0,2$$

$$\frac{Pr}{2 * Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1,0$$

$$Lp = 1,76 * ry * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$Lp = 1,76 * 10,10 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$Lp = 512,13 \text{ cm}$$

$$Lr = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * Fy} * \sqrt{\frac{Jc}{Sx * ho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx * ho} \right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * Fy}{E} \right)^2}}$$

$$ho = d - tf$$

$$ho = 400,00 \text{ mm} - 21,00 \text{ mm}$$

$$ho = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{Iy * ho}{2 * Sx}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{22400,00 \text{ cm}^4 * 37,90 \text{ cm}}{2 * 3340,00 \text{ cm}^3}$$

$$\sqrt{r_{ts}^2} = \sqrt{127,09 \text{ cm}^2}$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$Lr = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * Fy} * \sqrt{\frac{Jc}{Sx * ho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx * ho}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * Fy}{E}\right)^2}}$$

$$Lr = 1,95 * 11,27 * \frac{2100000}{0,7 * 2530} * \sqrt{\frac{274,72 * 1,0}{3340 * 37,9} + \sqrt{\left(\frac{274,72 * 1,0}{3340 * 37,9}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * 2530}{2100000}\right)^2}}$$

$$Lr = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = Cb * \left(M_p - (M_p - 0,7 * Fy * S_x) * \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = Fy * Z_x$$

$$M_p = 2530 \frac{kg}{cm^2} * 3693,84 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 1,00 * \left(9345415,20 - (9345415,20 - 0,7 * 2530 * 3340) * \left(\frac{325,00 - 512,13}{1889,91 - 512,13} \right) \right)$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = Fy * Z_x$$

$$M_{cy} = 2530 \frac{kg}{cm^2} * 3693,84 \text{ cm}^3$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{Pr}{2 * Pc} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{99810,50 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{45610,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{2039460,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,3148 \leq 1,0$$

6.6.13.1.2. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -103156,30\text{kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 87810,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -1960330,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.1.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 1

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 103156,30 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,190 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{103156,30 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{87180,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1960330,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,3136 \leq 1,0$$

6.6.13.1.3. Columna Eje E9

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -100397,40 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 3188860,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -106230,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.1.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Piso 1

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 100397,40 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,185 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{100397,40 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{3188860,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{106230,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,4288 \leq 1,0$$

6.6.13.1.4. Columna Eje F3

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -105873,20 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 78250,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 1596410,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.1.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Piso 1

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 105873,20 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,195 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{105873,20 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{78250,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1596410,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2763 \leq 1,0$$

6.6.13.2. COLUMNAS NIVEL +6,95 m

6.6.13.2.1. Columna Eje C7

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -87496,30 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = -267860,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -1691010,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.2.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Piso 2

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 87496,30 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,161 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{87496,30 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{267860,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1691010,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2888 \leq 1,0$$

6.6.13.2.2. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -97941,10 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 138420,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -1580920,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.2.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 2

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 97941,10 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,180 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{97941,10 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{138420,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1580920,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2734 \leq 1,0$$

6.6.13.2.3. Columna Eje E9

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -84663,20 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 1667760,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -276010,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.2.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Piso 2

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 84663,30 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,156 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{84663,20 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{1667760,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{276010,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2775 \leq 1,0$$

6.6.13.2.4. Columna Eje F3

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = - 88974,40 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = - 130640,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = - 1681870,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.2.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Piso 2

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 88974,40 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,164 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{88974,40 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{130640,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1681870,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2752 \leq 1,0$$

6.6.13.3. COLUMNAS NIVEL +10,20 m

6.6.13.3.1. Columna Eje C7

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -74754,60 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = -255250,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -1385620,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.3.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Piso 3

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 74754,60 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,138 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$ho = d - tf$$

$$ho = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{Iy * ho}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$Lr = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * Fy} * \sqrt{\frac{Jc}{Sx * ho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx * ho}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * Fy}{E}\right)^2}}$$

$$Lr = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = Cb * \left(M_p - (M_p - 0,7 * Fy * S_x) * \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = Fy * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = Fy * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{Pr}{2 * Pc} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{74754,60 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{255250,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1385620,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2431 \leq 1,0$$

6.6.13.3.2. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -92732,70 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 111990,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -1374460,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.3.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 3

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 92732,70 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,171 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{92732,70 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{111990,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1374460,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2439 \leq 1,0$$

6.6.13.3.3. Columna Eje E9

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -48909,50 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 257160,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -660190,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.3.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Piso 3

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 48909,50 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,090 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{48909,50 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{257160,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{660190,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1419 \leq 1,0$$

6.6.13.3.4. Columna Eje F3

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = - 65684,40 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 79030,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = - 1677970,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.3.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Piso 3

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 65684,40 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,121 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{65684,40 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{79030,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1677970,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2481 \leq 1,0$$

6.6.13.4. COLUMNAS NIVEL +13,45 m

6.6.13.4.1. Columna Eje C7

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = - 58650,10 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = - 163840,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = - 1112040,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.4.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Piso 4

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 58650,10 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,108 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{58650,10 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{163840,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1112040,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1897 \leq 1,0$$

6.6.13.4.2. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = - 51188,30 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 11180,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 1530200,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.4.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 4

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 51188,30 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,094 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{51188,30 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{11180,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1530200,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2120 \leq 1,0$$

6.6.13.4.3. Columna Eje E9

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -48046,90 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 1198600,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -205320,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.4.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Piso 4

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 48046,90 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,088 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{48046,90 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{1198600,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{205320,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1884 \leq 1,0$$

6.6.13.4.4. Columna Eje F3

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -42142,70 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = -105080,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -1448890,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.4.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Piso 4

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 42142,70 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,078 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{42142,70 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{105080,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1448890,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,2045 \leq 1,0$$

6.6.13.5. COLUMNAS NIVEL +16,70 m

6.6.13.5.1. Columna Eje C7

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -42500,10 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = -189140,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -1000240,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.5.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Piso 5

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 42500,10 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,078 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{42500,10 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{189140,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1000240,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1654 \leq 1,0$$

6.6.13.5.2. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -40194,20 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = -16270,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -1310880,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.5.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 5

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 40194,20 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,074 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{40194,20 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{16270,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1310880,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1789 \leq 1,0$$

6.6.13.5.3. Columna Eje E9

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = - 27478,00 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = - 1117980,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 153460,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.5.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Piso 5

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 27478,00 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,051 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{27478,00 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{1117980,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{153460,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1557 \leq 1,0$$

6.6.13.5.4. Columna Eje F3

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -17817,70 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 66630,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 1484080,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.5.4. Datos perfil HW 400*400, Columna F3 Piso 5

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 17817,70 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,033 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{17817,70 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{66630,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{1484080,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1820 \leq 1,0$$

6.6.13.6. COLUMNAS NIVEL +19,95 m

6.6.13.6.1. Columna Eje C7

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -26434,90 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 186500,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 780250,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.6.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Piso 6

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 26434,90 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,049 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{26434,90 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{186500,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{780250,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1268 \leq 1,0$$

6.6.13.6.2. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = - 30742,00 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 52120,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 808470,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.6.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 6

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 30742,00 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,057 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{30742,00 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{52120,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{808470,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1201 \leq 1,0$$

6.6.13.6.3. Columna Eje E9

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -12439,60 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = -1051080,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = 441300,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.6.3. Datos perfil HW 400*400, Columna E9 Piso 6

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 12439,60 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,023 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{12439,60 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{1051080,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{441300,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1658 \leq 1,0$$

6.6.13.7. COLUMNAS NIVEL +23,20 m

6.6.13.7.1. Columna Eje C7

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = - 12441,80 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 1500530,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = - 7380,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.7.1. Datos perfil HW 400*400, Columna C7 Piso 7

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 12441,80 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,023 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{12441,80 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{1500530,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{7380,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1652 \leq 1,0$$

6.6.13.7.2. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -19293,60 \text{ kg}$
- $M_{nx} = \text{Momento } x = 130500,00 \text{ kg-cm}$
- $M_{ny} = \text{Momento } y = -684330,00 \text{ kg-cm}$
- Acero = A36 = 2530 kg/cm^2
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.7.2. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 7

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 325,00}{17,50} = 12,07$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 325,00}{10,10} = 20,92$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$20,92 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 47377,31 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2474,08 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 543060,37 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$543060,37 \text{ kg} > 19293,60 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,036 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{19293,60 \text{ kg}}{2 * 543060,37 \text{ kg}} + \left(\frac{130500,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9811359,96 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{684330,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,1043 \leq 1,0$$

6.6.13.8. COLUMNAS NIVEL +26,55 m

6.6.13.8.1. Columna Eje D6

Determinación de datos iniciales.

- $P_n = -4837,70$ kg
- $M_{nx} =$ Momento x = 56320,00 kg-cm
- $M_{ny} =$ Momento y = - 521410,00 kg- cm
- Acero = A36 = 2530 kg/cm²
- Perfil de Acero HW 400*400

Tabla 6.6.13.8.1. Datos perfil HW 400*400, Columna D6 Piso 8

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso Kg/cm ²
	h mm	b mm	t1 mm	t2 mm	r mm		
HW 400*400	400	400	13	21	24	219,50	172,00

Denominación	Tipos								
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Rx cm	Ry cm	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
HW 400*400	66900	22400	3340	1120	17,5	10,1	3693,84	1701,70	274,72

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

Longitud efectiva.

$$\frac{K * l}{r_x} = \frac{0,65 * 335,00}{17,50} = 12,44$$

$$\frac{K * l}{r_y} = \frac{0,65 * 335,00}{10,10} = 21,56$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$21,56 \leq 135,70$$

Tensión de pandeo para la sección seleccionada.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 44591,03 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada.

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{F_e}\right) * F_y$$

$$F_{cr} = 2470,63 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia de compresión axial de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 542302,45 \text{ kg}$$

$$\phi P_n > P_r$$

$542302,45 \text{ kg} > 4837,70 \text{ kg} \therefore$ Cumple a compresión axial

Resistencia a flexo-compresión.

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$$

$$0,009 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,0$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 512,13 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 379,00 \text{ mm} = 37,90 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 127,09 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = 11,27 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 * 11,27 * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,766 \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1889,81 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = C_b * \left(M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_p = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cx} = 9786460,94 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = F_y * Z_x$$

$$M_{cy} = 9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{4837,70 \text{ kg}}{2 * 542302,45 \text{ kg}} + \left(\frac{56320,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9786460,94 \text{ kg} - \text{cm}} + \frac{521410,00 \text{ kg} - \text{cm}}{9345415,20 \text{ kg} - \text{cm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,066 \leq 1,0$$

6.6.14. DISEÑO DE VIGAS CON JUNTA CONSTRUCTIVA

6.6.14.1. Vigas Nv. + 3,70 m

6.6.14.1.1. Viga C2 – C3

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 3070800,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 15985,30 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.1.1. Datos Viga Caja 400, Nv. +3,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
VIGA CAJA 400	400	180	8,60	13,50	18	84,50	113,60

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
VIGA CAJA 400	34516,86	8320,04	1725,84	923,94	2230,28	1066,95	20960,73

Fuente: Autor

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2230,28 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1725,84 \text{ cm}^3$$

$$5642608,40 \text{ kg} - \text{cm} \leq 7204531,60 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2230,08 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 5642608,40 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

5642608,40 kg – cm \geq 3070800,00 kg – cm \therefore CUMPLE POR FLEXIÓN

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 400\text{mm} - 2 * (13,50 \text{ mm})$$

$$h = 373,00 \text{ mm}$$

$$\frac{373,00 \text{ mm}}{8,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$43,37 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 373,00 \text{ mm} * 8,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 3207,806 \text{ mm}^2 = 32,08 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 32,08 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 48694,40 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$48694,40 \text{ kg} \geq 15985,30 \text{ kg}$$

6.6.14.1.2. Viga D8 – D9

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 2233060,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 13552,10 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.1.2. Datos Viga IPE 400, Nv. +3,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 400	400	180	8,60	13,50	18	84,50	63,30

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 400	23130,00	1320,00	1160,00	146,00	1308,00	226,00	37,72

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1160,00 \text{ cm}^3$$

$$3309240,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 4842420,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 3309240,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$3309240,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 2233060,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 400\text{mm} - 2 * (13,50 \text{ mm})$$

$$h = 373,00 \text{ mm}$$

$$\frac{373,00 \text{ mm}}{8,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$43,37 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 373,00 \text{ mm} * 8,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 3207,806 \text{ mm}^2 = 32,08 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 32,08 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 48694,40 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$48694,40 \text{ kg} \geq 13552,10 \text{ kg}$$

6.6.14.1.3. Viga B7 – D7

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1203080,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 5838,60 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.1.3. Datos Viga IPE 330, Nv. +3,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15	62,60	49,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 330	11770,00	788,00	713,00	98,50	804,00	152,00	20,70

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 713,00 \text{ cm}^3$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2976418,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2034120,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1203080,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 330\text{mm} - 2 * (11,50\text{ mm})$$

$$h = 307,00\text{ mm}$$

$$\frac{307,00\text{ mm}}{7,50\text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$40,93 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 307,00\text{ mm} * 7,50\text{ mm}$$

$$A_w = 2302,50\text{ mm}^2 = 23,03\text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 23,03\text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 34951,95\text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$34951,95\text{ kg} \geq 5838,60\text{ kg}$$

6.6.14.1.4. Viga F3 – G3

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 826190,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 3898,40 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.1.4. Datos Viga IPE 330, Nv. +3,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15	62,60	49,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 330	11770,00	788,00	713,00	98,50	804,00	152,00	20,70

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 713,00 \text{ cm}^3$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2976418,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2034120,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 826190,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 330\text{mm} - 2 * (11,50\text{ mm})$$

$$h = 307,00\text{ mm}$$

$$\frac{307,00\text{ mm}}{7,50\text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$40,93 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 307,00\text{ mm} * 7,50\text{ mm}$$

$$A_w = 2302,50\text{ mm}^2 = 23,03\text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 23,03\text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 34951,95\text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$34951,95\text{ kg} \geq 3898,04\text{ kg}$$

6.6.14.2. Vigas Nv. + 6,95 m

6.6.14.2.1. Viga C4 – C5

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 3277310,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 18416,40 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.2.1. Datos Viga Caja 400, Nv. +6,95 m

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
VIGA CAJA 400	400	180	8,60	13,50	18	84,50	113,60

Denominación	Características						
	I_x cm ⁴	I_y cm ⁴	W_x cm ³	W_y cm ³	Z_x cm ³	Z_y cm ³	J cm ⁴
VIGA CAJA 400	34516,86	8320,04	1725,84	923,94	2230,28	1066,95	20960,73

Fuente: Autor

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2230,28 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1725,84 \text{ cm}^3$$

$$5642608,40 \text{ kg} - \text{cm} \leq 7204531,60 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2230,08 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 5642608,40 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$5642608,40 \text{ kg} - \text{cm} \geq 3277310,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$h = 400 \text{ mm} - 2 * (13,50 \text{ mm})$$

$$h = 373,00 \text{ mm}$$

$$\frac{373,00 \text{ mm}}{8,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$43,37 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 373,00 \text{ mm} * 8,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 3207,806 \text{ mm}^2 = 32,08 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v$$

$$C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 32,08 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 48694,40 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$48694,40 \text{ kg} \geq 18416,40 \text{ kg}$$

6.6.14.2.2. Viga D6 – D7

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 2167790,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 13082,30 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.2.2. Datos Viga IPE 400, Nv. +6,95 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 400	400	180	8,60	13,50	18	84,50	63,30

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 400	23130,00	1320,00	1160,00	146,00	1308,00	226,00	37,72

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1160,00 \text{ cm}^3$$

$$3309240,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 4842420,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 3309240,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$3309240,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 2167790,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 400\text{mm} - 2 * (13,50 \text{ mm})$$

$$h = 373,00 \text{ mm}$$

$$\frac{373,00 \text{ mm}}{8,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$43,37 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 373,00 \text{ mm} * 8,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 3207,806 \text{ mm}^2 = 32,08 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 32,08 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 48694,40 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$48694,40 \text{ kg} \geq 13082,30 \text{ kg}$$

6.6.14.2.3. Viga D4 – E4

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1919800,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 9482,60 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.2.3. Datos Viga IPE 360, Nv. +6,95 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 360	360,00	170,00	8,00	12,70	18,00	72,70	57,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 360	16270,00	1040,00	904,00	123,00	1020,00	189,00	29,14

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 904,00 \text{ cm}^3$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 3773748,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2580600,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1919800,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 360 \text{ mm} - 2 * (12,70 \text{ mm})$$

$$h = 334,60 \text{ mm}$$

$$\frac{334,60 \text{ mm}}{8,00 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$41,83 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 334,60 \text{ mm} * 8,00 \text{ mm}$$

$$A_w = 2676,80 \text{ mm}^2 = 26,77 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26,77 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 40633,82 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$40633,82 \text{ kg} \geq 9482,60 \text{ kg}$$

6.6.14.2.4. Viga E'3 – F3

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1209200,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 6252,30 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.2.4. Datos Viga IPE 330, Nv. +6,95 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15	62,60	49,10

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 330	11770,00	788,00	713,00	98,50	804,00	152,00	20,70

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 713,00 \text{ cm}^3$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2976418,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2034120,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1209200,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 330 \text{ mm} - 2 * (11,50 \text{ mm})$$

$$h = 307,00 \text{ mm}$$

$$\frac{307,00 \text{ mm}}{7,50 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$40,93 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 307,00 \text{ mm} * 7,50 \text{ mm}$$

$$A_w = 2302,50 \text{ mm}^2 = 23,03 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 23,03 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 34951,95 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$34951,95 \text{ kg} \geq 6252,304 \text{ kg}$$

6.6.14.3. Vigas Nv. + 10,20 m

6.6.14.3.1. Viga B8 – B9

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1813850,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 10324,20 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.3.1. Datos Viga IPE 360, Nv. +10,20 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 360	360,00	170,00	8,00	12,70	18,00	72,70	57,10

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 360	16270,00	1040,00	904,00	123,00	1020,00	189,00	29,14

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 904,00 \text{ cm}^3$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 3773748,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_{p \text{ CALCULADO}} = F_y * Z_x$$

$$M_{p \text{ CALCULADO}} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3$$

$$M_{p \text{ CALCULADO}} = 2580600,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{p \text{ CALCULADO}} \geq M_p$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1813850,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 360 \text{ mm} - 2 * (12,70 \text{ mm})$$

$$h = 334,60 \text{ mm}$$

$$\frac{334,60 \text{ mm}}{8,00 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$41,83 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 334,60 \text{ mm} * 8,00 \text{ mm}$$

$$A_w = 2676,80 \text{ mm}^2 = 26,77 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26,77 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 40633,82 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$40633,82 \text{ kg} \geq 10324,20 \text{ kg}$$

6.6.14.3.2. Viga D3 – D4

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 2049150,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 15472,60 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.3.2. Datos Viga IPE 400, Nv. +10,20 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 400	400	180	8,60	13,50	18	84,50	63,30

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 400	23130,00	1320,00	1160,00	146,00	1308,00	226,00	37,72

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1160,00 \text{ cm}^3$$

$$3309240,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 4842420,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 3309240,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$3309240,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 2049250,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 400 \text{ mm} - 2 * (13,50 \text{ mm})$$

$$h = 373,00 \text{ mm}$$

$$\frac{373,00 \text{ mm}}{8,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$43,37 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 373,00 \text{ mm} * 8,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 3207,806 \text{ mm}^2 = 32,08 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 32,08 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 48694,40 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$48694,40 \text{ kg} \geq 15472,60 \text{ kg}$$

6.6.14.3.3. Viga C5 – D5

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = -1780440,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = -7653,50 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.3.3. Datos Viga IPE 360, Nv. +10,20 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 360	360,00	170,00	8,00	12,70	18,00	72,70	57,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 360	16270,00	1040,00	904,00	123,00	1020,00	189,00	29,14

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 904,00 \text{ cm}^3$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 3773748,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2580600,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1780440,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 360 \text{ mm} - 2 * (12,70 \text{ mm})$$

$$h = 334,60 \text{ mm}$$

$$\frac{334,60 \text{ mm}}{8,00 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$41,83 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 334,60 \text{ mm} * 8,00 \text{ mm}$$

$$A_w = 2676,80 \text{ mm}^2 = 26,77 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26,77 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 40633,82 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$40633,82 \text{ kg} \geq 7653,50 \text{ kg}$$

6.6.14.3.4. Viga E'2 – F2

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 522860,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 3022,40 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.3.4. Datos Viga IPE 240, Nv. +10,20 m

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12	39,10	30,70

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 240	3890,00	284,00	324,00	47,30	366,00	73,00	9,36

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 324,00 \text{ cm}^3$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1352538,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 925980,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 522860,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 240\text{mm} - 2 * (9,80 \text{ mm})$$

$$h = 220,40 \text{ mm}$$

$$\frac{220,40 \text{ mm}}{6,20 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$35,55 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 220,40 \text{ mm} * 6,20 \text{ mm}$$

$$A_w = 1366,48 \text{ mm}^2 = 13,66 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 13,66 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 20743,17 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$20743,17 \text{ kg} \geq 3022,40 \text{ kg}$$

6.6.14.4. Vigas Nv. + 13,45 m

6.6.14.4.1. Viga B6 – B7

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1687520,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 11395,30 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.4.1. Datos Viga IPE 360, Nv. +13,45 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 360	360,00	170,00	8,00	12,70	18,00	72,70	57,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 360	16270,00	1040,00	904,00	123,00	1020,00	189,00	29,14

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 904,00 \text{ cm}^3$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 3773748,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2580600,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1687520,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 360 \text{ mm} - 2 * (12,70 \text{ mm})$$

$$h = 334,60 \text{ mm}$$

$$\frac{334,60 \text{ mm}}{8,00 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$41,83 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 334,60 \text{ mm} * 8,00 \text{ mm}$$

$$A_w = 2676,80 \text{ mm}^2 = 26,77 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26,77 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 40633,82 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$40633,82 \text{ kg} \geq 11395,30 \text{ kg}$$

6.6.14.4.2. Viga D3 – D4

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = -2404080,00 \text{ kg-cm}$
- $V_u = 15876,60 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.4.2. Datos Viga IPE 400, Nv. +13,45 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 400	400	180	8,60	13,50	18	84,50	63,30

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 400	23130,00	1320,00	1160,00	146,00	1308,00	226,00	37,72

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1160,00 \text{ cm}^3$$

$$3309240,00 \text{ kg-cm} \leq 4842420,00 \text{ kg-cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 3309240,00 \text{ kg-cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$3309240,00 \text{ kg-cm} \geq 2404080,00 \text{ kg-cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 400\text{mm} - 2 * (13,50 \text{ mm})$$

$$h = 373,00 \text{ mm}$$

$$\frac{373,00 \text{ mm}}{8,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$43,37 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 373,00 \text{ mm} * 8,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 3207,806 \text{ mm}^2 = 32,08 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 32,08 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 48694,40 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$48694,40 \text{ kg} \geq 15876,60 \text{ kg}$$

6.6.14.4.3. Viga B6 – D6

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1447870,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 6967,60 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.4.3. Datos Viga IPE 330, Nv. +13,45 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15,00	62,60	49,10

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 330	11770,00	788,00	713,00	98,50	804,00	152,00	20,70

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 713,00 \text{ cm}^3$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2976418,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2034120,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1447870,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 330 \text{ mm} - 2 * (11,50 \text{ mm})$$

$$h = 307,00 \text{ mm}$$

$$\frac{307,00 \text{ mm}}{7,50 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$40,93 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 307,00 \text{ mm} * 7,50 \text{ mm}$$

$$A_w = 2302,50 \text{ mm}^2 = 23,03 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 23,03 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 34951,95 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$34951,95 \text{ kg} \geq 6967,60 \text{ kg}$$

6.6.14.4.4. Viga F2 – G2

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = -436590,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 2404,80 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.4.4. Datos Viga IPE 240, Nv. +13,45 m

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12	39,10	30,70

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 240	3890,00	284,00	324,00	47,30	366,00	73,00	9,36

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 324,00 \text{ cm}^3$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1352538,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 925980,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 436590,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 240\text{mm} - 2 * (9,80 \text{ mm})$$

$$h = 220,40 \text{ mm}$$

$$\frac{220,40 \text{ mm}}{6,20 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$35,55 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 220,40 \text{ mm} * 6,20 \text{ mm}$$

$$A_w = 1366,48 \text{ mm}^2 = 13,66 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 13,66 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 20743,17 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$20743,17 \text{ kg} \geq 2404,80 \text{ kg}$$

6.6.14.5. Vigas Nv. + 16,70 m

6.6.14.5.1. Viga E8 – E9

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 814140,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 5853,50 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.5.1. Datos Viga IPE 270, Nv. +16,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 270	270	135	6,60	10,20	12,00	45,90	36,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 270	5790,00	420,00	429,00	62,20	484,00	96,00	12,04

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 484,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 429,00 \text{ cm}^3$$

$$1224520,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1790860,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 484,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 1224520,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$1224520,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 814140,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 270 \text{ mm} - 2 * (10,20 \text{ mm})$$

$$h = 249,60 \text{ mm}$$

$$\frac{249,60 \text{ mm}}{6,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$37,82 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 249,60 \text{ mm} * 6,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 1647,36 \text{ mm}^2 = 16,47 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 16,47 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 25006,92 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$25006,92 \text{ kg} \geq 5853,50 \text{ kg}$$

6.6.14.5.2. Viga D4 – D5

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = -1281310,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = -13082,50 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.5.2. Datos Viga IPE 330, Nv. +16,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15,00	62,60	49,10

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 330	11770,00	788,00	713,00	98,50	804,00	152,00	20,70

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 713,00 \text{ cm}^3$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2976418,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2034120,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1281310,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 330\text{mm} - 2 * (11,50 \text{ mm})$$

$$h = 307,00 \text{ mm}$$

$$\frac{307,00 \text{ mm}}{7,50 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$40,93 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 307,00 \text{ mm} * 7,50 \text{ mm}$$

$$A_w = 2302,50 \text{ mm}^2 = 23,03 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 23,03 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 34951,95 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$34951,95 \text{ kg} \geq 13082,50 \text{ kg}$$

6.6.14.5.3. Viga D4 – E4

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1176860,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 5939,50 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.5.3. Datos Viga IPE 330, Nv. +16,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15,00	62,60	49,10

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 330	11770,00	788,00	713,00	98,50	804,00	152,00	20,70

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 713,00 \text{ cm}^3$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2976418,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2034120,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1176860,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 330\text{mm} - 2 * (11,50 \text{ mm})$$

$$h = 307,00 \text{ mm}$$

$$\frac{307,00 \text{ mm}}{7,50 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$40,93 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 307,00 \text{ mm} * 7,50 \text{ mm}$$

$$A_w = 2302,50 \text{ mm}^2 = 23,03 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 23,03 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 34951,95 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$34951,95 \text{ kg} \geq 5939,50 \text{ kg}$$

6.6.14.5.4. Viga F4 – G4

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 280480,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 1309,00 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.5.4. Datos Viga IPE 240, Nv. +16,70 m

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12	39,10	30,70

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 240	3890,00	284,00	324,00	47,30	366,00	73,00	9,36

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 324,00 \text{ cm}^3$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1352538,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 925980,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

925980,00 kg – cm \geq 280480,00 kg – cm \therefore CUMPLE POR FLEXIÓN

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 240\text{mm} - 2 * (9,80 \text{ mm})$$

$$h = 220,40 \text{ mm}$$

$$\frac{220,40 \text{ mm}}{6,20 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$35,55 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 220,40 \text{ mm} * 6,20 \text{ mm}$$

$$A_w = 1366,48 \text{ mm}^2 = 13,66 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 13,66 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 20743,17 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$20743,17 \text{ kg} \geq 1309,00 \text{ kg}$$

6.6.14.6. Vigas Nv. + 19,95 m

6.6.14.6.1. Viga C2 – C5

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1661210,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 11425,50 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.6.1. Datos Viga IPE 360, Nv. +19,95 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 360	360,00	170,00	8,00	12,70	18,00	72,70	57,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 360	16270,00	1040,00	904,00	123,00	1020,00	189,00	29,14

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 904,00 \text{ cm}^3$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 3773748,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2580600,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1661210,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 360 \text{ mm} - 2 * (12,70 \text{ mm})$$

$$h = 334,60 \text{ mm}$$

$$\frac{334,60 \text{ mm}}{8,00 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$41,83 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 334,60 \text{ mm} * 8,00 \text{ mm}$$

$$A_w = 2676,80 \text{ mm}^2 = 26,77 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26,77 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 40633,82 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$40633,82 \text{ kg} \geq 11425,50 \text{ kg}$$

6.6.14.6.2. Viga D8 – D9

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1878320,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 15806,60 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.6.2. Datos Viga IPE 360, Nv. +19,95 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 360	360,00	170,00	8,00	12,70	18,00	72,70	57,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 360	16270,00	1040,00	904,00	123,00	1020,00	189,00	29,14

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 904,00 \text{ cm}^3$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 3773748,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2580600,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

2580600,00 kg – cm \geq 1878320,00 kg – cm \therefore CUMPLE POR FLEXIÓN

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 360 \text{ mm} - 2 * (12,70 \text{ mm})$$

$$h = 334,60 \text{ mm}$$

$$\frac{334,60 \text{ mm}}{8,00 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$41,83 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 334,60 \text{ mm} * 8,00 \text{ mm}$$

$$A_w = 2676,80 \text{ mm}^2 = 26,77 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26,77 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 40633,82 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \emptyset * V_n$$

$$40633,82 \text{ kg} \geq 15806,60 \text{ kg}$$

6.6.14.6.3. Viga B6 – D6

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1129300,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 5834,90 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.6.3. Datos Viga IPE 330, Nv. +19,95 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15,00	62,60	49,10

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 330	11770,00	788,00	713,00	98,50	804,00	152,00	20,70

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 713,00 \text{ cm}^3$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2976418,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2034120,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1129300,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 330 \text{ mm} - 2 * (11,50 \text{ mm})$$

$$h = 307,00 \text{ mm}$$

$$\frac{307,00 \text{ mm}}{7,50 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$40,93 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 307,00 \text{ mm} * 7,50 \text{ mm}$$

$$A_w = 2302,50 \text{ mm}^2 = 23,03 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 23,03 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 34951,95 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$34951,95 \text{ kg} \geq 5834,90 \text{ kg}$$

6.6.14.7. Vigas Nv. + 23,20 m

6.6.14.7.1. Viga C6 – D6

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 571450,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 2647,50 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.7.1. Datos Viga IPE 270, Nv. +23,20 m

Denominación	dimensiones					Sección	Peso
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 270	270	135	6,60	10,20	12,00	45,90	36,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 270	5790,00	420,00	429,00	62,20	484,00	96,00	12,04

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 484,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 429,00 \text{ cm}^3$$

$$1224520,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1790860,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 484,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 1224520,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$1224520,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 571450,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 270 \text{ mm} - 2 * (10,20 \text{ mm})$$

$$h = 249,60 \text{ mm}$$

$$\frac{249,60 \text{ mm}}{6,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$37,82 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 249,60 \text{ mm} * 6,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 1647,36 \text{ mm}^2 = 16,47 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 16,47 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 25006,92 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$25006,92 \text{ kg} \geq 2647,50 \text{ kg}$$

6.6.14.7.2. Viga D6 – D7

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1878320,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 15806,60 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.7.2. Datos Viga IPE 240, Nv. +23,20 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12,00	39,10	30,70

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 240	3890,00	284,00	324,00	47,30	366,00	73,00	9,36

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 324,00 \text{ cm}^3$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1352538,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 925980,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 571450,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 240 \text{ mm} - 2 * (9,80 \text{ mm})$$

$$h = 220,40 \text{ mm}$$

$$\frac{220,40 \text{ mm}}{6,20 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$35,55 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 220,40 \text{ mm} * 6,20 \text{ mm}$$

$$A_w = 1366,48 \text{ mm}^2 = 13,66 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 13,66 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 20743,17 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$20743,17 \text{ kg} \geq 2647,50 \text{ kg}$$

6.6.14.8. Vigas Nv. + 26,55 m

6.6.14.8.1. Viga D7 – E7

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 305410,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 1758,30 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.8.1. Datos Viga IPE 240, Nv. +26,55 m

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12,00	39,10	30,70

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 240	3890,00	284,00	324,00	47,30	366,00	73,00	9,36

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 324,00 \text{ cm}^3$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1352538,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 925980,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 305410,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 240 \text{ mm} - 2 * (9,80 \text{ mm})$$

$$h = 220,40 \text{ mm}$$

$$\frac{220,40 \text{ mm}}{6,20 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$35,55 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 220,40 \text{ mm} * 6,20 \text{ mm}$$

$$A_w = 1366,48 \text{ mm}^2 = 13,66 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 13,66 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 20743,17 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$20743,17 \text{ kg} \geq 1758,30 \text{ kg}$$

6.6.14.8.2. Viga D6 – D7

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = 321630,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 1327,30 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.14.8.2. Datos Viga IPE 240, Nv. +26,55 m

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12,00	39,10	30,70

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 240	3890,00	284,00	324,00	47,30	366,00	73,00	9,36

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 324,00 \text{ cm}^3$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1352538,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 925980,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 3216,30 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 240 \text{ mm} - 2 * (9,80 \text{ mm})$$

$$h = 220,40 \text{ mm}$$

$$\frac{220,40 \text{ mm}}{6,20 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$35,55 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 220,40 \text{ mm} * 6,20 \text{ mm}$$

$$A_w = 1366,48 \text{ mm}^2 = 13,66 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 13,66 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 20743,17 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$20743,17 \text{ kg} \geq 1327,30 \text{ kg}$$

6.6.15. DISEÑO DE VIGAS SIN JUNTA CONSTRUCTIVA

6.6.15.1. Vigas Nv. + 3,70 m

6.6.15.1.1. Viga C2 – C3

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 3468070,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 17560,80 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.1.1. Datos Viga Caja 450, Piso 1

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
VIGA CAJA 450	450	190	9,40	14,60	21,00	221,90	139,72

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
VIGA CAJA 450	51939,1	1148,6	2308,4	1173,5	2997,6	1354,2	28980,4

Fuente: Autor

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2997,60 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2308,40 \text{ cm}^3$$

$$7583928,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 9636415,80 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2997,60 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 7583928,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

7583928,00 kg – cm \geq 3468070,00 kg – cm \therefore CUMPLE POR FLEXIÓN

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 450\text{mm} - 2 * (14,60 \text{ mm})$$

$$h = 420,80 \text{ mm}$$

$$\frac{420,80 \text{ mm}}{9,40 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$44,77 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 420,80 \text{ mm} * 9,40 \text{ mm}$$

$$A_w = 3955,52 \text{ mm}^2 = 39,56 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 39,56 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 60044,79 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$60044,79 \text{ kg} \geq 17560,80 \text{ kg}$$

6.6.15.1.2. Viga D8 – D9

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 2154930,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 13230,00 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.1.2. Datos Viga IPE 400, Piso 1

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 400	400	180	8,60	13,50	18	84,50	63,30

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 400	23130,00	1320,00	1160,00	146,00	1308,00	226,00	37,72

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1160,00 \text{ cm}^3$$

$$3309240,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 4842420,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 3309240,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$3309240,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 2154930,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 400\text{mm} - 2 * (13,50 \text{ mm})$$

$$h = 373,00 \text{ mm}$$

$$\frac{373,00 \text{ mm}}{8,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$43,37 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 373,00 \text{ mm} * 8,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 3207,806 \text{ mm}^2 = 32,08 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 32,08 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 48694,40 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$48694,40 \text{ kg} \geq 13230,00 \text{ kg}$$

6.6.15.1.3. Viga B7 – D7

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1206740,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 5857,30 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.1.3. Datos Viga IPE 330, Piso 1

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15	62,60	49,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 330	11770,00	788,00	713,00	98,50	804,00	152,00	20,70

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 713,00 \text{ cm}^3$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2976418,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2034120,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1206740,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 330\text{mm} - 2 * (11,50\text{ mm})$$

$$h = 307,00\text{ mm}$$

$$\frac{307,00\text{ mm}}{7,50\text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$40,93 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 307,00\text{ mm} * 7,50\text{ mm}$$

$$A_w = 2302,50\text{ mm}^2 = 23,03\text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 23,03\text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 34951,95\text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$34951,95\text{ kg} \geq 5857,30\text{ kg}$$

6.6.15.1.4. Viga F3 – G3

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 826190,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 3898,40 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.1.4. Datos Viga IPE 330, Piso 1

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15	62,60	49,10

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 330	11770,00	788,00	713,00	98,50	804,00	152,00	20,70

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 713,00 \text{ cm}^3$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2976418,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2034120,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1016200,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 330\text{mm} - 2 * (11,50\text{ mm})$$

$$h = 307,00\text{ mm}$$

$$\frac{307,00\text{ mm}}{7,50\text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$40,93 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 307,00\text{ mm} * 7,50\text{ mm}$$

$$A_w = 2302,50\text{ mm}^2 = 23,03\text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * C_v$$

$$C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 23,03\text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 34951,95\text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$34951,95\text{ kg} \geq 4680,30\text{ kg}$$

6.6.15.2. Vigas Nv. + 6,95 m

6.6.15.2.1. Viga C4 – C5

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 3735180,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 19179,20 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.2.1. Datos Viga Caja 450, Piso 2

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
VIGA CAJA 450	450	190	9,40	14,60	21,00	221,90	139,72

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
VIGA CAJA 450	51939,1	1148,6	2308,4	1173,5	2997,6	1354,2	28980,4

Fuente: Autor

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2997,60 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2308,40 \text{ cm}^3$$

$$7583928,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 9636415,80 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2997,60 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 7583928,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$7583928,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 3735180,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 450 \text{ mm} - 2 * (14,60 \text{ mm})$$

$$h = 420,80 \text{ mm}$$

$$\frac{420,80 \text{ mm}}{9,40 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$44,77 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 420,80 \text{ mm} * 9,40 \text{ mm}$$

$$A_w = 3955,52 \text{ mm}^2 = 39,56 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 39,56 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 60044,79 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$60044,79 \text{ kg} \geq 19179,20 \text{ kg}$$

6.6.15.2.2. Viga D6 – D7

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 2072760,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 12706,20 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.2.2. Datos Viga IPE 400, Piso 2

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 400	400	180	8,60	13,50	18	84,50	63,30

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 400	23130,00	1320,00	1160,00	146,00	1308,00	226,00	37,72

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1160,00 \text{ cm}^3$$

$$3309240,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 4842420,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 3309240,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$3309240,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 2072760,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 400\text{mm} - 2 * (13,50 \text{ mm})$$

$$h = 373,00 \text{ mm}$$

$$\frac{373,00 \text{ mm}}{8,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$43,37 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 373,00 \text{ mm} * 8,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 3207,806 \text{ mm}^2 = 32,08 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 32,08 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 48694,40 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$48694,40 \text{ kg} \geq 12706,20 \text{ kg}$$

6.6.15.2.3. Viga D4 – E4

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1806600,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 8899,40 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.2.3. Datos Viga IPE 360, Piso 2

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 360	360,00	170,00	8,00	12,70	18,00	72,70	57,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 360	16270,00	1040,00	904,00	123,00	1020,00	189,00	29,14

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 904,00 \text{ cm}^3$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 3773748,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2580600,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1806600,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 360\text{mm} - 2 * (12,70\text{ mm})$$

$$h = 334,60\text{ mm}$$

$$\frac{334,60\text{ mm}}{8,00\text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$41,83 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 334,60\text{ mm} * 8,00\text{ mm}$$

$$A_w = 2676,80\text{ mm}^2 = 26,77\text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26,77\text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 40633,82\text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$40633,82\text{ kg} \geq 8899,40\text{ kg}$$

6.6.15.2.4. Viga E3 – F3

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 13399550,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 6304,30 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.2.4. Datos Viga IPE 330, Piso 2

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15	62,60	49,10

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 330	11770,00	788,00	713,00	98,50	804,00	152,00	20,70

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 713,00 \text{ cm}^3$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2976418,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2034120,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1339550,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 330\text{mm} - 2 * (11,50 \text{ mm})$$

$$h = 307,00 \text{ mm}$$

$$\frac{307,00 \text{ mm}}{7,50 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$40,93 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 307,00 \text{ mm} * 7,50 \text{ mm}$$

$$A_w = 2302,50 \text{ mm}^2 = 23,03 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 23,03 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 34951,95 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$34951,95 \text{ kg} \geq 6304,30 \text{ kg}$$

6.6.15.3. Vigas Nv. + 10,20 m

6.6.15.3.1. Viga B8 – B9

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1701100,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 9975,10 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.3.1. Datos Viga IPE 360, Piso 3

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 360	360,00	170,00	8,00	12,70	18,00	72,70	57,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 360	16270,00	1040,00	904,00	123,00	1020,00	189,00	29,14

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 904,00 \text{ cm}^3$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 3773748,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2580600,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1701100,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 360 \text{ mm} - 2 * (12,70 \text{ mm})$$

$$h = 334,60 \text{ mm}$$

$$\frac{334,60 \text{ mm}}{8,00 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$41,83 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 334,60 \text{ mm} * 8,00 \text{ mm}$$

$$A_w = 2676,80 \text{ mm}^2 = 26,77 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26,77 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 40633,82 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$40633,82 \text{ kg} \geq 9975,10 \text{ kg}$$

6.6.15.3.2. Viga D3 – D4

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1862550,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 15584,40 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.3.2. Datos Viga IPE 400, Piso 3

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 400	400	180	8,60	13,50	18	84,50	63,30

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 400	23130,00	1320,00	1160,00	146,00	1308,00	226,00	37,72

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1160,00 \text{ cm}^3$$

$$3309240,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 4842420,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 3309240,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$3309240,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1862550,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 400\text{mm} - 2 * (13,50 \text{ mm})$$

$$h = 373,00 \text{ mm}$$

$$\frac{373,00 \text{ mm}}{8,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$43,37 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 373,00 \text{ mm} * 8,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 3207,806 \text{ mm}^2 = 32,08 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * C_v$$

$$C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 32,08 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 48694,40 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$48694,40 \text{ kg} \geq 15584,40 \text{ kg}$$

6.6.15.3.3. Viga C5 – D5

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1690980,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 7313,00 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.3.3. Datos Viga IPE 360, Piso 3

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 360	360,00	170,00	8,00	12,70	18,00	72,70	57,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 360	16270,00	1040,00	904,00	123,00	1020,00	189,00	29,14

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 904,00 \text{ cm}^3$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 3773748,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2580600,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1690980,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 360 \text{ mm} - 2 * (12,70 \text{ mm})$$

$$h = 334,60 \text{ mm}$$

$$\frac{334,60 \text{ mm}}{8,00 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$41,83 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 334,60 \text{ mm} * 8,00 \text{ mm}$$

$$A_w = 2676,80 \text{ mm}^2 = 26,77 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26,77 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 40633,82 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$40633,82 \text{ kg} \geq 7313,00 \text{ kg}$$

6.6.15.3.4. Viga E2 – F2

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 563570,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 2992,70 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.3.4. Datos Viga IPE 240, Piso 3

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12	39,10	30,70

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 240	3890,00	284,00	324,00	47,30	366,00	73,00	9,36

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 324,00 \text{ cm}^3$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1352538,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 925980,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

925980,00 kg – cm \geq 563570,00 kg – cm \therefore CUMPLE POR FLEXIÓN

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 240\text{mm} - 2 * (9,80 \text{ mm})$$

$$h = 220,40 \text{ mm}$$

$$\frac{220,40 \text{ mm}}{6,20 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$35,55 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 220,40 \text{ mm} * 6,20 \text{ mm}$$

$$A_w = 1366,48 \text{ mm}^2 = 13,66 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 13,66 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 20743,17 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$20743,17 \text{ kg} \geq 2992,70 \text{ kg}$$

6.6.15.4. Vigas Nv. + 13,45 m

6.6.15.4.1. Viga B6 – B7

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1660140,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 11273,00 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.4.1. Datos Viga IPE 360, Piso 4

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 360	360,00	170,00	8,00	12,70	18,00	72,70	57,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 360	16270,00	1040,00	904,00	123,00	1020,00	189,00	29,14

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 904,00 \text{ cm}^3$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 3773748,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2580600,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1660140,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 360 \text{ mm} - 2 * (12,70 \text{ mm})$$

$$h = 334,60 \text{ mm}$$

$$\frac{334,60 \text{ mm}}{8,00 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$41,83 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 334,60 \text{ mm} * 8,00 \text{ mm}$$

$$A_w = 2676,80 \text{ mm}^2 = 26,77 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26,77 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 40633,82 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$40633,82 \text{ kg} \geq 11273,00 \text{ kg}$$

6.6.15.4.2. Viga D3 – D4

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = -1837070,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = -13949,10 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.4.2. Datos Viga IPE 400, Piso 4

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 400	400	180	8,60	13,50	18	84,50	63,30

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 400	23130,00	1320,00	1160,00	146,00	1308,00	226,00	37,72

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1160,00 \text{ cm}^3$$

$$3309240,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 4842420,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1308,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 3309240,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$3309240,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1837070,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 400 \text{ mm} - 2 * (13,50 \text{ mm})$$

$$h = 373,00 \text{ mm}$$

$$\frac{373,00 \text{ mm}}{8,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$43,37 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 373,00 \text{ mm} * 8,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 3207,806 \text{ mm}^2 = 32,08 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 32,08 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 48694,40 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$48694,40 \text{ kg} \geq 13949,10 \text{ kg}$$

6.6.15.4.3. Viga B6 – D6

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = -1384680,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = -6684,90 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.4.3. Datos Viga IPE 330, Piso 4

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15,00	62,60	49,10

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 330	11770,00	788,00	713,00	98,50	804,00	152,00	20,70

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 713,00 \text{ cm}^3$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2976418,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2034120,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1384680,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 330 \text{ mm} - 2 * (11,50 \text{ mm})$$

$$h = 307,00 \text{ mm}$$

$$\frac{307,00 \text{ mm}}{7,50 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$40,93 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 307,00 \text{ mm} * 7,50 \text{ mm}$$

$$A_w = 2302,50 \text{ mm}^2 = 23,03 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 23,03 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 34951,95 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$34951,95 \text{ kg} \geq 6684,90 \text{ kg}$$

6.6.15.4.4. Viga F2 – G2

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 503140,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 2429,00 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.4.4. Datos Viga IPE 240, Piso 4

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12	39,10	30,70

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 240	3890,00	284,00	324,00	47,30	366,00	73,00	9,36

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 324,00 \text{ cm}^3$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1352538,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 925980,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 503140,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 240\text{mm} - 2 * (9,80 \text{ mm})$$

$$h = 220,40 \text{ mm}$$

$$\frac{220,40 \text{ mm}}{6,20 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$35,55 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 220,40 \text{ mm} * 6,20 \text{ mm}$$

$$A_w = 1366,48 \text{ mm}^2 = 13,66 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 13,66 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 20743,17 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$20743,17 \text{ kg} \geq 2429,00 \text{ kg}$$

6.6.15.5. Vigas Nv. + 16,70 m

6.6.15.5.1. Viga E8 – E9

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 787400,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 5741,40 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.5.1. Datos Viga IPE 270, Piso 5

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 270	270	135	6,60	10,20	12,00	45,90	36,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 270	5790,00	420,00	429,00	62,20	484,00	96,00	12,04

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 484,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 429,00 \text{ cm}^3$$

$$1224520,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1790860,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 484,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 1224520,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$1224520,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 787400,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 270 \text{ mm} - 2 * (10,20 \text{ mm})$$

$$h = 249,60 \text{ mm}$$

$$\frac{249,60 \text{ mm}}{6,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$37,82 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 249,60 \text{ mm} * 6,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 1647,36 \text{ mm}^2 = 16,47 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 16,47 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 25006,92 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$25006,92 \text{ kg} \geq 5741,40 \text{ kg}$$

6.6.15.5.2. Viga D4 – D5

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1245030,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 12777,60 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.5.2. Datos Viga IPE 360, Piso 5

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 360	360	170	8,00	12,70	18,00	72,70	57,10

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 360	16270	1040	904	123	1020	189	29,14

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 904,00 \text{ cm}^3$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 3773748,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2580600,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1245030,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 360\text{mm} - 2 * (12,70 \text{ mm})$$

$$h = 334,60 \text{ mm}$$

$$\frac{334,60 \text{ mm}}{8,00 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$41,83 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 334,60 \text{ mm} * 8,00 \text{ mm}$$

$$A_w = 2676,80 \text{ mm}^2 = 26,77 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26,77 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 40633,82 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$40633,82 \text{ kg} \geq 12777,60 \text{ kg}$$

6.6.15.5.3. Viga D4 – E4

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1100270,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 5540,10 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.5.3. Datos Viga IPE 330, Piso 5

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15,00	62,60	49,10

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 330	11770,00	788,00	713,00	98,50	804,00	152,00	20,70

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 713,00 \text{ cm}^3$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2976418,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2034120,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1100270,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 330\text{mm} - 2 * (11,50 \text{ mm})$$

$$h = 307,00 \text{ mm}$$

$$\frac{307,00 \text{ mm}}{7,50 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$40,93 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 307,00 \text{ mm} * 7,50 \text{ mm}$$

$$A_w = 2302,50 \text{ mm}^2 = 23,03 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 23,03 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 34951,95 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$34951,95 \text{ kg} \geq 5540,10 \text{ kg}$$

6.6.15.5.4. Viga F4 – G4

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 391920,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 1789,00 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.5.4. Datos Viga IPE 240, Piso 5

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12	39,10	30,70

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 240	3890,00	284,00	324,00	47,30	366,00	73,00	9,36

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 324,00 \text{ cm}^3$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1352538,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 925980,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 391920,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 240\text{mm} - 2 * (9,80 \text{ mm})$$

$$h = 220,40 \text{ mm}$$

$$\frac{220,40 \text{ mm}}{6,20 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$35,55 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 220,40 \text{ mm} * 6,20 \text{ mm}$$

$$A_w = 1366,48 \text{ mm}^2 = 13,66 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 13,66 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 20743,17 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$20743,17 \text{ kg} \geq 1789,00 \text{ kg}$$

6.6.15.6. Vigas Nv. + 19,95 m

6.6.15.6.1. Viga C3 – C5

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1650340,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 11349,40 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.6.1. Datos Viga IPE 360, Piso 6

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 360	360,00	170,00	8,00	12,70	18,00	72,70	57,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 360	16270,00	1040,00	904,00	123,00	1020,00	189,00	29,14

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 904,00 \text{ cm}^3$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 3773748,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2580600,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1650340,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 360 \text{ mm} - 2 * (12,70 \text{ mm})$$

$$h = 334,60 \text{ mm}$$

$$\frac{334,60 \text{ mm}}{8,00 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$41,83 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 334,60 \text{ mm} * 8,00 \text{ mm}$$

$$A_w = 2676,80 \text{ mm}^2 = 26,77 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26,77 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 40633,82 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$40633,82 \text{ kg} \geq 11349,40 \text{ kg}$$

6.6.15.6.2. Viga D8 – D9

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1867480,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 18590,00 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.6.2. Datos Viga IPE 360, Piso 6

Denominación	dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 360	360,00	170,00	8,00	12,70	18,00	72,70	57,10

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 360	16270,00	1040,00	904,00	123,00	1020,00	189,00	29,14

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 904,00 \text{ cm}^3$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 3773748,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1020,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2580600,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2580600,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1867480,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 360 \text{ mm} - 2 * (12,70 \text{ mm})$$

$$h = 334,60 \text{ mm}$$

$$\frac{334,60 \text{ mm}}{8,00 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$41,83 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 334,60 \text{ mm} * 8,00 \text{ mm}$$

$$A_w = 2676,80 \text{ mm}^2 = 26,77 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 26,77 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 40633,82 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$40633,82 \text{ kg} \geq 18590,00 \text{ kg}$$

6.6.15.6.3. Viga B6 – D6

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 1082190,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = - 5599,30 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.6.3. Datos Viga IPE 330, Piso 6

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15,00	62,60	49,10

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 330	11770,00	788,00	713,00	98,50	804,00	152,00	20,70

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 713,00 \text{ cm}^3$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2976418,50 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 804,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2034120,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$2034120,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1082190,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 330 \text{ mm} - 2 * (11,50 \text{ mm})$$

$$h = 307,00 \text{ mm}$$

$$\frac{307,00 \text{ mm}}{7,50 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$40,93 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 307,00 \text{ mm} * 7,50 \text{ mm}$$

$$A_w = 2302,50 \text{ mm}^2 = 23,03 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 23,03 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 34951,95 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$34951,95 \text{ kg} \geq 5599,30 \text{ kg}$$

6.6.15.7. Vigas Nv. + 23,20 m

6.6.15.7.1. Viga C6 – D6

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 550580,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 2617,20 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.7.1. Datos Viga IPE 270, Piso 7

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 270	270	135	6,60	10,20	12,00	45,90	36,10

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 270	5790,00	420,00	429,00	62,20	484,00	96,00	12,04

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 484,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 429,00 \text{ cm}^3$$

$$1224520,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1790860,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 484,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 1224520,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$1224520,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 550580,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 270 \text{ mm} - 2 * (10,20 \text{ mm})$$

$$h = 249,60 \text{ mm}$$

$$\frac{249,60 \text{ mm}}{6,60 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$37,82 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 249,60 \text{ mm} * 6,60 \text{ mm}$$

$$A_w = 1647,36 \text{ mm}^2 = 16,47 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 16,47 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 25006,92 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$25006,92 \text{ kg} \geq 2617,20 \text{ kg}$$

6.6.15.7.2. Viga D6 – D7

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = -708810,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = -5836,20 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.7.2. Datos Viga IPE 240, Piso 7

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12,00	39,10	30,70

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 240	3890,00	284,00	324,00	47,30	366,00	73,00	9,36

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 324,00 \text{ cm}^3$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1352538,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 925980,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 708810,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 240 \text{ mm} - 2 * (9,80 \text{ mm})$$

$$h = 220,40 \text{ mm}$$

$$\frac{220,40 \text{ mm}}{6,20 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$35,55 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 220,40 \text{ mm} * 6,20 \text{ mm}$$

$$A_w = 1366,48 \text{ mm}^2 = 13,66 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 13,66 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 20743,17 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$20743,17 \text{ kg} \geq 5836,20 \text{ kg}$$

6.6.15.8. Vigas Nv. + 26,55 m

6.6.15.8.1. Viga D7 – E7

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 302200,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 1743,00 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.8.1. Datos Viga IPE 240, Piso 8

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12,00	39,10	30,70

Denominación	Características						
	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	Zx cm ³	Zy cm ³	J cm ⁴
IPE 240	3890,00	284,00	324,00	47,30	366,00	73,00	9,36

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 324,00 \text{ cm}^3$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1352538,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 925980,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 302200,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 240 \text{ mm} - 2 * (9,80 \text{ mm})$$

$$h = 220,40 \text{ mm}$$

$$\frac{220,40 \text{ mm}}{6,20 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$35,55 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 220,40 \text{ mm} * 6,20 \text{ mm}$$

$$A_w = 1366,48 \text{ mm}^2 = 13,66 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 13,66 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 20743,17 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$20743,17 \text{ kg} \geq 1743,00 \text{ kg}$$

6.6.15.8.2. Viga D6 – D7

Datos:

- $M_n = M_p = \text{Momento} = - 520210,00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
- $V_u = 4158,90 \text{ kg}$
- Acero A36 = 2530 kg/cm^2

Tabla 6.6.15.8.2. Datos Viga IPE 240, Piso 8

Denominación	Dimensiones					Sección cm ²	Peso kg/m
	h mm	s mm	g mm	t mm	r mm		
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12,00	39,10	30,70

Denominación	Características						
	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	Z _x cm ³	Z _y cm ³	J cm ⁴
IPE 240	3890,00	284,00	324,00	47,30	366,00	73,00	9,36

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

Diseño a flexión.

$$F_y * Z_x \leq 1,65 * F_y * S_{xc}$$

$$2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3 \leq 1,65 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 324,00 \text{ cm}^3$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \leq 1352538,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = F_y * Z_x$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 366,00 \text{ cm}^3$$

$$M_p \text{ CALCULADO} = 925980,00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p \text{ CALCULADO} \geq M_p$$

$$925980,00 \text{ kg} - \text{cm} \geq 520210,00 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE POR FLEXIÓN}$$

Diseño a Corte.

Relación h/tw

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$h = 240 \text{ mm} - 2 * (9,80 \text{ mm})$$

$$h = 220,40 \text{ mm}$$

$$\frac{220,40 \text{ mm}}{6,20 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$35,55 \leq 64,54 \therefore \text{CUMPLE}$$

Área del alma.

$$A_w = h * tw$$

$$A_w = 220,40 \text{ mm} * 6,20 \text{ mm}$$

$$A_w = 1366,48 \text{ mm}^2 = 13,66 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte.

$$V_n = 0,6 * Fy * A_w * Cv$$

$$Cv = 1,0$$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 13,66 \text{ cm}^2 * 1,0$$

$$V_n = 20743,17 \text{ kg}$$

Chequeo del cortante.

$$V_n \geq \phi * V_n$$

$$20743,17 \text{ kg} \geq 4158,90 \text{ kg}$$

6.6.16. DISEÑO DE CIMENTACIONES.

Tabla 6.6.16.1. Resumen cargas cimentaciones Estructura 1.

COLUMNA	C7	D6	E9	F3
TIPO DE CARGA	CARGA MUERTA			
Cargas Puntuales				
Fuerza en X (kgf)	-803,49	261,46	305,31	21,10
Fuerza en Y (kgf)	-1045,31	451,42	-725,78	-624,87
Fuerza gravitatoria en Z (kgf)	70719,21	84199,48	38367,26	78335,21
Momento en X (kgf-m)	1252,44	-463,27	703,36	686,12
Momento en Y (kgf-m)	-933,09	-273,35	676,28	22,55
Momento en Z (kgf-m)	0,17	0,14	0,13	7,963 E-03
TIPO DE CARGA	CARGA VIVA			
Cargas Puntuales				
Fuerza en X (kgf)	-384,90	143,80	138,81	8,21
Fuerza en Y (kgf)	-404,38	179,55	-348,63	-556,45
Fuerza gravitatoria en Z (kgf)	30308,28	32456,32	14186,90	33125,39
Momento en X (kgf-m)	481,12	-186,34	343,87	618,16
Momento en Y (kgf-m)	-369,33	3,39	337,12	10,02
Momento en Z (kgf-m)	6,398 E-02	5,153 E-02	4,529 E-02	4,975 E-03

Fuente: Autor

6.6.16.1. PREDISEÑO CIMENTACIONES EDIFICIO CON JUNTA CONSTRUCTIVA.

6.6.16.1.1. Prediseño columna C7

$$P_s = 70719,21 \text{ kgf} + 30308,28 \text{ kgf} = 101027,49 \text{ kgf} = 101,03 \text{ ton}$$

$$M_{sx} = 1252,44 \text{ kgf} - m + 481,12 \text{ kgf} - m = 1733,56 \text{ kgf} - m$$

$$= 1,733 \text{ ton} - m$$

$$M_{SY} = 933,09 \text{ kgf} - m + 369,33 \text{ kgf} - m = 1302,42 \text{ kgf} - m$$

$$= 1,302 \text{ ton} - m$$

$$M_R = \sqrt{M_{SX}^2 + M_{SY}^2}$$

$$M_R = \sqrt{(1,733 \text{ ton} - m)^2 + (1,302 \text{ ton} - m)^2}$$

$$M_R = 2,168 \text{ ton} - m$$

Datos iniciales:

- $f'_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$
- $q_{adm} = 20 \text{ ton/m}^2$

Dimensiones de la zapata.

$$A_F = \frac{P_S + \%P_S}{q_{adm}}$$

$$A_F = \frac{101,03 \text{ ton} + (0,20 * 101,03 \text{ ton})}{20 \text{ ton/m}^2}$$

$$A_F = 6,06 \text{ m}^2$$

$$A_F = B * L$$

$$B = L$$

$$A_F = B^2$$

$$\sqrt{B^2} = \sqrt{6,06 \text{ m}^2}$$

$$B = 2,46 \text{ m} \cong 2,50 \text{ m}$$

$$L = 2,50 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M_{SX}}{P_S} = \frac{1,733 \text{ ton} - m}{101,03 \text{ ton}} = 0,017 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2,50 \text{ m}}{6} = 0,416 \text{ m}$$

$$e_x < \frac{L}{6}$$

0,017 m < 0,416 m ∴ Funciona la ecuación

$$e_y = \frac{M_{SY}}{P_S} = \frac{1,302 \text{ ton} - m}{101,03 \text{ ton}} = 0,013 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{2,50 \text{ m}}{6} = 0,416 \text{ m}$$

$$e_y < \frac{B}{6}$$

0,013 m < 0,416 m ∴ Funciona la ecuación

$$qr = \frac{P_S}{B * L} \mp \frac{6 * M_{SX}}{B * L^2} \mp \frac{6 * M_{SY}}{B^2 * L}$$

$$qr = \frac{101,03 \text{ ton}}{2,50 \text{ m} * 2,50 \text{ m}} \mp \frac{6 * 1,733 \text{ ton} - m}{2,50 \text{ m} * (2,50 \text{ m})^2} \mp \frac{6 * 1,302 \text{ ton} - m}{(2,50 \text{ m})^2 * 2,50 \text{ m}}$$

$$qr = 16,164 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \mp 0,665 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \mp 0,500 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$qr1 = 16,164 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,665 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,500 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 17,329 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr2 = 16,164 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,665 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,500 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 16,329 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr3 = 16,164 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,665 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,500 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 15,999 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr4 = 16,164 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,665 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,500 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 14,999 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

Peralte de la zapata.

$$V_{ad} = 0,53 \sqrt{f'c}$$

$$V_{ad} = 0,53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$V_{ad} = 8,869 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f = \frac{1,2D + 1,6L}{D + L}$$

$$f = \frac{2,8}{2} = 1,4$$

$$q_{ult} = \frac{P_s * f}{B * L}$$

$$q_{ult} = \frac{101,03 \text{ ton} * 1,4}{2,50 \text{ m} * 2,50 \text{ m}}$$

$$q_{ult} = 22,63 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2,263 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$w = 55 \text{ cm}$$

$$B * L = 250 \text{ cm} * 250 \text{ cm} = 62500 \text{ cm}^2$$

$$\left(V_{ad} + \frac{q_{ult}}{4}\right) d^2 + \left(V_{ad} + \frac{q_{ult}}{2}\right) d * w = (B * L - w^2) \frac{q_{ult}}{4}$$

$$\left(8,869 \frac{kg}{cm^2} + \frac{2,263 \frac{kg}{cm^2}}{4}\right) d^2 + \left(8,869 \frac{kg}{cm^2} + \frac{2,263 \frac{kg}{cm^2}}{2}\right) d * 55$$

$$= (62500 \text{ cm}^2 - (55)^2) \frac{2,263 \frac{kg}{cm^2}}{4}$$

$$9,435 d^2 + 550,03 d = 33647,981$$

$$9,435 d^2 + 550,03 d - 33647,981 = 0$$

$$d1 = 37,30 \text{ cm}$$

$$d2 = -5,60 \text{ cm}$$

$$H = d + r$$

$$H = 37,30 \text{ cm} + 7,00 \text{ cm} = 44,30 \text{ cm}$$

$$H \cong 50,00 \text{ cm}$$

6.6.16.1.2. Prediseño columna D6

$$P_S = 84199,48 \text{ kgf} + 32456,32 \text{ kgf} = 116655,48 \text{ kgf} = 116,656 \text{ ton}$$

$$M_{SX} = -463,27 \text{ kgf} - m - 186,34 \text{ kgf} - m = -649,610 \text{ kgf} - m$$

$$= -0,650 \text{ ton} - m$$

$$M_{SY} = -273,35 \text{ kgf} - m + 3,39 \text{ kgf} - m = -269,96 \text{ kgf} - m$$

$$= -0,270 \text{ ton} - m$$

$$M_R = \sqrt{M_{SX}^2 + M_{SY}^2}$$

$$M_R = \sqrt{(-0,650 \text{ ton} - m)^2 + (-0,270 \text{ ton} - m)^2}$$

$$M_R = 0,704 \text{ ton} - m$$

Datos iniciales:

- $f'c = 240,00 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$
- $Q_{adm} = 20 \text{ ton/m}^2$

Dimensiones de la zapata.

$$A_F = \frac{P_S + \%P_S}{q_{adm}}$$

$$A_F = \frac{116,656 \text{ ton} + (0,20 * 116,656 \text{ ton})}{20 \text{ ton/m}^2}$$

$$A_F = 6,999 \text{ m}^2$$

$$A_F = B * L$$

$$B = L$$

$$A_F = B^2$$

$$\sqrt{B^2} = \sqrt{6,999 \text{ m}^2}$$

$$B = 2,645 \text{ m} \cong 2,65 \text{ m}$$

$$L = 2,65 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M_{SX}}{P_S} = \frac{0,650 \text{ ton} - \text{m}}{116,656 \text{ ton}} = 0,006 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2,65 \text{ m}}{6} = 0,442 \text{ m}$$

$$e_x < \frac{L}{6}$$

$0,006 \text{ m} < 0,442 \text{ m} \therefore$ Funciona la ecuación

$$e_y = \frac{M_{SY}}{P_S} = \frac{0,270 \text{ ton} - m}{116,656 \text{ ton}} = 0,002 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{2,65 \text{ m}}{6} = 0,442 \text{ m}$$

$$e_y < \frac{B}{6}$$

0,002 m < 0,442 m ∴ Funciona la ecuación

$$qr = \frac{P_S}{B * L} \mp \frac{6 * M_{SX}}{B * L^2} \mp \frac{6 * M_{SY}}{B^2 * L}$$

$$qr = \frac{116,656 \text{ ton}}{2,65 \text{ m} * 2,65 \text{ m}} \mp \frac{6 * 0,650 \text{ ton} - m}{2,65 \text{ m} * (2,65 \text{ m})^2} \mp \frac{6 * 0,270 \text{ ton} - m}{(2,65 \text{ m})^2 * 2,65 \text{ m}}$$

$$qr = 16,612 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \mp 0,210 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \mp 0,087 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$qr1 = 16,612 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,210 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,087 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 16,909 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr2 = 16,612 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,210 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,087 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 16,735 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr3 = 16,612 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,210 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,087 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 16,489 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr4 = 16,612 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,210 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,087 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 16,315 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

Peralte de la zapata.

$$V_{ad} = 0,53 \sqrt{f'c}$$

$$V_{ad} = 0,53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$V_{ad} = 8,869 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f = \frac{1,2D + 1,6L}{D + L}$$

$$f = \frac{2,8}{2} = 1,4$$

$$q_{ult} = \frac{P_S * f}{B * L}$$

$$q_{ult} = \frac{116,656 \text{ ton} * 1,4}{2,65 \text{ m} * 2,65 \text{ m}}$$

$$q_{ult} = 23,256 \frac{\text{ton}}{m^2} = 2,326 \frac{kg}{cm^2}$$

$$w = 55 \text{ cm}$$

$$B * L = 265 \text{ cm} * 265 \text{ cm} = 70225 \text{ cm}^2$$

$$\left(V_{ad} + \frac{q_{ult}}{4} \right) d^2 + \left(V_{ad} + \frac{q_{ult}}{2} \right) d * w = (B * L - w^2) \frac{q_{ult}}{4}$$

$$\left(8,869 \frac{kg}{cm^2} + \frac{2,326 \frac{kg}{cm^2}}{4} \right) d^2 + \left(8,869 \frac{kg}{cm^2} + \frac{2,326 \frac{kg}{cm^2}}{2} \right) d * 55$$

$$= (70225 \text{ cm}^2 - (55)^2) \frac{2,326 \frac{kg}{cm^2}}{4}$$

$$9,451 d^2 + 551,76 d = 39076,80$$

$$9,451 d^2 + 551,76 d - 39076,80 = 0$$

$$d_1 = 41,43 \text{ cm}$$

$$d_2 = -99,80 \text{ cm}$$

$$H = d + r$$

$$H = 41,43 \text{ cm} + 7,00 \text{ cm} = 48,43 \text{ cm}$$

$$H \cong 50,00 \text{ cm}$$

6.6.16.1.3. Prediseño columna E9

$$P_S = 38367,26 \text{ kgf} + 14186,90 \text{ kgf} = 52554,16 \text{ kgf} = 52,554 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} M_{SX} &= 703,36 \text{ kgf} - m + 343,87 \text{ kgf} - m = 1047,23 \text{ kgf} - m \\ &= 1,047 \text{ ton} - m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{SY} &= 676,28 \text{ kgf} - m + 337,12 \text{ kgf} - m = 1013,40 \text{ kgf} - m \\ &= 1,013 \text{ ton} - m \end{aligned}$$

$$M_R = \sqrt{M_{SX}^2 + M_{SY}^2}$$

$$M_R = \sqrt{(1,047 \text{ ton} - m)^2 + (1,013 \text{ ton} - m)^2}$$

$$M_R = 1,457 \text{ ton} - m$$

Datos iniciales:

- $f'_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$
- $q_{adm} = 20 \text{ ton/m}^2$

Dimensiones de la zapata.

$$A_F = \frac{P_S + \%P_S}{q_{adm}}$$

$$A_F = \frac{52,554 \text{ ton} + (0,20 * 52,554 \text{ ton})}{20 \text{ ton/m}^2}$$

$$A_F = 2,102 \text{ m}^2$$

$$A_F = B * L$$

$$B = L$$

$$A_F = B^2$$

$$\sqrt{B^2} = \sqrt{2,102 \text{ m}^2}$$

$B = 1,45 \text{ m}$ No Cumple por lo que se incrementa a $1,80 \text{ m}$

$$B = L = 1,80 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M_{SX}}{P_S} = \frac{1,047 \text{ ton} - \text{m}}{52,554 \text{ ton}} = 0,020 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1,80 \text{ m}}{6} = 0,30 \text{ m}$$

$$e_x < \frac{L}{6}$$

$0,020 \text{ m} < 0,30 \text{ m} \therefore$ Funciona la ecuación

$$e_y = \frac{M_{SY}}{P_S} = \frac{1,013 \text{ ton} - \text{m}}{52,554 \text{ ton}} = 0,019 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{1,80 \text{ m}}{6} = 0,30 \text{ m}$$

$$e_y < \frac{B}{6}$$

$0,019 \text{ m} < 0,30 \text{ m} \therefore$ Funciona la ecuación

$$qr = \frac{P_S}{B * L} \mp \frac{6 * M_{SX}}{B * L^2} \mp \frac{6 * M_{SY}}{B^2 * L}$$

$$qr = \frac{52,554 \text{ ton}}{1,80 \text{ m} * 1,80 \text{ m}} \mp \frac{6 * 1,047 \text{ ton} - m}{1,80 \text{ m} * (1,80 \text{ m})^2} \mp \frac{6 * 1,013 \text{ ton} - m}{(1,80 \text{ m})^2 * 1,80 \text{ m}}$$

$$qr = 16,220 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \mp 1,077 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \mp 1,042 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$qr1 = 16,220 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 1,077 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 1,042 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 18,339 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr2 = 16,220 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 1,077 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 1,042 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 16,255 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr3 = 16,220 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 1,077 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 1,042 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 16,185 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr4 = 16,220 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 1,077 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 1,042 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 14,101 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

Peralte de la zapata.

$$V_{ad} = 0,53 \sqrt{f'c}$$

$$V_{ad} = 0,53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$V_{ad} = 8,869 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f = \frac{1,2D + 1,6L}{D + L}$$

$$f = \frac{2,8}{2} = 1,4$$

$$q_{ult} = \frac{P_S * f}{B * L}$$

$$q_{ult} = \frac{52,554 \text{ ton} * 1,4}{1,80 \text{ m} * 1,80 \text{ m}}$$

$$q_{ult} = 22,709 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2,271 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$w = 55 \text{ cm}$$

$$B * L = 180 \text{ cm} * 180 \text{ cm} = 32400 \text{ cm}^2$$

$$\left(Vad + \frac{q_{ult}}{4} \right) d^2 + \left(Vad + \frac{q_{ult}}{2} \right) d * w = (B * L - w^2) \frac{q_{ult}}{4}$$

$$\left(8,869 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + \frac{2,271 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4} \right) d^2 + \left(8,869 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + \frac{2,271 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2} \right) d * 55$$

$$= (32400 \text{ cm}^2 - (55)^2) \frac{2,271 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4}$$

$$9,436 d^2 + 550,25 d = 16677,66$$

$$9,436 d^2 + 550,25 d - 16677,66 = 0$$

$$d1 = 22,00 \text{ cm}$$

$$d2 = -80,32 \text{ cm}$$

$$H = d + r$$

$$H = 22,00 \text{ cm} + 7,00 \text{ cm} = 29,00 \text{ cm}$$

$$H \cong 30,00 \text{ cm}$$

6.6.16.1.4. Prediseño columna F3

$$P_s = 78335,21 \text{ kgf} + 33125,39 \text{ kgf} = 111460,60 \text{ kgf} = 111,461 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} M_{sx} &= 686,12 \text{ kgf} - m + 618,16 \text{ kgf} - m = 1304,28 \text{ kgf} - m \\ &= 1,304 \text{ ton} - m \end{aligned}$$

$$M_{sy} = 22,55 \text{ kgf} - m + 10,02 \text{ kgf} - m = 32,570 \text{ kgf} - m = 0,033 \text{ ton} - m$$

$$M_R = \sqrt{M_{SX}^2 + M_{SY}^2}$$

$$M_R = \sqrt{(1,304 \text{ ton} - m)^2 + (0,033 \text{ ton} - m)^2}$$

$$M_R = 1,304 \text{ ton} - m$$

Datos iniciales:

- $f'c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$
- $q_{adm} = 20 \text{ ton/m}^2$

Dimensiones de la zapata.

$$A_F = \frac{P_S + \%P_S}{q_{adm}}$$

$$A_F = \frac{111,461 \text{ ton} + (0,20 * 111,461 \text{ ton})}{20 \text{ ton/m}^2}$$

$$A_F = 6,688 \text{ m}^2$$

$$A_F = B * L$$

$$B = L$$

$$A_F = B^2$$

$$\sqrt{B^2} = \sqrt{6,688 \text{ m}^2}$$

$$B = 2,59$$

$$L = 2,65 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M_{SX}}{P_S} = \frac{1,304 \text{ ton} - m}{111,461 \text{ ton}} = 0,012 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2,65 \text{ m}}{6} = 0,442 \text{ m}$$

$$e_x < \frac{L}{6}$$

0,012 m < 0,442 m ∴ Funciona la ecuación

$$e_y = \frac{M_{SY}}{P_S} = \frac{0,033 \text{ ton} - \text{m}}{111,461 \text{ ton}} = 0,0003 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{2,65 \text{ m}}{6} = 0,442 \text{ m}$$

$$e_y < \frac{B}{6}$$

0,0003 m < 0,442 m ∴ Funciona la ecuación

$$qr = \frac{P_S}{B * L} \mp \frac{6 * M_{SX}}{B * L^2} \mp \frac{6 * M_{SY}}{B^2 * L}$$

$$qr = \frac{111,461 \text{ ton}}{2,65 \text{ m} * 2,65 \text{ m}} \mp \frac{6 * 1,304 \text{ ton} - \text{m}}{2,65 \text{ m} * (2,65 \text{ m})^2} \mp \frac{6 * 0,033 \text{ ton} - \text{m}}{(2,65 \text{ m})^2 * 2,65 \text{ m}}$$

$$qr = 15,87 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \mp 0,420 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \mp 0,011 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$qr1 = 15,87 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,420 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,011 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 16,301 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr2 = 15,87 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,420 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,011 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 16,279 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr3 = 15,87 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,420 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,011 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 15,461 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr4 = 15,87 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,420 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,011 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 15,439 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

Peralte de la zapata.

$$V_{ad} = 0,53 \sqrt{f'c}$$

$$V_{ad} = 0,53 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$V_{ad} = 8,869 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f = \frac{1,2D + 1,6L}{D + L}$$

$$f = \frac{2,8}{2} = 1,4$$

$$q_{ult} = \frac{P_s * f}{B * L}$$

$$q_{ult} = \frac{111,461 \text{ ton} * 1,4}{2,65 \text{ m} * 2,65 \text{ m}}$$

$$q_{ult} = 22,220 \frac{\text{ton}}{m^2} = 2,222 \frac{kg}{cm^2}$$

$$w = 55 \text{ cm}$$

$$B * L = 265 \text{ cm} * 265 \text{ cm} = 70225 \text{ cm}^2$$

$$\left(V_{ad} + \frac{q_{ult}}{4}\right) d^2 + \left(V_{ad} + \frac{q_{ult}}{2}\right) d * w = (B * L - w^2) \frac{q_{ult}}{4}$$

$$\left(8,869 \frac{kg}{cm^2} + \frac{2,222 \frac{kg}{cm^2}}{4}\right) d^2 + \left(8,869 \frac{kg}{cm^2} + \frac{2,222 \frac{kg}{cm^2}}{2}\right) d * 55$$

$$= (70225 \text{ cm}^2 - (55)^2) \frac{2,222 \frac{kg}{cm^2}}{4}$$

$$9,424 d^2 + 548,88 d = 37329,69$$

$$9,424 d^2 + 548,88 d - 37329,69 = 0$$

$$d1 = 40,22 \text{ cm}$$

$$d2 = -98,47 \text{ cm}$$

$$H = d + r$$

$$H = 40,22 \text{ cm} + 7,00 \text{ cm} = 47,22 \text{ cm}$$

$$H \cong 50,00 \text{ cm}$$

6.6.16.2. PREDISEÑO CIMENTACIONES EDIFICIO SIN JUNTA CONSTRUCTIVA.

Tabla 6.6.16.2. Resumen cargas cimentaciones Estructura 2.

COLUMNA	E3
TIPO DE CARGA	CARGA MUERTA
Cargas Puntuales	
Fuerza en X (kgf)	-153,89
Fuerza en Y (kgf)	-857,46
Fuerza gravitatoria en Z (kgf)	85702,47
Momento en X (kgf-m)	893,06
Momento en Y (kgf-m)	-740,79
Momento en Z (kgf-m)	7,939 E-02
TIPO DE CARGA	CARGA VIVA
Cargas Puntuales	
Fuerza en X (kgf)	-88,14
Fuerza en Y (kgf)	-500,74
Fuerza gravitatoria en Z (kgf)	35384,67
Momento en X (kgf-m)	529,83

Momento en Y (kgf-m)	-258,57
Momento en Z (kgf-m)	2,877 E-02

Fuente: Autor

6.6.16.2.1. Prediseño columna E3

$$P_S = 85702,47 \text{ kgf} + 35384,67 \text{ kgf} = 121087,14 \text{ kgf} = 121,09 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} M_{SX} &= 893,06 \text{ kgf} - m + 529,83 \text{ kgf} - m = 1422,89 \text{ kgf} - m \\ &= 1,423 \text{ ton} - m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{SY} &= -740,79 \text{ kgf} - m - 258,57 \text{ kgf} - m = -999,36 \text{ kgf} - m \\ &= 0,999 \text{ ton} - m \end{aligned}$$

$$M_R = \sqrt{M_{SX}^2 + M_{SY}^2}$$

$$M_R = \sqrt{(1,423 \text{ ton} - m)^2 + (0,999 \text{ ton} - m)^2}$$

$$M_R = 1,738 \text{ ton} - m$$

Datos iniciales:

- $f'_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$
- $Q_{adm} = 20 \text{ ton/m}^2$

Dimensiones de la zapata.

$$A_F = \frac{P_S + \%P_S}{q_{adm}}$$

$$A_F = \frac{121,09 \text{ ton} + (0,20 * 121,09 \text{ ton})}{20 \text{ ton/m}^2}$$

$$A_F = 7,26 \text{ m}^2$$

$$A_F = B * L$$

$$B = L$$

$$A_F = B^2$$

$$\sqrt{B^2} = \sqrt{7,26 \text{ m}^2}$$

$$B = 2,69 \text{ m} \cong 2,65 \text{ m}$$

$$L = 2,65 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M_{SX}}{P_S} = \frac{1,423 \text{ ton} - \text{m}}{121,09 \text{ ton}} = 0,012 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2,65 \text{ m}}{6} = 0,442 \text{ m}$$

$$e_x < \frac{L}{6}$$

0,012 m < 0,442 m ∴ Funciona la ecuación

$$e_y = \frac{M_{SY}}{P_S} = \frac{0,999 \text{ ton} - \text{m}}{121,09 \text{ ton}} = 0,008 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{2,65 \text{ m}}{6} = 0,442 \text{ m}$$

$$e_y < \frac{B}{6}$$

0,008 m < 0,442 m ∴ Funciona la ecuación

$$qr = \frac{P_S}{B * L} \mp \frac{6 * M_{SX}}{B * L^2} \mp \frac{6 * M_{SY}}{B^2 * L}$$

$$qr = \frac{121,09 \text{ ton}}{2,65 \text{ m} * 2,65 \text{ m}} \mp \frac{6 * 1,423 \text{ ton} - \text{m}}{2,65 \text{ m} * (2,65 \text{ m})^2} \mp \frac{6 * 0,999 \text{ ton} - \text{m}}{(2,65 \text{ m})^2 * 2,65 \text{ m}}$$

$$qr = 17,243 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \mp 0,459 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \mp 0,854 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$qr1 = 17,243 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,459 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,854 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 18,556 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr2 = 17,243 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,459 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,854 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 16,848 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr3 = 17,243 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,459 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,854 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 17,638 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr4 = 17,243 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,459 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,854 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 15,930 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

Peralte de la zapata.

$$V_{ad} = 0,53 \sqrt{f'c}$$

$$V_{ad} = 0,53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$V_{ad} = 8,869 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f = \frac{1,2D + 1,6L}{D + L}$$

$$f = \frac{2,8}{2} = 1,4$$

$$q_{ult} = \frac{P_s * f}{B * L}$$

$$q_{ult} = \frac{121,09 \text{ ton} * 1,4}{2,65 \text{ m} * 2,65 \text{ m}}$$

$$q_{ult} = 24,14 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2,414 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$w = 55 \text{ cm}$$

$$B * L = 250 \text{ cm} * 250 \text{ cm} = 62500 \text{ cm}^2$$

$$\left(Vad + \frac{q_{ult}}{4} \right) d^2 + \left(Vad + \frac{q_{ult}}{2} \right) d * w = (B * L - w^2) \frac{q_{ult}}{4}$$

$$\left(8,869 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + \frac{2,414 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4} \right) d^2 + \left(8,869 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + \frac{2,414 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2} \right) d * 55$$
$$= (62500 \text{ cm}^2 - (55)^2) \frac{2,414 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4}$$

$$9,473 d^2 + 554,18 d = 35893,163$$

$$9,473 d^2 + 554,18 d - 35893,163 = 0$$

$$d1 = 38,90 \text{ cm}$$

$$d2 = -97,40 \text{ cm}$$

$$H = d + r$$

$$H = 38,90 \text{ cm} + 7,00 \text{ cm} = 45,90 \text{ cm}$$

$$H \cong 50,00 \text{ cm}$$

6.6.16.3. CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO.

$$q_{adm} = 20,00 \frac{ton}{m^2}$$

$$20,00 \frac{Ton}{m^2} * \frac{1m^2}{1Ton} * \frac{1000 kg}{10000 cm^2} = 2,00 \frac{kg}{cm^2}$$

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Figura 6.6.16. Módulo de reacción del Suelo.

[40] Nelson Morrison, Barcelona- España. 1993, Tesis de maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio deWinkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Recuperado de <http://es.scribd.com/doc/59966677/modulo-de-balasto#scribd>

$$Winkler = 4,00 \frac{kg}{cm^3}$$

$$4,00 \frac{kg}{cm^3} * \frac{1 Ton}{1000 kg} * \frac{(100^3)cm^3}{1m^3} = 4000,00 \frac{Ton}{m^3}$$

6.6.16.4. Diseño de Cimentaciones.

Después de analizar toda la planta de cimentaciones como conjunto en el programa computacional, se procede a diseñar las cimentaciones manualmente (una central y una de lindero) por comprobación de resultados.

6.6.16.4.1. Cimentación central (C7).

Tabla 6.6.16.4.1. Cargas cimentación central.

COLUMNA	C7
TIPO DE CARGA	CARGA MUERTA
Cargas Puntuales	
Fuerza en X (kgf)	-803,49
Fuerza en Y (kgf)	-1045,31
Fuerza gravitatoria en Z (kgf)	70719,21
Momento en X (kgf-m)	1252,44
Momento en Y (kgf-m)	-933,09
Momento en Z (kgf-m)	0,17
TIPO DE CARGA	CARGA VIVA
Cargas Puntuales	
Fuerza en X (kgf)	-384,90
Fuerza en Y (kgf)	-404,38
Fuerza gravitatoria en Z (kgf)	30308,28
Momento en X (kgf-m)	481,12
Momento en Y (kgf-m)	-369,33
Momento en Z (kgf-m)	6,398 E-02

Fuente: Autor

$$P_S = 70719,21 \text{ kgf} + 30308,28 \text{ kgf} = 101027,49 \text{ kgf} = 101,03 \text{ ton}$$

$$M_{SX} = 1252,44 \text{ kgf} - m + 481,12 \text{ kgf} - m = 1733,56 \text{ kgf} - m$$

$$= 1,733 \text{ ton} - m$$

$$M_{SY} = -933,09 \text{ kgf} - m - 369,33 \text{ kgf} - m = 1302,42 \text{ kgf} - m$$

$$= -1,302 \text{ ton} - m$$

Datos iniciales:

- $f'c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$
- $q_{adm} = 20 \text{ ton/m}^2$
- $B = 3,20 \text{ m}$
- $L = 3,20 \text{ m}$

$$q_r = \frac{P_s}{B * L} \mp \frac{6 * M_{SX}}{B * L^2} \mp \frac{6 * M_{SY}}{B^2 * L}$$

$$q_r = \frac{101,03 \text{ ton}}{3,20 \text{ m} * 3,20 \text{ m}} \mp \frac{6 * 1,733 \text{ ton} - m}{3,20 \text{ m} * (3,20 \text{ m})^2} \mp \frac{6 * 1,302 \text{ ton} - m}{(3,20 \text{ m})^2 * 3,20 \text{ m}}$$

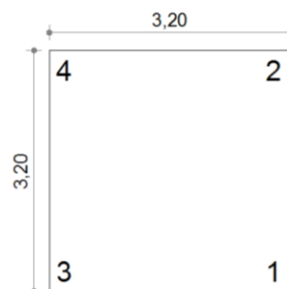
$$q_r = 9,866 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \mp 0,317 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \mp 0,238 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{r1} = 9,866 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,317 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,238 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 10,421 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$q_{r2} = 9,866 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,317 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,238 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 9,945 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$q_{r3} = 9,866 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,317 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,238 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 9,787 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$q_{r4} = 9,866 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,317 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,238 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 9,311 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$



Diseño a corte

- Sentido largo (1-3)

$$z = \frac{L - a}{2}$$

$$z = \frac{3,20m - 0,65m}{2}$$

$$z = 1,275 m$$

$$d = h - r$$

$$d = 50 cm - 7 cm$$

$$d = 43 cm = 0,43 m$$

$$y = z - d$$

$$y = 1,275 m - 0,43 m$$

$$y = 0,845 m$$

$$m = \frac{q_{may} - q_{menor}}{L}$$

$$m = \frac{10,421 \frac{t}{m^2} - 9,787 \frac{t}{m^2}}{3,20 m}$$

$$m = 0,198 \frac{t}{m^3}$$

$$x = y = 0,845 m$$

$$q(0,845) = q_{may} - mx$$

$$q(0,845) = 10,421 \frac{t}{m^2} - \left(0,198 \frac{t}{m^3} * 0,845m \right)$$

$$q(0,845) = 10,253 \frac{t}{m^2}$$

$$Vv = \left(q \max - \frac{mx^2}{2} \right) * B$$

$$Vv = \left(10,421 \frac{t}{m^2} * 0,845 m - \frac{0,198 \frac{t}{m^3} * (0,845)^2 m^2}{2} \right) * 3,20 m$$

$$Vv = 27,95 t$$

$$Vu = f * Vv$$

$$Vu = 1,40 * (27,95t)$$

$$Vu = 39,13 t$$

$$v = \frac{Vu}{\emptyset * B * d}$$

$$v = \frac{39,13 t}{0,85 * 3,20 m * 0,43 m}$$

$$v = 33,45 \frac{t}{m^2} = 3,35 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Vadm = 0,53 \sqrt{f'c}$$

$$Vadm = 0,53 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Vadm = 8,87 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v < Vadm$$

$$3,35 \frac{kg}{cm^2} < 8,87 \frac{kg}{cm^2} \therefore \text{Cumple a Corte}$$

- Sentido corto (3-4)

$$z' = \frac{B - b}{2}$$

$$z' = \frac{3,20m - 0,65m}{2}$$

$$z' = 1,275 m$$

$$d = h - r$$

$$d = 50 cm - 7 cm$$

$$d = 43 cm = 0,43 m$$

$$y' = z' - d$$

$$y' = 1,275 m - 0,43 m$$

$$y' = 0,845 m$$

$$m = \frac{q_{may} - q_{menor}}{B}$$

$$m = \frac{9,787 \frac{t}{m^2} - 9,311 \frac{t}{m^2}}{3,20 m}$$

$$m = 0,149 \frac{t}{m^3}$$

$$y' = 0,845 m$$

$$q(0,845) = q_{may} - mx$$

$$q(0,845) = 9,787 \frac{t}{m^2} - \left(0,149 \frac{t}{m^3} * 0,845m \right)$$

$$q(0,845) = 9,66 \frac{t}{m^2}$$

$$Vv = \left(q \max - \frac{mx^2}{2} \right) * L$$

$$Vv = \left(9,787 \frac{t}{m^2} * 0,845 m - \frac{0,149 \frac{t}{m^3} * (0,845)^2 m^2}{2} \right) * 3,20 m$$

$$Vv = 26,29 t$$

$$Vu = f * Vv$$

$$Vu = 1,40 * (26,29 t)$$

$$Vu = 36,81 t$$

$$vv = \frac{Vu}{\emptyset * L * d}$$

$$vv = \frac{36,81 t}{0,85 * 3,20 m * 0,43 m}$$

$$vv = 31,47 \frac{t}{m^2} = 3,15 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Vadm = 0,53 \sqrt{f'c}$$

$$Vadm = 0,53 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Vadm = 8,87 \frac{kg}{cm^2}$$

$$vv < Vadm$$

$$3,15 \frac{kg}{cm^2} < 8,87 \frac{kg}{cm^2} \therefore \text{Cumple a Corte}$$

Punzonamiento.

$$Vp = \left(Ps - \frac{Ps}{B * L} * (a + d) * (b + d) \right)$$

$$Vp = \left(101,03 \text{ ton} - \frac{101,03 \text{ ton}}{3,20 \text{ m} * 3,20 \text{ m}} * (0,65 \text{ m} + 0,43 \text{ m}) * (0,65 \text{ m} + 0,43 \text{ m}) \right)$$

$$Vp = 124,03 \text{ t}$$

$$Vup = f * Vp$$

$$Vup = 1,4 * 124,03 \text{ t}$$

$$Vup = 173,64 \text{ t}$$

$$bo = 2 * (a + d) + 2 * (b + d)$$

$$bo = 2 * (0,65 \text{ m} + 0,43 \text{ m}) + 2 * (0,65 \text{ m} + 0,43 \text{ m})$$

$$bo = 4,32 \text{ m}$$

$$Vcp = \frac{Vup}{\phi * bo * d}$$

$$Vcp = \frac{173,64 \text{ t}}{0,85 * 4,32 \text{ m} * 0,43 \text{ m}}$$

$$Vcp = 109,97 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \equiv 10,99 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Vadm = 1,06 \sqrt{f'c}$$

$$Vadm = 1,06 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$V_{ad} = 17,737 \frac{kg}{cm^2}$$

$$V_{cp} < V_{adm}$$

$$10,99 \frac{kg}{cm^2} < 17,737 \frac{kg}{cm^2} \therefore \text{Cumple a punzonamiento}$$

Diseño a flexión

- Sentido largo (1-3)

$$z = 1,275 \text{ m}$$

$$M = \left(q_{may} * \frac{x^2}{2} - \frac{m * x^3}{6} \right) * B$$

$$M = \left(10,421 \frac{t}{m^2} * \frac{(0,845)^2 m^2}{2} - \frac{0,198 \frac{t}{m^3} * (0,845)^3 m^3}{6} \right) * 3,20 \text{ m}$$

$$M = 11,84 \text{ t} - m$$

$$M_u = f * M$$

$$M_u = 1,4 * 11,84 \text{ t} - m$$

$$M_u = 16,58 \text{ t} - m$$

$$k = \frac{M_u x}{\emptyset * B * d^2 * f'c}$$

$$k = \frac{16,58 * 10^3 \text{ kg} - \text{cm}}{0,90 * 320 \text{ cm} * (43)^2 \text{ cm}^2 * 280 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$k = 0,00011$$

$$k \text{ máx} = \frac{1}{2,36}$$

$$k \text{ máx} = 0.4237$$

$$p = \frac{f'c}{fy} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2,36 * k)}}{1,18}$$

$$p = \frac{280 \frac{kg}{cm^2}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2,36 * 0,00011)}}{1,18}$$

$$p = 0,0000074$$

$$p \text{ min} = \frac{14,1}{fy}$$

$$p \text{ min} = \frac{14,1}{4200 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$p \text{ min} = 0,0034$$

$$pb = 0,85 * B1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6300}{6300 + fy}$$

$$pb = 0,85 * 0,85 * \frac{280 \frac{kg}{cm^2}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * \frac{6300}{6300 + 4200 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$pb = 0,0289$$

$$p \text{ max} = 0,5 * pb$$

$$p \text{ max} = 0,5 * 0,0289$$

$$p \text{ max} = 0,145$$

$$p \text{ max} > p > p \text{ min}$$

$$0,145 > 0,0000074 > 0,0034$$

$$p = p_{min}$$

$$p = 0,0034$$

$$A_s = p * B * d$$

$$A_s = 0,0034 * 320 \text{ cm} * 43 \text{ cm}$$

$$A_s = 46,78 \text{ cm}^2 \cong 19 \phi 18 \text{ mm}$$

$$E = \frac{B}{\# \text{ HIERROS} - 1}$$

$$E = \frac{320 \text{ cm}}{18}$$

$$E = 17,77 \text{ cm} \cong 17,50 \text{ cm}$$

- Sentido corto (3-4)

$$z' = 1,275 \text{ m}$$

$$M = \left(q_{may} * \frac{y'^2}{2} - \frac{m * y'^3}{6} \right) * L$$

$$M = \left(9,787 \frac{t}{m^2} * \frac{(0,845)^2 m^2}{2} - \frac{0,149 \frac{t}{m^3} * (0,845)^3 m^3}{6} \right) * 3,20 \text{ m}$$

$$M = 11,13 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_u = f * M$$

$$M_u = 1,4 * 11,13 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_u = 15,59 \text{ t} - \text{m}$$

$$k = \frac{M_{ux}}{\phi * L * d^2 * f'c}$$

$$k = \frac{15,59 * 10^3 \text{ kg} - \text{cm}}{0,90 * 320 \text{ cm} * (43)^2 \text{ cm}^2 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$k = 0,000104$$

$$k \text{ máx} = \frac{1}{2,36}$$

$$k \text{ máx} = 0,4237$$

$$p = \frac{f'c}{fy} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2,36 * k)}}{1,18}$$

$$p = \frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2,36 * 0,000104)}}{1,18}$$

$$p = 0,0000069$$

$$p \text{ min} = \frac{14,1}{fy}$$

$$p \text{ min} = \frac{14,1}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$p \text{ min} = 0,0034$$

$$pb = 0,85 * B1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6300}{6300 + fy}$$

$$pb = 0,85 * 0,85 * \frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \frac{6300}{6300 + 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$pb = 0,0289$$

$$p \text{ max} = 0,5 * pb$$

$$p_{max} = 0,5 * 0,289$$

$$p_{max} = 0,145$$

$$p_{max} > p > p_{min}$$

$$0,145 > 0,0000069 > 0,0034$$

$$p = p_{min}$$

$$p = 0,0034$$

$$A_s = p * L * d$$

$$A_s = 0,0034 * 320 \text{ cm} * 43 \text{ cm}$$

$$A_s = 46,78 \text{ cm}^2 \cong 19 \phi 18 \text{ mm}$$

$$E = \frac{L}{\# \text{ HIERROS} - 1}$$

$$E = \frac{320 \text{ cm}}{18}$$

$$E = 17,77 \text{ cm} \cong 17,50 \text{ cm}$$

6.6.16.4.2. Cimentación de lindero (E9).

Tabla 6.6.16.4.2. Cargas cimentación lindero.

COLUMNA	C7
TIPO DE CARGA	CARGA MUERTA
Cargas Puntuales	
Fuerza en X (kgf)	305,31
Fuerza en Y (kgf)	-725,78
Fuerza gravitatoria en Z (kgf)	38367,26
Momento en X (kgf-m)	703,36

Momento en Y (kgf-m)	676,28
Momento en Z (kgf-m)	0,13
TIPO DE CARGA	CARGA VIVA
Cargas Puntuales	
Fuerza en X (kgf)	138,81
Fuerza en Y (kgf)	-348,63
Fuerza gravitatoria en Z (kgf)	14186,90
Momento en X (kgf-m)	343,87
Momento en Y (kgf-m)	337,12
Momento en Z (kgf-m)	4,529 E-02

Fuente: Autor

$$P_s = 38367,26 \text{ kgf} + 14186,90 \text{ kgf} = 52554,16 \text{ kgf} = 52,554 \text{ ton}$$

$$M_{sx} = 703,36 \text{ kgf} - m + 343,87 \text{ kgf} - m = 1047,23 \text{ kgf} - m \\ = 1,047 \text{ ton} - m$$

$$M_{sy} = 676,28 \text{ kgf} - m + 337,12 \text{ kgf} - m = 1013,40 \text{ kgf} - m \\ = 1,013 \text{ ton} - m$$

Datos iniciales:

- $f'c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$
- $q_{adm} = 20 \text{ ton/m}^2$
- $B = 3,60 \text{ m}$
- $L = 2,40 \text{ m}$

$$qr = \frac{P_s}{B * L} \mp \frac{6 * M_{sx}}{B * L^2} \mp \frac{6 * M_{sy}}{B^2 * L}$$

$$qr = \frac{52,554 \text{ ton}}{3,60 \text{ m} * 2,40 \text{ m}} \mp \frac{6 * 1,047 \text{ ton} - m}{3,60 \text{ m} * (2,40 \text{ m})^2} \mp \frac{6 * 1,013 \text{ ton} - m}{(3,60 \text{ m})^2 * 2,40 \text{ m}}$$

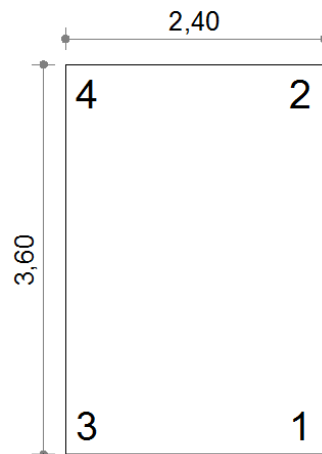
$$qr = 6,843 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \mp 0,151 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \mp 0,195 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$qr1 = 6,843 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,151 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,195 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 7,189 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr2 = 6,843 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,151 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,195 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 6,799 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr3 = 6,843 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,151 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0,195 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 6,887 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$

$$qr4 = 6,843 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,151 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 0,195 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 6,497 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm}$$



Diseño a corte

- Sentido largo (1-3)

$$z = L - \frac{a}{2}$$

$$z = 2,40 \text{ m} - \frac{0,65 \text{ m}}{2}$$

$$z = 2,075 \text{ m}$$

$$d = h - r$$

$$d = 50 \text{ cm} - 7 \text{ cm}$$

$$d = 43 \text{ cm} = 0,43 \text{ m}$$

$$y = z - d$$

$$y = 2,075 \text{ m} - 0,43 \text{ m}$$

$$y = 1,645 \text{ m}$$

$$m = \frac{q_{\text{may}} - q_{\text{menor}}}{L}$$

$$m = \frac{7,189 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} - 6,887 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}}{2,40 \text{ m}}$$

$$m = 0,126 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

$$x = y = 1,645 \text{ m}$$

$$q(1,645) = q_{\text{may}} - mx$$

$$q(1,645) = 7,189 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} - \left(0,126 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} * 1,645 \text{ m} \right)$$

$$q(1,645) = 6,981 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$Vv = \left(q_{\text{max}} - \frac{mx^2}{2} \right) * B$$

$$Vv = \left(7,189 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} * 1,645 \text{ m} - \frac{0,126 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} * (1,645)^2 \text{ m}^2}{2} \right) * 3,60 \text{ m}$$

$$Vv = 41,96 \text{ t}$$

$$Vu = f * Vv$$

$$Vu = 1,40 * (41,96 \text{ t})$$

$$Vu = 58,74 \text{ t}$$

$$vv = \frac{Vu}{\emptyset * B * d}$$

$$vv = \frac{58,74 \text{ t}}{0,85 * 3,60 \text{ m} * 0,43 \text{ m}}$$

$$vv = 44,64 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 4,46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Vadm = 0,53 \sqrt{f'c}$$

$$Vadm = 0,53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$Vadm = 8,87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$vv < Vadm$$

$$4,46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 8,87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{Cumple a Corte}$$

- Sentido corto (3-4)

$$z' = \frac{B - b}{2}$$

$$z' = \frac{3,60\text{m} - 0,65\text{m}}{2}$$

$$z' = 1,475 \text{ m}$$

$$d = h - r$$

$$d = 50 \text{ cm} - 7 \text{ cm}$$

$$d = 43 \text{ cm} = 0,43 \text{ m}$$

$$y' = z' - d$$

$$y' = 1,475 m - 0,43 m$$

$$y' = 1,045 m$$

$$m = \frac{q_{may} - q_{menor}}{B}$$

$$m = \frac{6,887 \frac{ton}{m^2} \frac{t}{m^2} - 6,497 \frac{t}{m^2}}{3,60 m}$$

$$m = 0,108 \frac{t}{m^3}$$

$$y' = 1,045 m$$

$$q(1,045) = q_{may} - mx$$

$$q(1,045) = 6,887 \frac{t}{m^2} - \left(0,108 \frac{t}{m^3} * 1,045m \right)$$

$$q(1,095) = 6,774 \frac{t}{m^2}$$

$$Vv = \left(q_{max} - \frac{mx^2}{2} \right) * L$$

$$Vv = \left(6,887 \frac{t}{m^2} * 1,045 m - \frac{0,108 \frac{t}{m^3} * (1,045)^2 m^2}{2} \right) * 2,40 m$$

$$Vv = 17,13 t$$

$$Vu = f * Vv$$

$$Vu = 1,40 * (17,13 t)$$

$$Vu = 23,98 t$$

$$v_v = \frac{Vu}{\emptyset * L * d}$$

$$v_v = \frac{23,98 \text{ t}}{0,85 * 2,40 \text{ m} * 0,43 \text{ m}}$$

$$v_v = 27,34 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 2,73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{adm} = 0,53 \sqrt{f'c}$$

$$V_{adm} = 0,53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$V_{adm} = 8,87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_v < V_{adm}$$

$$2,73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 8,87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{Cumple a Corte}$$

Punzonamiento.

$$V_p = \left(P_s - \frac{P_s}{B * L} * (a + d) * (b + d) \right)$$

$$V_p = \left(52,554 \text{ ton} - \frac{52,554 \text{ ton}}{3,60 \text{ m} * 2,40 \text{ m}} * (0,65 \text{ m} + 0,43 \text{ m}) * (0,65 \text{ m} + 0,43 \text{ m}) \right)$$

$$V_p = 54,20 \text{ t}$$

$$V_{up} = f * V_p$$

$$V_{up} = 1,4 * 54,20 \text{ t}$$

$$V_{up} = 75,89 \text{ t}$$

$$b_o = 2 * (a + d) + 2 * (b + d)$$

$$b_o = 2 * (0,65 \text{ m} + 0,43 \text{ m}) + 2 * (0,65 \text{ m} + 0,43 \text{ m})$$

$$b_o = 4,32 \text{ m}$$

$$V_{cp} = \frac{V_{up}}{\emptyset * b_o * d}$$

$$V_{cp} = \frac{75,89 \text{ t}}{0,85 * 4,32 \text{ m} * 0,43 \text{ m}}$$

$$V_{cp} = 48,06 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \equiv 4,81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{adm} = 1,06 \sqrt{f'c}$$

$$V_{adm} = 1,06 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$V_{adm} = 17,737 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{cp} < V_{adm}$$

$$4,81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 17,737 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{Cumple a punzonamiento}$$

Diseño a flexión

- Sentido largo (1-3)

$$z = 2,075 \text{ m}$$

$$M = \left(q_{may} * \frac{x^2}{2} - \frac{m * x^3}{6} \right) * B$$

$$M = \left(7,189 \frac{t}{m^2} * \frac{(2,075)^2 m^2}{2} - \frac{0,126 \frac{t}{m^3} * (2,075)^3 m^3}{6} \right) * 3,60 m$$

$$M = 55,04 t - m$$

$$Mu = f * M$$

$$Mu = 1,4 * 55,04 t - m$$

$$Mu = 77,06 t - m$$

$$k = \frac{Mux}{\emptyset * B * d^2 * f'c}$$

$$k = \frac{77,06 * 10^3 kg - cm}{0,90 * 360 cm * (43)^2 cm^2 * 280 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$k = 0,000459$$

$$k \text{ máx} = \frac{1}{2,36}$$

$$k \text{ máx} = 0,4237$$

$$p = \frac{f'c}{fy} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2,36 * k)}}{1,18}$$

$$p = \frac{280 \frac{kg}{cm^2}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2,36 * 0,000459)}}{1,18}$$

$$p = 0,0000306$$

$$p \text{ min} = \frac{14,1}{fy}$$

$$p_{min} = \frac{14,1}{4200 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$p_{min} = 0,0034$$

$$pb = 0,85 * B1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6300}{6300 + fy}$$

$$pb = 0,85 * 0,85 * \frac{280 \frac{kg}{cm^2}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * \frac{6300}{6300 + 4200 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$pb = 0,0289$$

$$p_{max} = 0,5 * pb$$

$$p_{max} = 0,5 * 0,0289$$

$$p_{max} = 0,145$$

$$p_{max} > p > p_{min}$$

$$0,145 > 0,0000306 > 0,0034$$

$$p = p_{min}$$

$$p = 0,0034$$

$$As = p * B * d$$

$$As = 0,0034 * 360 \text{ cm} * 43 \text{ cm}$$

$$As = 52,63 \text{ cm}^2$$

- Faja Central

$$\beta = \frac{LADO \text{ LARGO}}{LADO \text{ CORTO}}$$

$$\beta = \frac{3,60 \text{ m}}{2,40 \text{ m}}$$

$$\beta = 1,50$$

$$F.C. = \frac{2}{\beta + 1}$$

$$F.C. = \frac{2}{1,50 + 1}$$

$$F.C. = 0,80$$

$$ACERO F.C. = \% F.C. * A_s$$

$$ACERO F.C. = 0,8 * 52,63 \text{ cm}^2$$

$$ACERO F.C. = 42,10 \text{ cm}^2 \cong 18\emptyset 18 \text{ mm}$$

$$E = \frac{L}{\# \text{ HIERROS} - 1}$$

$$E = \frac{240 \text{ cm}}{18 - 1}$$

$$E = 14,12 \text{ cm} \cong 14,00 \text{ cm}$$

- Faja Lateral.

$$F.L.T = A_s - ACERO FAJA CENTRAL$$

$$F.L.T = 52,63 \text{ cm}^2 - 42,10 \text{ cm}^2$$

$$F.L.T = 10,53 \text{ cm}^2$$

$$\frac{F.L.T}{2} = \frac{10,53 \text{ cm}^2}{2} = 5,26 \text{ cm}^2 \cong 2\emptyset 18 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud F.L.T} = \frac{B - L}{2}$$

$$\text{Longitud F.L.T} = \frac{3,60 \text{ m} - 2,40 \text{ m}}{2}$$

$$\text{Longitud F.L.T} = 0,60 \text{ m}$$

$$E = \frac{\text{Longitud F.L.T}}{\# \text{ HIERROS}}$$

$$E = \frac{60 \text{ cm}}{2}$$

$$E = 30,00 \text{ cm}$$

- Sentido corto (3-4)

$$z' = 1,475 \text{ m}$$

$$M = \left(qmay * \frac{y'^2}{2} - \frac{m * y'^3}{6} \right) * L$$

$$M = \left(6,887 \frac{t}{m^2} * \frac{(1,475)^2 m^2}{2} - \frac{0,108 \frac{t}{m^3} * (1,475)^3 m^3}{6} \right) * 2,40 \text{ m}$$

$$M = 17,84 \text{ t} - m$$

$$Mu = f * M$$

$$Mu = 1,4 * 17,84 \text{ t} - m$$

$$Mu = 24,98 \text{ t} - m$$

$$k = \frac{Mux}{\emptyset * L * d^2 * f'c}$$

$$k = \frac{24,98 * 10^3 \text{ kg} - \text{cm}}{0,90 * 240 \text{ cm} * (43)^2 \text{ cm}^2 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$k = 0,000223$$

$$k \text{ máx} = \frac{1}{2,36}$$

$$k \text{ máx} = 0,4237$$

$$p = \frac{f'c}{fy} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2,36 * k)}}{1,18}$$

$$p = \frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2,36 * 0,000223)}}{1,18}$$

$$p = 0,0000149$$

$$p \text{ min} = \frac{14,1}{fy}$$

$$p \text{ min} = \frac{14,1}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$p \text{ min} = 0,0034$$

$$pb = 0,85 * B1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6300}{6300 + fy}$$

$$pb = 0,85 * 0,85 * \frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \frac{6300}{6300 + 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$pb = 0,0289$$

$$p \text{ max} = 0,5 * pb$$

$$p_{max} = 0,5 * 0,289$$

$$p_{max} = 0,145$$

$$p_{max} > p > p_{min}$$

$$0,145 > 0,0000149 > 0,0034$$

$$p = p_{min}$$

$$p = 0,0034$$

$$As = p * L * d$$

$$As = 0,0034 * 240 \text{ cm} * 43 \text{ cm}$$

$$As = 35,08 \text{ cm}^2 \cong 15 \phi 18 \text{ mm}$$

$$E = \frac{L}{\# \text{ HIERROS} - 1}$$

$$E = \frac{240 \text{ cm}}{15 - 1}$$

$$E = 17,14 \text{ cm} \cong 17,50 \text{ cm}$$

6.6.17. DISEÑO CADENA DE AMARRE.

Para tener una buena estabilidad en las cimentaciones y las columnas de hormigón, es necesario que la altura de la cadena de amarre sea igual a la viga de mayor peralte en el primer piso.

La viga de mayor altura en el primer piso es una viga IPE 400.

$$h_{CADENA} = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

El ancho debe tener como mínimo el ancho de la columna menos 10 cm a cada lado para tener un buen confinamiento.

$$b_{CADENA} = 55 \text{ cm} - (2 * 10 \text{ cm})$$

$$b_{CADENA} = 35 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$\sigma = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P = Fy$$

$$P = 178,3362 \text{ ton}$$

$$P = 178,3362 \text{ ton} * \frac{1000 \text{ kg}}{1 \text{ ton}}$$

$$P = 178336,2 \text{ kg}$$

$$A = \frac{P}{\sigma}$$

$$A = \frac{178336,2 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A = A_s = 42,46 \text{ cm}^2$$

$$p \text{ min} = \frac{14,1}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$p \text{ min} = 0,0034$$

$$pb = 0,85 * B1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6300}{6300 + fy}$$

$$pb = 0,85 * 0,85 * \frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \frac{6300}{6300 + 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$pb = 0,0289$$

$$p \text{ max} = 0,5 * pb$$

$$p \text{ max} = 0,5 * 0,0289$$

$$p \text{ max} = 0,0145$$

$$d = h - r$$

$$d = 40 \text{ cm} - 7 \text{ cm}$$

$$d = 33 \text{ cm}$$

$$p = \frac{A_s}{b * d}$$

$$p = \frac{42,46 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} * 33 \text{ cm}}$$

$$p = 0,036$$

$$p_{max} > p > p_{min}$$

$$0,145 > 0,036 > 0,0034 \therefore CUMPLE$$

$$A_s = 42,46 \text{ cm}^2$$

$$A_s \cong 12 \phi 22 \text{ mm}$$

Se colocara un estribo $\Phi 8$ mm siempre y cuando la varilla con que se arma la cadena de amarre no supere los 25 mm, caso contrario se colocara estribos en $\Phi 10$ mm.

$$E = \phi 8 \text{ mm}$$

$$s = \frac{h}{2}$$

$$s = \frac{40 \text{ cm}}{2}$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

$$1 \phi 8 \text{ mm @ } 20 \text{ cm}$$

6.6.18. DISEÑO DE COLUMNA CORTA.

Combinación de carga:

$$U = 1,2 C_{MUERTA} + 0,5 C_{VIVA} + C_{SISMO}$$

Datos iniciales:

- $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $h = 1,50 \text{ m}$

Fuerzas y momentos iniciales:

- $Fx = -2,5938 \text{ ton}$
- $Fy = -11,408 \text{ ton}$
- $Fz = 178,3362 \text{ ton}$
- $Mx = 22,222 \text{ ton-m}$
- $My = -2,7798 \text{ ton-m}$

Tabla 6.6.18.1. Refuerzo longitudinal para $P_u - M_{u2} - M_{u3}$

Ubicación columna	Área de acero (mm^2)	% de acero
Cabeza	10198	2,41
Pie	10146	2,4

Fuente: Autor

Tabla 6.6.18.2. Momento Biaxial y Carga Axial de Diseño para: $P_u - M_{u2} - M_{u3}$

Ubicación columna	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m	Localización mm
Cabeza	-285,3379	-21,8982	2,5448	1500
Pie	-283,5106	-21,8982	-5,4746	0

Fuente: Autor

Tabla 6.6.18.3. Refuerzo de corta para el mayor cortante, V_{u2}

Ubicación columna	Área de acero, A_v /s (mm^2/m)	V_{u2} (tonf)	Localización (mm)
Cabeza	541,67	5,3462	1500
Pie	541,67	5,3462	0

Fuente: Autor

Refuerzo Longitudinal.

$$A_s = 10198 \text{ mm}^2$$

$$10198 \text{ mm}^2 * \frac{1 \text{ cm}^2}{100 \text{ mm}^2} = 101,98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 101,98 \text{ cm}^2 \cong 20 \text{ } \phi \text{ } 25 \text{ mm}$$

Armadura de corte

$$A_c = 541,76 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$541,76 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} * \frac{1 \text{ cm}^2}{100 \text{ mm}^2} = 5,42 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$5,42 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\text{m (100 cm)}$$

$$x \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{ cm}$$

$$x = \frac{10 \text{ cm} * 5,42 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}}$$

$$x = 0,54 \text{ cm}^2 \cong 1\phi 10\text{mm}$$

Para tener mejor confinamiento del hormigón y que se arme de mejor manera se coloca doble estribo.

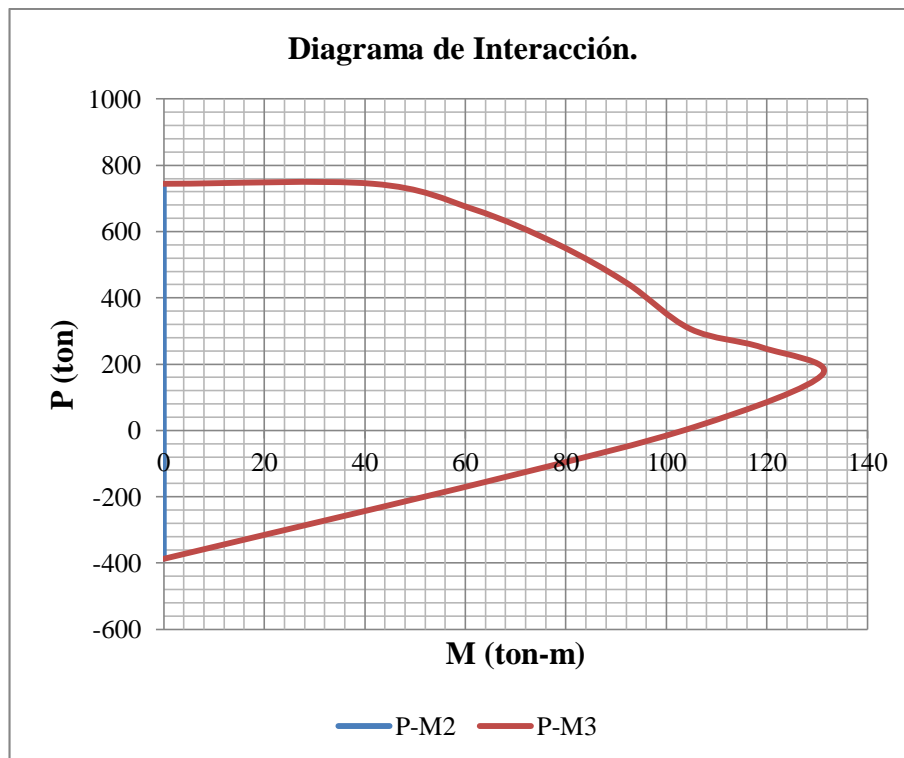
$$2\phi 8\text{mm @ } 15 \text{ cm}$$

Tabla 6.6.18.4. Datos Diagrama de Interacción de la columna (0 grados).

P	M2	M3
Ton	ton-m	ton-m
744,19	0,00	0,00
744,19	0,00	41,58
666,77	0,00	61,73
562,11	0,00	78,29
445,62	0,00	92,03
306,19	0,00	104,75
250,51	0,00	119,01
169,67	0,00	131,07
11,95	0,00	105,87
-148,74	0,00	65,70
-387,17	0,00	0,00

Fuente: Autor

Gráfico 6.6.18.4. Diagrama de Interacción de la columna (0 grados).



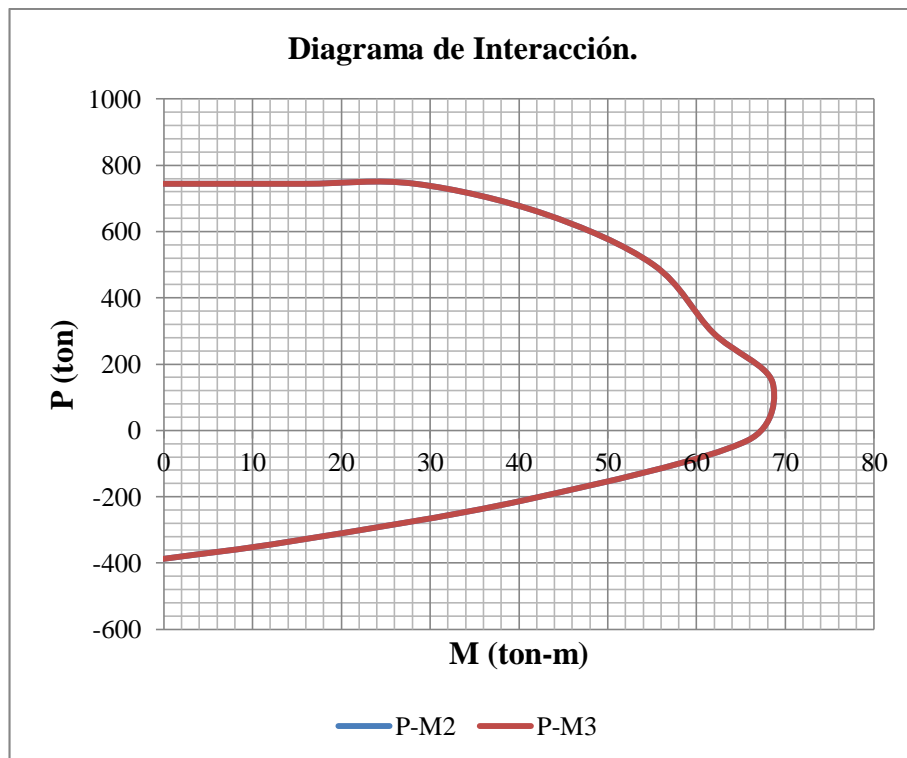
Fuente: Autor

Tabla 6.6.18.5. Datos Diagrama de Interacción de la columna (45 grados).

P	M2	M3
ton	ton-m	ton-m
744,19	0,00	0,00
744,19	15,78	15,78
744,19	28,30	28,30
654,23	42,77	42,77
499,79	55,15	55,15
294,72	61,86	61,86
145,46	68,55	68,55
-31,01	65,69	65,69
-209,52	40,73	40,73
-333,16	14,62	14,62
-387,17	0,00	0,00

Fuente: Autor

Gráfico 6.6.18.5. Diagrama de Interacción de la columna (45 grados).



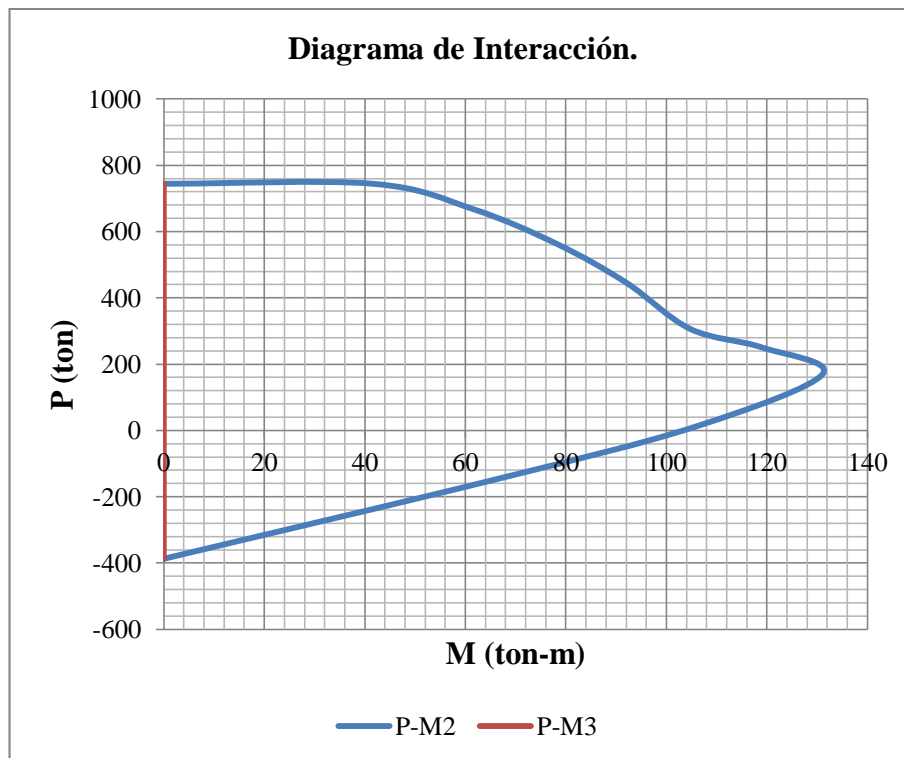
Fuente: Autor

Tabla 6.6.18.6. Datos Diagrama de Interacción de la columna (90 grados).

P	M2	M3
ton	ton-m	ton-m
744,19	0,00	0,00
744,19	41,58	0,00
666,77	61,73	0,00
562,11	78,29	0,00
445,62	92,03	0,00
306,19	104,75	0,00
250,51	119,01	0,00
169,67	131,07	0,00
11,95	105,87	0,00
-148,74	65,70	0,00
-387,17	0,00	0,00

Fuente: Autor

Gráfico 6.6.18.6. Diagrama de Interacción de la columna (90 grados).



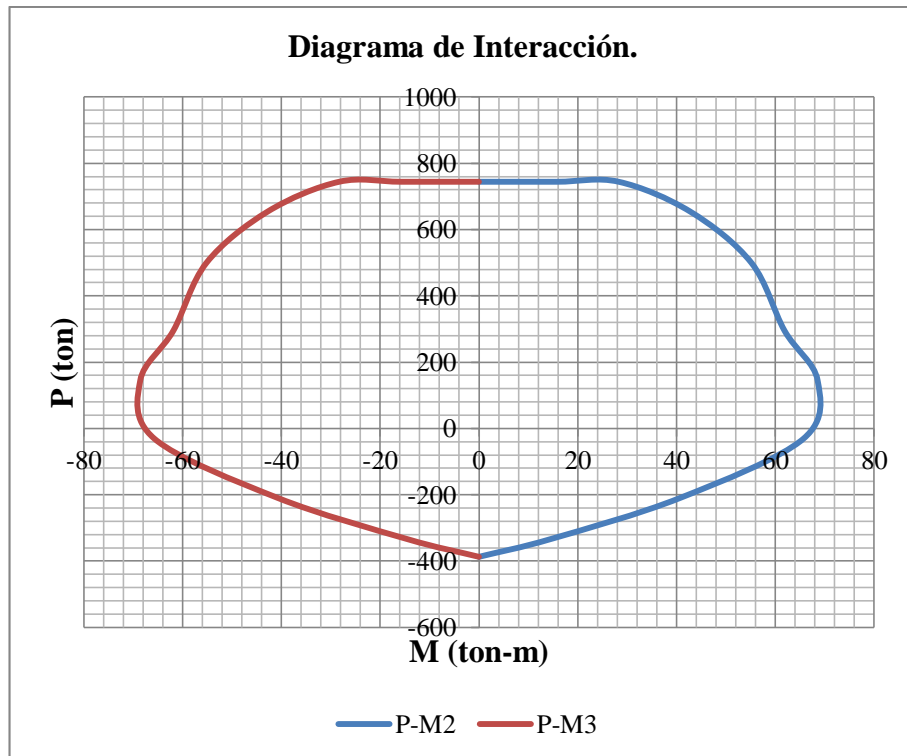
Fuente: Autor

Tabla 6.6.18.7. Datos Diagrama de Interacción de la columna (135 grados).

P	M2	M3
ton	ton-m	ton-m
744,19	0,00	0,00
744,19	15,78	-15,78
744,19	28,30	-28,30
654,23	42,77	-42,77
499,79	55,15	-55,15
294,72	61,86	-61,86
145,46	68,55	-68,55
-31,01	65,69	-65,69
-209,52	40,73	-40,73
-333,16	14,62	-14,62
-387,17	0,00	0,00

Fuente: Autor

Gráfico 6.6.18.7. Diagrama de Interacción de la columna (135 grados).



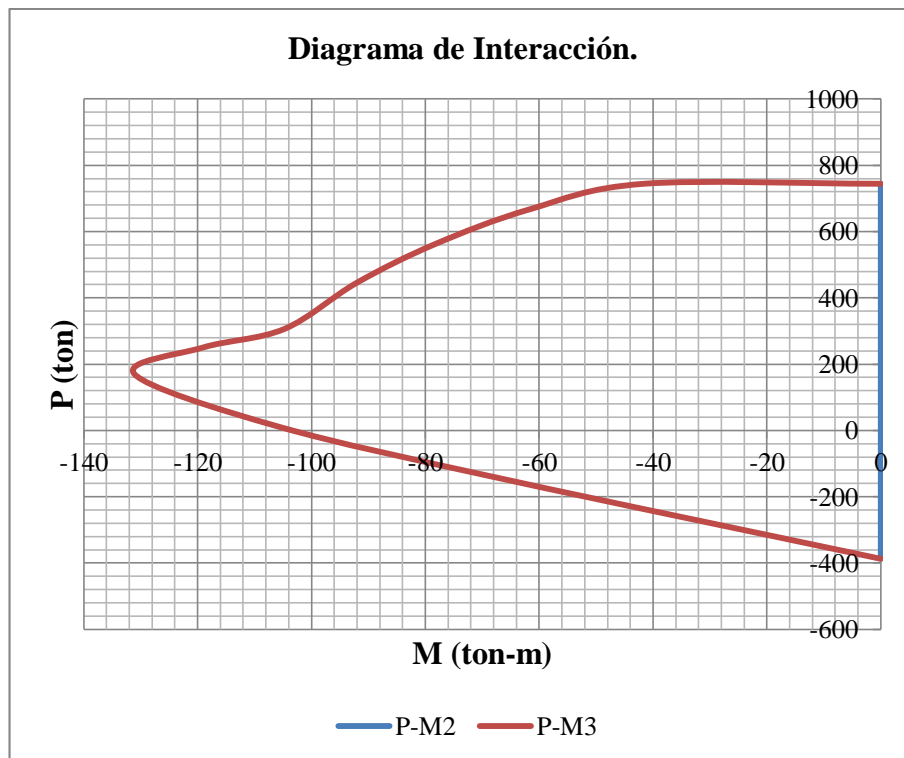
Fuente: Autor

Tabla 6.6.18.8. Datos Diagrama de Interacción de la columna (180 grados).

P	M2	M3
ton	ton-m	ton-m
744,19	0,00	0,00
744,19	0,00	-41,58
666,77	0,00	-61,73
562,11	0,00	-78,29
445,62	0,00	-92,03
306,19	0,00	-104,75
250,51	0,00	-119,01
169,67	0,00	-131,07
11,95	0,00	-105,87
-148,74	0,00	-65,70
-387,17	0,00	0,00

Fuente: Autor

Gráfico 6.6.18.8. Diagrama de Interacción de la columna (180 grados).



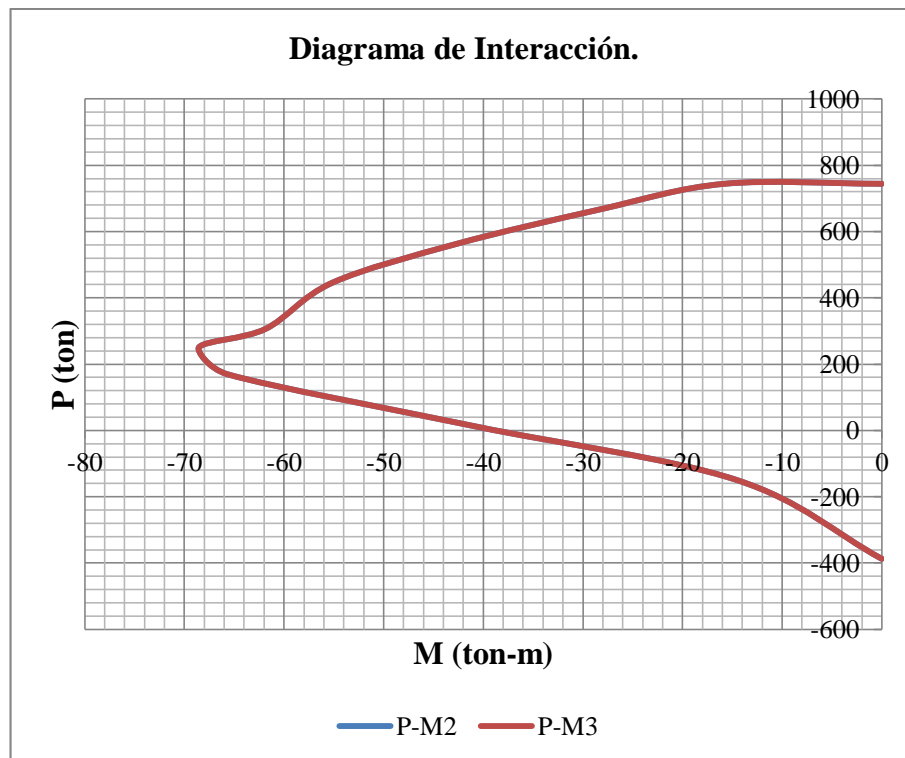
Fuente: Autor

Tabla 6.6.18.9. Datos Diagrama de Interacción de la columna (225 grados).

P	M2	M3
ton	ton-m	ton-m
744,19	0,00	0,00
744,19	-15,78	-15,78
744,19	-28,30	-28,30
654,23	-42,77	-42,77
499,79	-55,15	-55,15
294,72	-61,86	-61,86
145,46	-68,55	-68,55
-31,01	-65,69	-65,69
-209,52	-40,73	-40,73
-333,16	-14,62	-14,62
-387,17	0,00	0,00

Fuente: Autor

Gráfico 6.6.18.9. Diagrama de Interacción de la columna (225 grados).



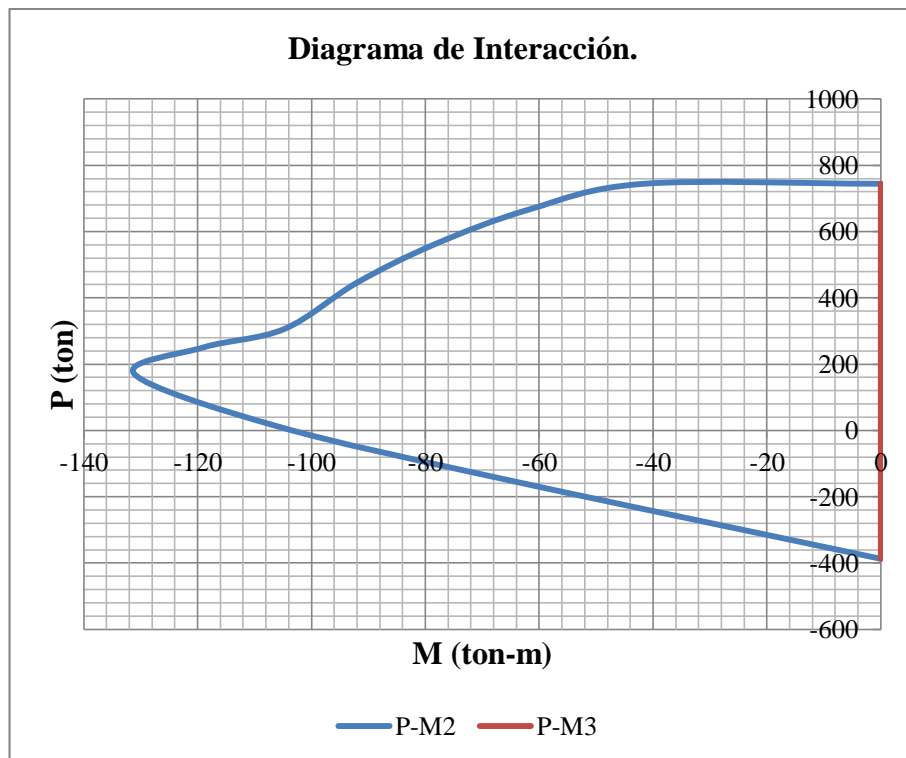
Fuente: Autor

Tabla 6.6.18.10. Datos Diagrama de Interacción de la columna (270 grados).

P	M2	M3
ton	ton-m	ton-m
744,19	0,00	0,00
744,19	-41,58	0,00
666,77	-61,73	0,00
562,11	-78,29	0,00
445,62	-92,03	0,00
306,19	-104,75	0,00
250,51	-119,01	0,00
169,67	-131,07	0,00
11,95	-105,87	0,00
-148,74	-65,70	0,00
-387,17	0,00	0,00

Fuente: Autor

Gráfico 6.6.18.10. Diagrama de Interacción de la columna (270 grados).



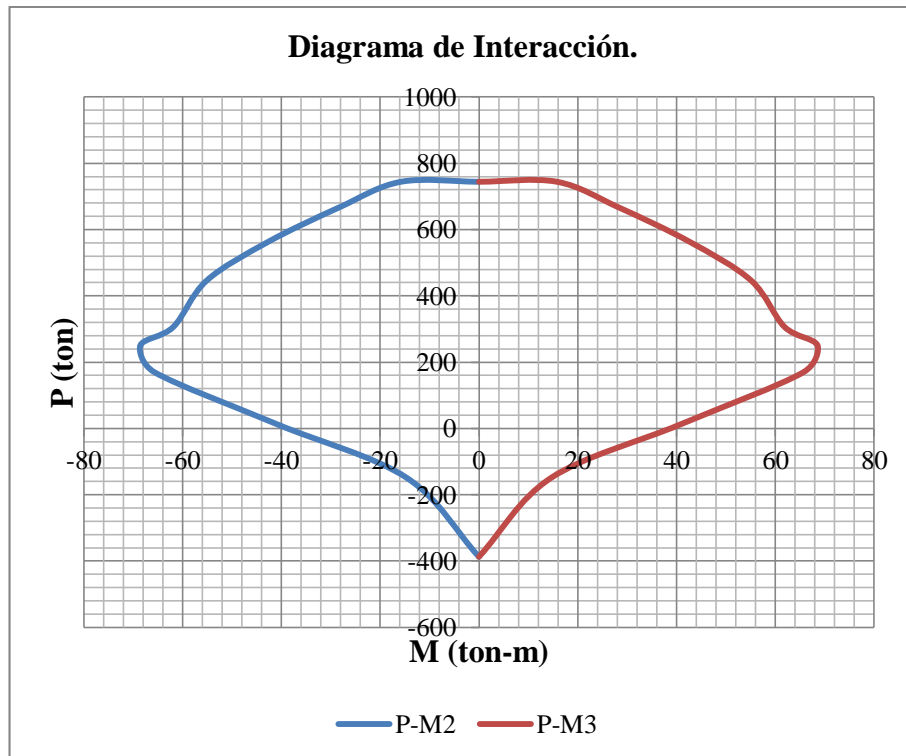
Fuente: Autor

Tabla 6.6.18.11. Datos Diagrama de Interacción de la columna (315 grados).

P	M2	M3
ton	ton-m	ton-m
744,19	0,00	0,00
744,19	-15,78	15,78
744,19	-28,30	28,30
654,23	-42,77	42,77
499,79	-55,15	55,15
294,72	-61,86	61,86
145,46	-68,55	68,55
-31,01	-65,69	65,69
-209,52	-40,73	40,73
-333,16	-14,62	14,62
-387,17	0,00	0,00

Fuente: Autor

Gráfico 6.6.18.11. Diagrama de Interacción de la columna (315 grados).



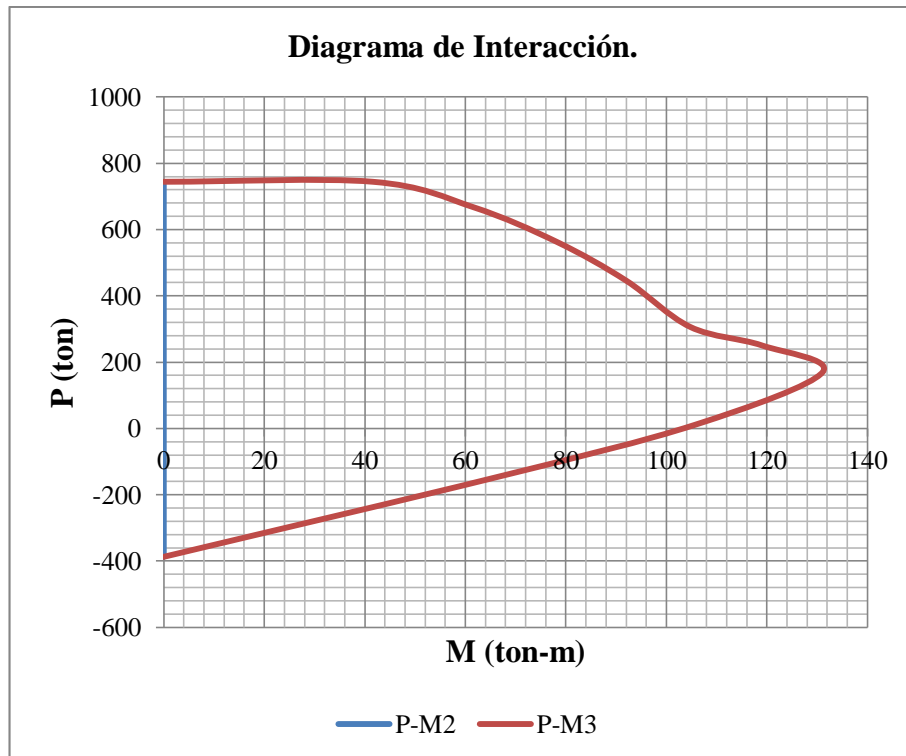
Fuente: Autor

Tabla 6.6.18.12. Datos Diagrama de Interacción de la columna (360 grados).

P	M2	M3
ton	ton-m	ton-m
744,19	0,00	0,00
744,19	0,00	41,58
666,77	0,00	61,73
562,11	0,00	78,29
445,62	0,00	92,03
306,19	0,00	104,75
250,51	0,00	119,01
169,67	0,00	131,07
11,95	0,00	105,87
-148,74	0,00	65,70
-387,17	0,00	0,00

Fuente: Autor

Gráfico 6.6.18.12. Diagrama de Interacción de la columna (360 grados).



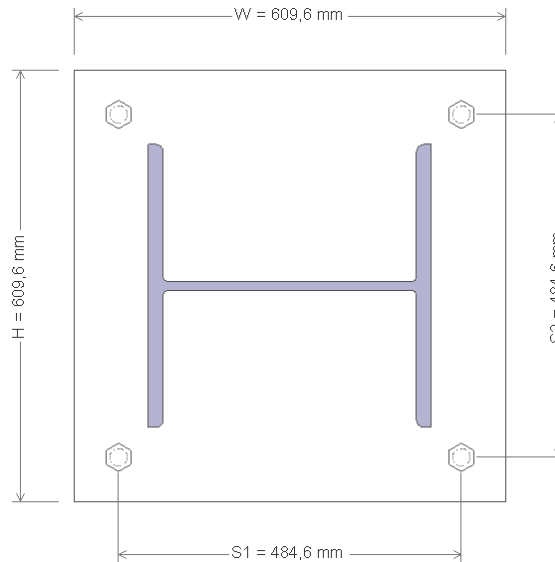
Fuente: Autor

6.6.19. DISEÑO DE CONEXIONES.

6.6.19.1. DISEÑO DE CONEXIÓN COLUMNA- PLACA BASE

6.6.19.1.1. DISEÑO CONEXIÓN COLUMNA C7

Diseño de la placa base a compresión.



Datos iniciales:

$$P_u = -98968,15 \text{ kg}$$

$$M_u = 3316786 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (para el pedestal)}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

PLACA BASE	W	H	t
	600 mm	600 mm	30 mm

- Área de la placa base (Especificación Sección J8)

$$A_1(\min) = \frac{P_u}{\phi(0,85f'_c)}$$

$$A_1(\min) = \frac{98968,15 \text{ kg}}{0,65 \left(0,85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)}$$

$$A_1(\min) = 639,74 \text{ cm}^2$$

$$N = 590 \text{ mm}$$

$$d = 400 \text{ mm}$$

$$N \geq d + 2x76,2 \text{ mm}$$

$$590 \text{ mm} \geq 400 \text{ mm} + 2x76,2 \text{ mm}$$

$$590 \text{ mm} \geq 552,40 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$B = 590 \text{ mm}$$

$$b_f = 400 \text{ mm}$$

$$B \geq b_f + 2x76,2 \text{ mm}$$

$$590 \text{ mm} \geq 400 \text{ mm} + 2x76,2 \text{ mm}$$

$$590 \text{ mm} \geq 552,40 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

Leh	62,5	mm
Lev	62,5	mm
a	50	mm

b	50	mm
c	37,5	mm

$$s_1 = W - 2 L_{eh}$$

$$s_1 = 600 \text{ mm} - 2 * (62,5 \text{ mm})$$

$$s_1 = 475 \text{ mm}$$

$$s_1 < d \text{ (AJUSTAR)}$$

$475 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \therefore \text{No necesita reajuste}$

$$s_2 = H - 2L_{ev}$$

$$s_2 = 600 \text{ mm} - 2 * (62,5 \text{ mm})$$

$$s_2 = 475 \text{ mm}$$

$$s_2 < b_f \text{ (AJUSTAR)}$$

$475 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \therefore \text{No necesita reajuste}$

$$N = 590 \text{ mm}$$

$$B = 590 \text{ mm}$$

$$A_1 = B * N$$

$$A_1 = 59 \text{ cm} * 59 \text{ cm}$$

$$A_1 = 3481,00 \text{ cm}^2$$

$$A_1 > A_1(\text{min})$$

$$3481,00 \text{ cm}^2 > 639,74 \text{ cm}^2 \therefore \text{CUMPLE}$$

*Dimensiones de la placa base = $W * H = 600 \text{ mm} * 600 \text{ mm}$*

$$A_1 = B * N$$

$$A_1 = 59 \text{ cm} * 59 \text{ cm}$$

$$A_1 = 3481,00 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (B + 2a)(N + 2b)$$

$$A_2 = (59 \text{ cm} + 2 * 5 \text{ cm}) * (59 \text{ cm} + 2 * 5 \text{ cm})$$

$$A_2 = 4761,00 \text{ cm}^2$$

- Espesor de la placa base (Manual Parte 14)

$$A_{ratio} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$A_{ratio} = \sqrt{\frac{4761,00 \text{ cm}^2}{3481,00 \text{ cm}^2}}$$

$$A_{ratio} = 1,17$$

$$m = \frac{N - 0,95d}{2}$$

$$m = \frac{59 \text{ cm} - 0,95 * 40 \text{ cm}}{2}$$

$$m = 10,5 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2}$$

$$n = \frac{59 \text{ cm} - 0,8 * 40 \text{ cm}}{2}$$

$$n = 13,5 \text{ cm}$$

$$\phi P_p = 0,65(0,85 f' c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = 0,65(0,85 * 280 \frac{kg}{cm^2} * 3481,00 cm^2) \sqrt{\frac{4761,00 cm^2}{3481,00 cm^2}}$$

$$\phi P_p = 629783,70 kg$$

$$X = \frac{(4db_f)}{[d + b_f]^2} \min\left(1, \left(\frac{P_u}{\phi P_p}\right)\right)$$

$$X = \frac{(4 * 40 cm * 40 cm)}{[40 cm + 40 cm]^2} \min\left(1, \left(\frac{98968,15 kg}{629783,70 kg}\right)\right)$$

$$X = 1 * \min(1, 0,157)$$

$$X = 0,157$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}}$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{0,157}}{1 + \sqrt{1 - 0,157}}$$

$$\lambda = 0,413$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{db_f}}{4}$$

$$\lambda n' = \frac{0,413 \sqrt{40 cm * 40 cm}}{4}$$

$$\lambda n' = 4,133 cm$$

$$l = \max(m, n, \lambda n')$$

$$l = \max(10,5 \text{ cm} ; 13,5 \text{ cm} ; 4,13 \text{ cm})$$

$$l = 13,5 \text{ cm}$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{0,9F_yBN}}$$

$$t_{min} = 13,5 \text{ cm} \sqrt{\frac{2 * 98968,15 \text{ kg}}{0,9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 59 \text{ cm} * 59 \text{ cm}}}$$

$$t_{min} = 2,133 \text{ cm} = 21,33 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t$$

$$21,33 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$$

- Resistencia del hormigón.

$$\phi P_p = 0,65(0,85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = 0,65 \left(0,85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3481,00 \text{ cm}^2 \right) \sqrt{\frac{4761,00 \text{ cm}^2}{3481,00 \text{ cm}^2}}$$

$$\phi P_p = 629783,70 \text{ kg}$$

$$\phi P_p > P_u$$

$$629783,70 \text{ kg} > 98968,15 \text{ kg}$$

6.6.19.1.2. DISEÑO CONEXIÓN COLUMNA D6

Diseño de la placa base a compresión.

Datos iniciales:

$$P_u = -156528,92 \text{ kg}$$

$$M_u = 215017,50 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (para el pedestal)}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

	W	H	t
PLACA BASE	600 mm	600 mm	30 mm

- Área de la placa base (Especificación Sección J8)

$$A_1(\text{min}) = \frac{P_u}{\phi(0,85f'_c)}$$

$$A_1(\text{min}) = 1011,82 \text{ cm}^2$$

$$N = 590 \text{ mm}$$

$$d = 400 \text{ mm}$$

$$N \geq d + 2x76,2 \text{ mm}$$

$$590 \text{ mm} \geq 552,40 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$B = 590 \text{ mm}$$

$$b_f = 400 \text{ mm}$$

$$B \geq b_f + 2 \times 76,2 \text{ mm}$$

$$590 \text{ mm} \geq 552,40 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

Leh	62,5	mm
Lev	62,5	mm
a	50	mm
b	50	mm
c	37,5	mm

$$s_1 = W - 2 L_{eh}$$

$$s_1 = 600 \text{ mm} - 2 * (62,5 \text{ mm})$$

$$s_1 = 475 \text{ mm}$$

$$s_1 < d \text{ (AJUSTAR)}$$

$$475 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \therefore \text{No necesita reajuste}$$

$$s_2 = H - 2L_{ev}$$

$$s_2 = 600 \text{ mm} - 2 * (62,5 \text{ mm})$$

$$s_2 = 475 \text{ mm}$$

$$s_2 < b_f \text{ (AJUSTAR)}$$

$$475 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \therefore \text{No necesita reajuste}$$

$$N = 590 \text{ mm}$$

$$B = 590 \text{ mm}$$

$$A_1 = B * N$$

$$A_1 = 3481,00 \text{ cm}^2$$

$$A_1 > A_1(\text{min})$$

$$3481,00 \text{ cm}^2 > 1011,82 \text{ cm}^2 \therefore \text{CUMPLE}$$

*Dimensiones de la placa base = W * H = 600 mm * 600 mm*

$$A_1 = B * N$$

$$A_1 = 3481,00 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (B + 2a)(N + 2b)$$

$$A_2 = 4761,00 \text{ cm}^2$$

- Espesor de la placa base (Manual Parte 14)

$$A_{ratio} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$A_{ratio} = 1,17$$

$$m = \frac{N - 0,95d}{2}$$

$$m = \frac{59 \text{ cm} - 0,95 * 40 \text{ cm}}{2}$$

$$m = 10,5 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2}$$

$$n = \frac{59 \text{ cm} - 0,8 * 40 \text{ cm}}{2}$$

$$n = 13,5 \text{ cm}$$

$$\phi P_p = 0,65(0,85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = 629783,70 \text{ kg}$$

$$X = \frac{(4db_f)}{[d + b_f]^2} \min\left(1, \left(\frac{P_u}{\phi P_p}\right)\right)$$

$$X = 1 * \min(1, 0,249)$$

$$X = 0,249$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}}$$

$$\lambda = 0,534$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{db_f}}{4}$$

$$\lambda n' = 5,341 \text{ cm}$$

$$l = \max(m, n, \lambda n')$$

$$l = \max(10,5 \text{ cm} ; 13,5 \text{ cm} ; 5,341 \text{ cm})$$

$$l = 13,5 \text{ cm}$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{0,9F_y B N}}$$

$$t_{min} = 2,683 \text{ cm} = 26,83 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t$$

$$26,83 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$$

- Resistencia del hormigón.

$$\phi P_p = 0,65(0,85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = 0,65 \left(0,85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3481,00 \text{ cm}^2 \right) \sqrt{\frac{4761,00 \text{ cm}^2}{3481,00 \text{ cm}^2}}$$

$$\phi P_p = 629783,70 \text{ kg}$$

$$\phi P_p > P_u$$

$$629783,70 \text{ kg} > 156528,92 \text{ kg}$$

6.6.19.1.3. DISEÑO CONEXIÓN COLUMNA E9

Datos iniciales:

$$P_u = - 68712,86 \text{ kg}$$

$$M_u = -3430018,97 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (para el pedestal)}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

	W	H	t
PLACA BASE	600 mm	600 mm	30 mm

- Área de la placa base (Especificación Sección J8)

$$A_1(\text{min}) = \frac{P_u}{\phi(0,85f'_c)}$$

$$A_1(\text{min}) = 444,17 \text{ cm}^2$$

$$N = 590 \text{ mm}$$

$$d = 400 \text{ mm}$$

$$N \geq d + 2x76,2 \text{ mm}$$

$$590 \text{ mm} \geq 552,40 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$B = 590 \text{ mm}$$

$$b_f = 400 \text{ mm}$$

$$B \geq b_f + 2 \times 76,2 \text{ mm}$$

$$590 \text{ mm} \geq 552,40 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

Leh	62,5	mm
Lev	62,5	mm
a	50	mm
b	50	mm
c	37,5	mm

$$s_1 = W - 2 L_{eh}$$

$$s_1 = 600 \text{ mm} - 2 * (62,5 \text{ mm})$$

$$s_1 = 475 \text{ mm}$$

$$s_1 < d \text{ (AJUSTAR)}$$

$$475 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \therefore \text{No necesita reajuste}$$

$$s_2 = H - 2L_{ev}$$

$$s_2 = 600 \text{ mm} - 2 * (62,5 \text{ mm})$$

$$s_2 = 475 \text{ mm}$$

$$s_2 < b_f \text{ (AJUSTAR)}$$

$$475 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \therefore \text{No necesita reajuste}$$

$$N = 590 \text{ mm}$$

$$B = 590 \text{ mm}$$

$$A_1 = B * N$$

$$A_1 = 3481,00 \text{ cm}^2$$

$$A_1 > A_1(\text{min})$$

$$3481,00 \text{ cm}^2 > 444,17 \text{ cm}^2 \therefore \text{CUMPLE}$$

*Dimensiones de la placa base = W * H = 600 mm * 600 mm*

$$A_1 = B * N$$

$$A_1 = 3481,00 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (B + 2a)(N + 2b)$$

$$A_2 = 4761,00 \text{ cm}^2$$

- Espesor de la placa base (Manual Parte 14)

$$A_{ratio} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$A_{ratio} = 1,17$$

$$m = \frac{N - 0,95d}{2}$$

$$m = \frac{59 \text{ cm} - 0,95 * 40 \text{ cm}}{2}$$

$$m = 10,5 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2}$$

$$n = \frac{59 \text{ cm} - 0,8 * 40 \text{ cm}}{2}$$

$$n = 13,5 \text{ cm}$$

$$\phi P_p = 0,65(0,85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = 629783,70 \text{ kg}$$

$$X = \frac{(4db_f)}{[d + b_f]^2} \min\left(1, \left(\frac{P_u}{\phi P_p}\right)\right)$$

$$X = 1 * \min(1, 0,109)$$

$$X = 0,109$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}}$$

$$\lambda = 0,340$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{db_f}}{4}$$

$$\lambda n' = 3,398 \text{ cm}$$

$$l = \max(m, n, \lambda n')$$

$$l = \max(10,5 \text{ cm} ; 13,5 \text{ cm} ; 3,398 \text{ cm})$$

$$l = 13,5 \text{ cm}$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{0,9F_y B N}}$$

$$t_{min} = 1,778 \text{ cm} = 17,78 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t$$

$$17,78 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$$

- Resistencia del hormigón.

$$\phi P_p = 0,65(0,85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = 0,65 \left(0,85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3481,00 \text{ cm}^2 \right) \sqrt{\frac{4761,00 \text{ cm}^2}{3481,00 \text{ cm}^2}}$$

$$\phi P_p = 629783,70 \text{ kg}$$

$$\phi P_p > P_u$$

$$629783,70 \text{ kg} > 68712,86 \text{ kg}$$

6.6.19.1.4. DISEÑO CONEXIÓN COLUMNA F3

Datos iniciales:

$$P_u = -147182,84 \text{ kg}$$

$$M_u = -109403,31 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (para el pedestal)}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

	W	H	t
PLACA BASE	600 mm	600 mm	30 mm

- Área de la placa base (Especificación Sección J8)

$$A_1(\text{min}) = \frac{P_u}{\phi(0,85f'_c)}$$

$$A_1(\text{min}) = 951,41 \text{ cm}^2$$

$$N = 590 \text{ mm}$$

$$d = 400 \text{ mm}$$

$$N \geq d + 2x76,2 \text{ mm}$$

$$590 \text{ mm} \geq 552,40 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$B = 590 \text{ mm}$$

$$b_f = 400 \text{ mm}$$

$$B \geq b_f + 2 \times 76,2 \text{ mm}$$

$$590 \text{ mm} \geq 552,40 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

Leh	62,5	mm
Lev	62,5	mm
a	50	mm
b	50	mm
c	37,5	mm

$$s_1 = W - 2 L_{eh}$$

$$s_1 = 600 \text{ mm} - 2 * (62,5 \text{ mm})$$

$$s_1 = 475 \text{ mm}$$

$$s_1 < d \text{ (AJUSTAR)}$$

$$475 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \therefore \text{No necesita reajuste}$$

$$s_2 = H - 2L_{ev}$$

$$s_2 = 600 \text{ mm} - 2 * (62,5 \text{ mm})$$

$$s_2 = 475 \text{ mm}$$

$$s_2 < b_f \text{ (AJUSTAR)}$$

$$475 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \therefore \text{No necesita reajuste}$$

$$N = 590 \text{ mm}$$

$$B = 590 \text{ mm}$$

$$A_1 = B * N$$

$$A_1 = 3481,00 \text{ cm}^2$$

$$A_1 > A_1(\text{min})$$

$$3481,00 \text{ cm}^2 > 951,41 \text{ cm}^2 \therefore \text{CUMPLE}$$

*Dimensiones de la placa base = W * H = 600 mm * 600 mm*

$$A_1 = B * N$$

$$A_1 = 3481,00 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (B + 2a)(N + 2b)$$

$$A_2 = 4761,00 \text{ cm}^2$$

- Espesor de la placa base (Manual Parte 14)

$$A_{ratio} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$A_{ratio} = 1,17$$

$$m = \frac{N - 0,95d}{2}$$

$$m = \frac{59 \text{ cm} - 0,95 * 40 \text{ cm}}{2}$$

$$m = 10,5 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2}$$

$$n = \frac{59 \text{ cm} - 0,8 * 40 \text{ cm}}{2}$$

$$n = 13,5 \text{ cm}$$

$$\phi P_p = 0,65(0,85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = 629783,70 \text{ kg}$$

$$X = \frac{(4db_f)}{[d + b_f]^2} \min\left(1, \left(\frac{P_u}{\phi P_p}\right)\right)$$

$$X = 1 * \min(1, 0,234)$$

$$X = 0,234$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}}$$

$$\lambda = 0,516$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{db_f}}{4}$$

$$\lambda n' = 5,156 \text{ cm}$$

$$l = \max(m, n, \lambda n')$$

$$l = \max(10,5 \text{ cm} ; 13,5 \text{ cm} ; 5,156 \text{ cm})$$

$$l = 13,5 \text{ cm}$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{0,9F_y B N}}$$

$$t_{min} = 2,602 \text{ cm} = 26,02 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t$$

$$26,02 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$$

- Resistencia del hormigón.

$$\phi P_p = 0,65(0,85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = 0,65 \left(0,85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3481,00 \text{ cm}^2 \right) \sqrt{\frac{4761,00 \text{ cm}^2}{3481,00 \text{ cm}^2}}$$

$$\phi P_p = 629783,70 \text{ kg}$$

$$\phi P_p > P_u$$

$$629783,70 \text{ kg} > 147182,84 \text{ kg}$$

6.6.19.1.5. DISEÑO CONEXIÓN COLUMNA E3 (EDIFICIO SIN JUNTA CONSTRUCTIVA)

Datos iniciales:

$$P_u = -159329,59 \text{ kg}$$

$$M_u = -3339566,11 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (para el pedestal)}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

	W	H	t
PLACA BASE	600 mm	600 mm	30 mm

- Área de la placa base (Especificación Sección J8)

$$A_1(\text{min}) = \frac{P_u}{\phi(0,85f'_c)}$$

$$A_1(\text{min}) = 1029,93 \text{ cm}^2$$

$$N = 590 \text{ mm}$$

$$d = 400 \text{ mm}$$

$$N \geq d + 2x76,2 \text{ mm}$$

$$590 \text{ mm} \geq 552,40 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$B = 590 \text{ mm}$$

$$b_f = 400 \text{ mm}$$

$$B \geq b_f + 2 \times 76,2 \text{ mm}$$

$$590 \text{ mm} \geq 552,40 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

Leh	62,5	mm
Lev	62,5	mm
a	50	mm
b	50	mm
c	37,5	mm

$$s_1 = W - 2 L_{eh}$$

$$s_1 = 600 \text{ mm} - 2 * (62,5 \text{ mm})$$

$$s_1 = 475 \text{ mm}$$

$$s_1 < d \text{ (AJUSTAR)}$$

$$475 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \therefore \text{No necesita reajuste}$$

$$s_2 = H - 2L_{ev}$$

$$s_2 = 600 \text{ mm} - 2 * (62,5 \text{ mm})$$

$$s_2 = 475 \text{ mm}$$

$$s_2 < b_f \text{ (AJUSTAR)}$$

$$475 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \therefore \text{No necesita reajuste}$$

$$N = 590 \text{ mm}$$

$$B = 590 \text{ mm}$$

$$A_1 = B * N$$

$$A_1 = 3481,00 \text{ cm}^2$$

$$A_1 > A_1(\text{min})$$

$$3481,00 \text{ cm}^2 > 951,41 \text{ cm}^2 \therefore \text{CUMPLE}$$

*Dimensiones de la placa base = W * H = 600 mm * 600 mm*

$$A_1 = B * N$$

$$A_1 = 3481,00 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (B + 2a)(N + 2b)$$

$$A_2 = 4761,00 \text{ cm}^2$$

- Espesor de la placa base (Manual Parte 14)

$$A_{ratio} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$A_{ratio} = 1,17$$

$$m = \frac{N - 0,95d}{2}$$

$$m = \frac{59 \text{ cm} - 0,95 * 40 \text{ cm}}{2}$$

$$m = 10,5 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2}$$

$$n = \frac{59 \text{ cm} - 0,8 * 40 \text{ cm}}{2}$$

$$n = 13,5 \text{ cm}$$

$$\phi P_p = 0,65(0,85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = 629783,70 \text{ kg}$$

$$X = \frac{(4db_f)}{[d + b_f]^2} \min\left(1, \left(\frac{P_u}{\phi P_p}\right)\right)$$

$$X = 1 * \min(1, 0,234)$$

$$X = 0,253$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}}$$

$$\lambda = 0,540$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{db_f}}{4}$$

$$\lambda n' = 5,396 \text{ cm}$$

$$l = \max(m, n, \lambda n')$$

$$l = \max(10,5 \text{ cm} ; 13,5 \text{ cm} ; 5,396 \text{ cm})$$

$$l = 13,5 \text{ cm}$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{0,9F_y B N}}$$

$$t_{min} = 2,707 \text{ cm} = 27,07 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t$$

$$27,07 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$$

- Resistencia del hormigón.

$$\phi P_p = 0,65(0,85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = 0,65 \left(0,85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3481,00 \text{ cm}^2 \right) \sqrt{\frac{4761,00 \text{ cm}^2}{3481,00 \text{ cm}^2}}$$

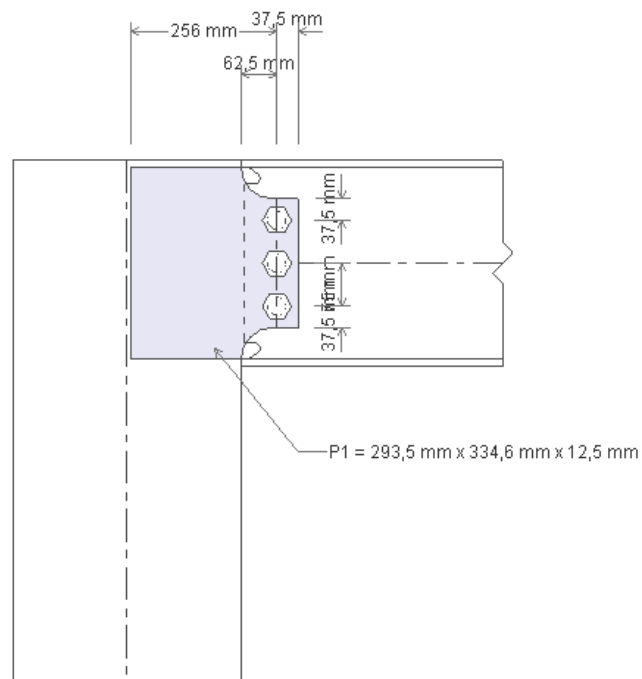
$$\phi P_p = 629783,70 \text{ kg}$$

$$\phi P_p > P_u$$

$$629783,70 \text{ kg} > 159329,59 \text{ kg}$$

6.6.19.2. DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA (CONEXIÓN AL ALMA).

6.6.19.2.1. Viga E7-E8, Nv+ 3,70 m. (IPE 360)



Datos iniciales:

$$P_u = 44,77 \text{ kg}$$

$$V_u = 83,46 \text{ kg}$$

$$M_u = 14050,42 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 360	t_w	d	t_f	b_f
	8 mm	360 mm	12,7 mm	170 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espesor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	Db= 32 mm
Agujero	STD	Dh= 33,3 mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = \sqrt{44,77^2 + 83,46^2}$$

$$R_u = 94,71 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 170 \text{ mm} - 8 \text{ mm}$$

$$b = 162 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 360 \text{ mm} - (2 * 12,7 \text{ mm})$$

$$h = 334,6 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = \frac{17 \text{ cm} * 36^2 \text{ cm}^2}{6} - \frac{16,2 \text{ cm} * 33,46^3 \text{ cm}^3}{6 * 36 \text{ cm}}$$

$$S_{xx} = 862,44 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 0,9 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 862,44 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = 3166861,58 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$3166861,58 \text{ kg} - \text{cm} > 14050,42 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = \frac{\sqrt{44,77^2 + 83,46^2}}{3}$$

$$r_u = 31,57 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 37,5 \text{ mm} - \frac{33,3 \text{ mm}}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1905 \text{ mm} - 33,3 \text{ mm}$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 0,75 * 1,2 * 2,085 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm} * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 0,75 * 1,2 * 187,17 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm} * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 0,75 * 2,4 * 3,2 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm} * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = \frac{3,14 * 3,2^2 \text{ cm}^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 0,75 * 3795 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$31,57 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = d - 2t_f$$

$$L = 360 \text{ mm} - (2 * 12,7 \text{ mm})$$

$$L = 334,6 \text{ mm}$$

$$A_{gv} = 33,46 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 41,83 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 1 * 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 41,83 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 63490,35 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$63490,35 \text{ kg} > 83,46 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = [33,46 \text{ cm} - 3(3,33 \text{ cm} + 0,16 \text{ cm})]1,25 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = 28,74 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 0,6 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 28,74 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 52770,65 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$52770,65 \text{ kg} > 83,46 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = \left[3,75 \text{ cm} - \frac{1}{2}(3,33 \text{ cm} + 0,16 \text{ cm}) \right] 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = \left[[(3-1) * 190,5 \text{ cm} + 3,75 \text{ cm}] - \left[\frac{2 * 3 - 1}{2}(3,33 \text{ cm} + 0,16 \text{ cm}) \right] \right] 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n-1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = [(3-1) * 190,50 \text{ cm} + 3,75 \text{ cm}] 25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6 F_y A_{gv}; 0,6 F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 0,75 \left[4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2,51 \text{ cm}^2 + \min \left(0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 480,94 \text{ cm}^2; 0,6 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 470,04 \text{ cm}^2 \right) \right]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 83,46 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = \frac{0,75 * 0,6 * 4920 \frac{kg}{cm^2} * 10 cm * 2 * 33,46 cm}{22,627}$$

$$\phi R_n = 65479,41 kg$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$65479,41 kg > 83,46 kg \therefore CUMPLE$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = \frac{14050,42 kg}{36 cm}$$

$$R_u = 390,29 kg$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = \frac{0,75 * 0,6 * 4920 \frac{kg}{cm^2} * 10 cm * 17 cm * 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 24951,06 kg$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$24951,06 kg > 390,29 kg \therefore CUMPLE$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

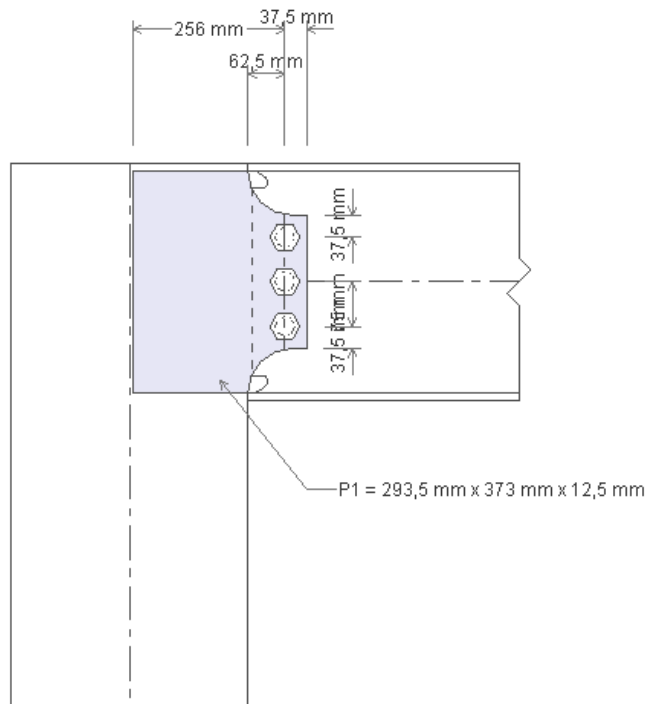
$$t_{min} = \frac{4920 \frac{kg}{cm^2} * 10 \text{ cm}}{22,62 * 4080 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.2.2. Viga D7-D8, Nv+ 3,70 m (IPE 400).



Datos iniciales:

$$P_u = 24,51 \text{ kg}$$

$$V_u = 7975,57 \text{ kg}$$

$$M_u = 731658,37 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 400	t_w	d	t_f	b_f
	8,6 mm	400 mm	13,5 mm	180 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$d_b = 32$ mm
Agujero	STD	$d_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 7975,61 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 171,4 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 373,0 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 1093,82 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 4016520,73 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$4016520,73 \text{ kg} - \text{cm} > 731658,37 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = 2658,54 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$31,57 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 37,30 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 46,63 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 70776,75 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$70776,75 \text{ kg} > 7975,57 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 33,54 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 61583,46 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$61583,46 \text{ kg} > 7975,57 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 7975,57 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 72994,08 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$72994,08 \text{ kg} > 7975,57 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = 18291,46 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 26418,77 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$26418,77 \text{ kg} > 18291,46 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

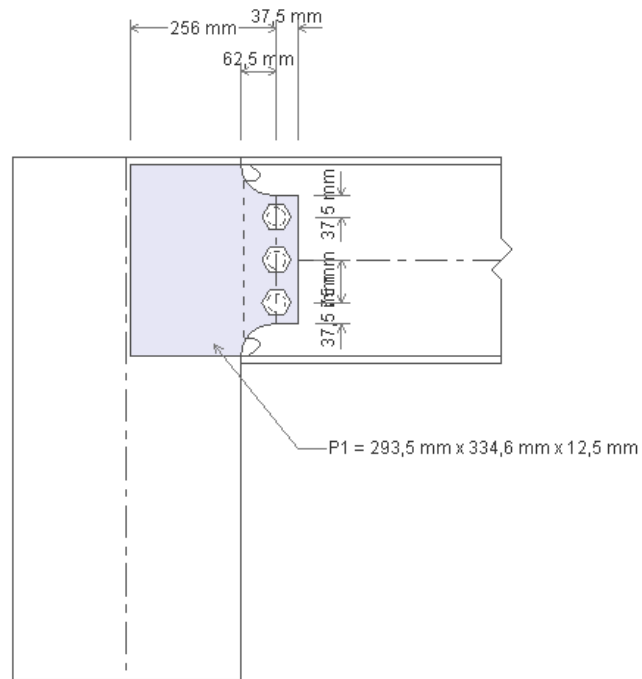
$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.2.3. Viga E5-E6, Nv+ 6,95 m. (IPE 360)



Datos iniciales:

$$P_u = 20,47 \text{ kg}$$

$$V_u = 2747,69 \text{ kg}$$

$$M_u = 103500,92 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 360	t_w	d	t_f	b_f
	8 mm	360 mm	12,7 mm	170 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 2747,77 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 162,0 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 334,6 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 862,44 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 3166861,58 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$3166861,58 \text{ kg} - \text{cm} > 103500,92 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = 915,92 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$915,92 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 33,46 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 41,83 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 63490,35 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$63490,35 \text{ kg} > 2747,69 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 28,74 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 52770,66 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$52770,66 \text{ kg} > 2747,69 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 2747,69 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 65479,41 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$65479,41 \text{ kg} > 2747,69 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = 2875,03 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 24951,06 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$24951,06 \text{ kg} > 2875,03 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

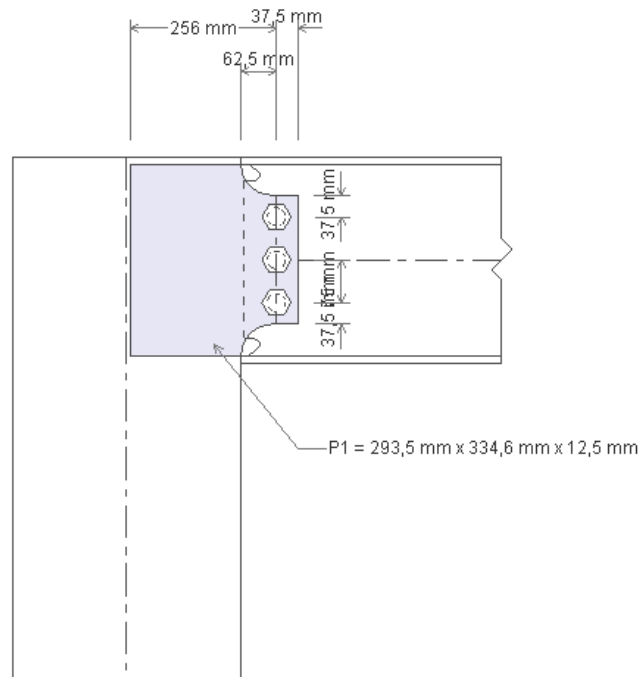
$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.2.4. Viga G2-G3, Nv+ 6,95 m. (IPE 360)



Datos iniciales:

$$P_u = 168,75 \text{ kg}$$

$$V_u = 5771,97 \text{ kg}$$

$$M_u = 648150,50 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 360	t_w	d	t_f	b_f
	8 mm	360 mm	12,7 mm	170 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 5774,44 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 162,0 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 334,6 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 862,44 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 3166861,58 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$3166861,58 \text{ kg} - \text{cm} > 648150,50 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = 1924,81 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$915,92 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 33,46 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 41,83 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 63490,35 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$63490,35 \text{ kg} > 5771,97 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 28,74 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 52770,66 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$52770,66 \text{ kg} > 5771,97 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 5771,97 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 65479,41 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$65479,41 \text{ kg} > 5771,97 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = 18004,18 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 24951,06 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$24951,06 \text{ kg} > 18004,18 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

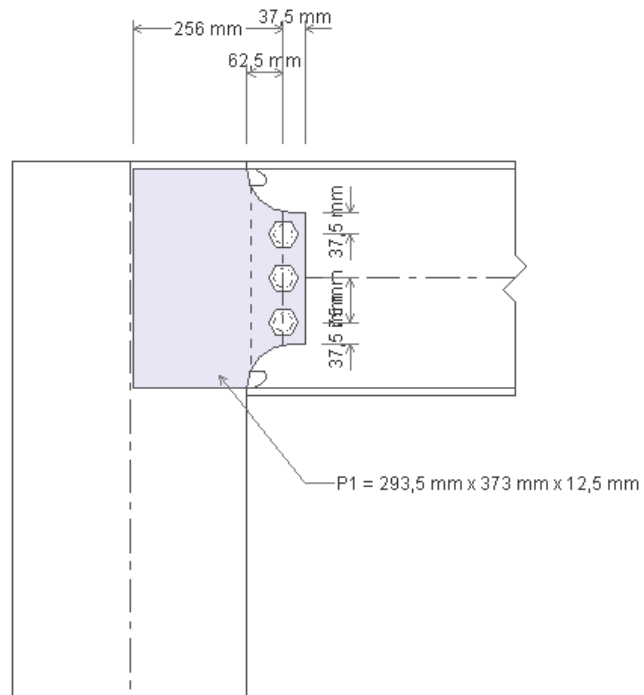
$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.2.5. Viga D5-D6, Nv+ 10,20 m. (IPE 400)



Datos iniciales:

$$P_u = 136,12 \text{ kg}$$

$$V_u = 5703,96 \text{ kg}$$

$$M_u = 295784,38 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 400	t_w	d	t_f	b_f
	8,6 mm	400 mm	13,5 mm	180 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	Db= 32 mm
Agujero	STD	Dh= 33,3 mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 5705,58 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 171,4 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 373,0 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 1093,82 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 4016520,73 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$4016520,73 \text{ kg} - \text{cm} > 295784,38 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = 1901,86 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$1901,86 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 37,30 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 46,63 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 70776,75 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$70776,75 \text{ kg} > 5703,96 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 33,54 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 61583,46 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$61583,46 \text{ kg} > 5703,96 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 5703,96 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 72994,08 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$72994,08 \text{ kg} > 5703,96 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = 7394,61 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 26418,77 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$26418,77 \text{ kg} > 7394,61 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

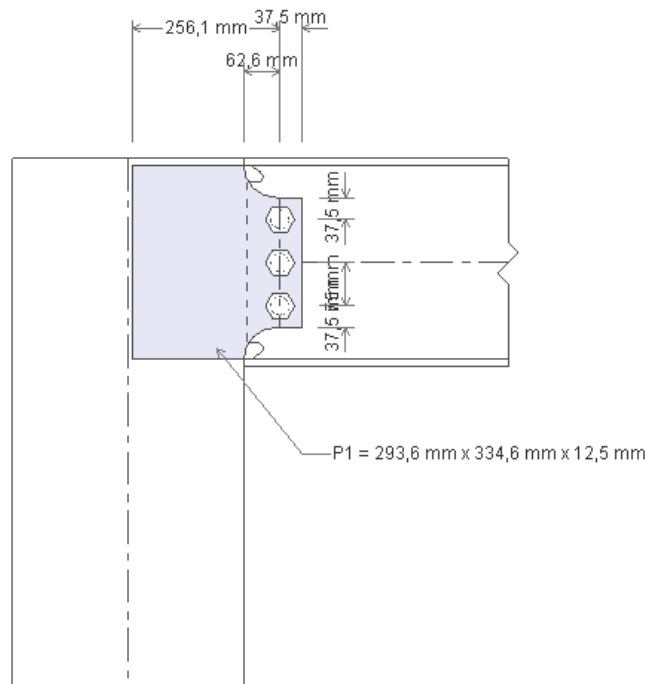
$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.2.6. Viga F3-F4, Nv+ 10,20 m. (IPE 360)



Datos iniciales:

$$P_u = 9,93 \text{ kg}$$

$$V_u = 9467,30 \text{ kg}$$

$$M_u = 635654,84 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 360	t_w	d	t_f	b_f
	8 mm	360 mm	12,7 mm	170 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	Db= 32 mm
Agujero	STD	Dh= 33,3 mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 9467,31 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 162,0 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 334,6 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 862,44 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 3166861,58 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$3166861,58 \text{ kg} - \text{cm} > 635654,84 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = 3155,77 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$3155,77 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 33,46 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 41,83 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 63490,35 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$63490,35 \text{ kg} > 9467,30 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 28,74 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 52770,66 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$52770,66 \text{ kg} > 9467,30 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6 F_y A_{gv}; 0,6 F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 9467,30 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 65479,41 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$65479,41 \text{ kg} > 9467,30 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = 17657,08 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 24951,06 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$24951,06 \text{ kg} > 17657,08 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

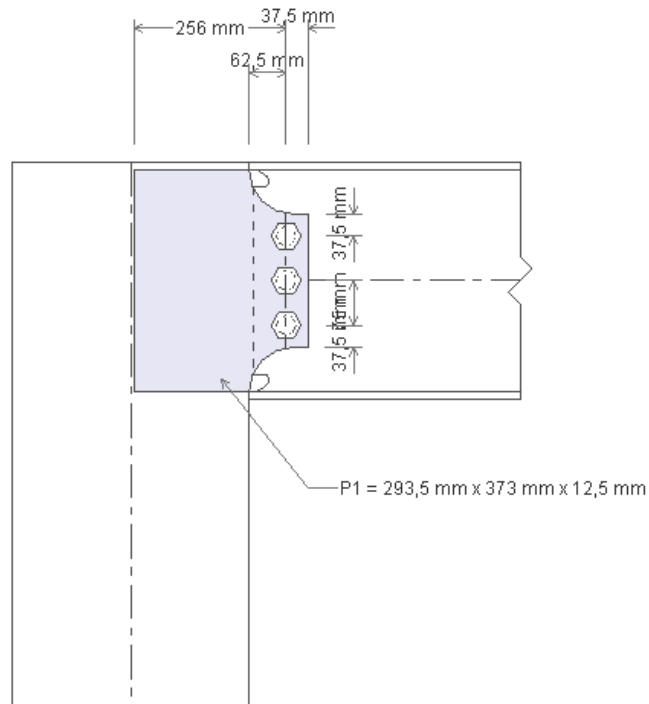
$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.2.7. Viga D2-D3, Nv+ 13,45 m. (IPE 400)



Datos iniciales:

$$P_u = 282,89 \text{ kg}$$

$$V_u = 12455,31 \text{ kg}$$

$$M_u = 1267877,69 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 400	t_w	d	t_f	b_f
	8,6 mm	400 mm	13,5 mm	180 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	120 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 12458,52 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 171,4 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 373,0 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 1093,82 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 4016520,73 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$4016520,73 \text{ kg} - \text{cm} > 1267877,69 \text{ kg} \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = 4152,84 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$4152,84 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 37,30 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 46,63 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 70776,75 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$70776,75 \text{ kg} > 12455,31 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 33,54 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 61583,46 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$61583,46 \text{ kg} > 12455,31 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 12455,31 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 87592,20 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$87592,20 \text{ kg} > 12455,31 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = 31696,94 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 31702,52 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$31702,52 \text{ kg} > 31696,94 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

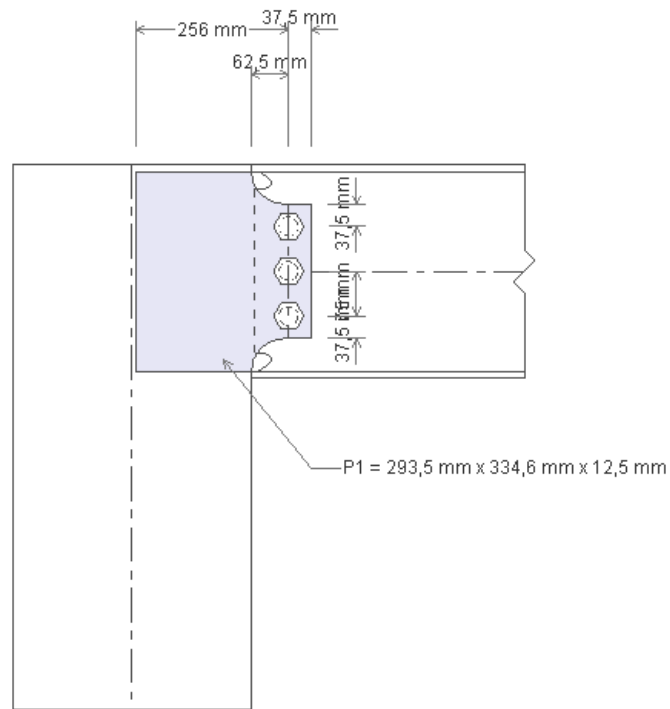
$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

$$t_{min} = 0,64 \text{ cm} = 6,4 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$6,4 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.2.8. Viga E8-E9, Nv+ 13,45 m. (IPE 360)



Datos iniciales:

$$P_u = 40,16 \text{ kg}$$

$$V_u = 6356,88 \text{ kg}$$

$$M_u = 637128,98 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 360	t_w	d	t_f	b_f
	8 mm	360 mm	12,7 mm	170 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espesor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 6357,00 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 162,0 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 334,6 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 862,44 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 3166861,58 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$3166861,58 \text{ kg} - \text{cm} > 637128,98 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = 2119,00 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$2119,00 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 33,46 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 41,83 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 63490,35 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$63490,35 \text{ kg} > 6356,88 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 28,74 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 52770,66 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$52770,66 \text{ kg} > 6356,88 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6 F_y A_{gv}; 0,6 F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 6356,88 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 65479,41 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$65479,41 \text{ kg} > 6356,88 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = 17689,03 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 24951,06 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$24951,06 \text{ kg} > 17689,03 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

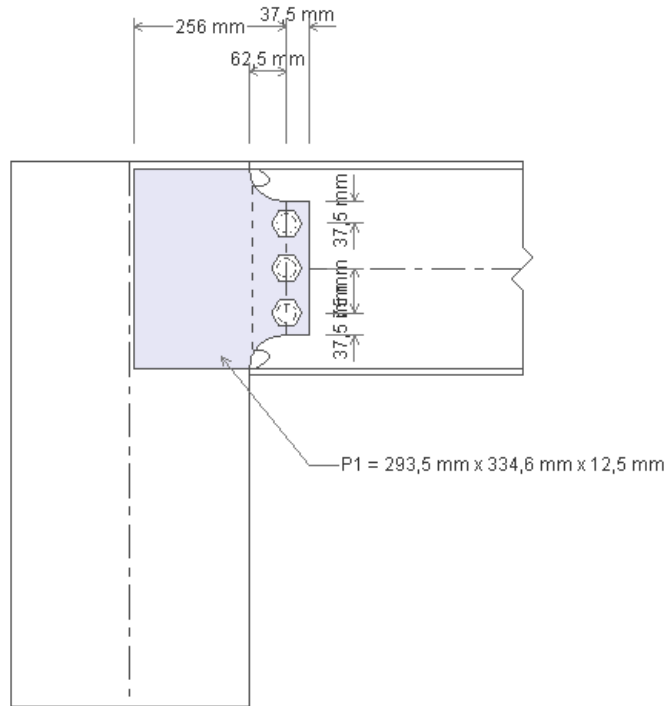
$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.2.9. Viga C3-C5, Nv+ 16,70 m. (IPE 360)



Datos iniciales:

$$P_u = 24,75 \text{ kg}$$

$$V_u = 6470,23 \text{ kg}$$

$$M_u = 755958,68 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 360	t_w	d	t_f	b_f
	8 mm	360 mm	12,7 mm	170 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 6470,28 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 162,0 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 334,6 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 862,44 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 3166861,58 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$3166861,58 \text{ kg} - \text{cm} > 755958,68 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = 2156,76 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$2156,76 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 33,46 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 41,83 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 63490,35 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$63490,35 \text{ kg} > 6470,23 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 28,74 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 52770,66 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$52770,66 \text{ kg} > 6470,23 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 6470,23 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 65479,41 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$65479,41 \text{ kg} > 6470,23 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = 20998,85 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 24951,06 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$24951,06 \text{ kg} > 20998,85 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

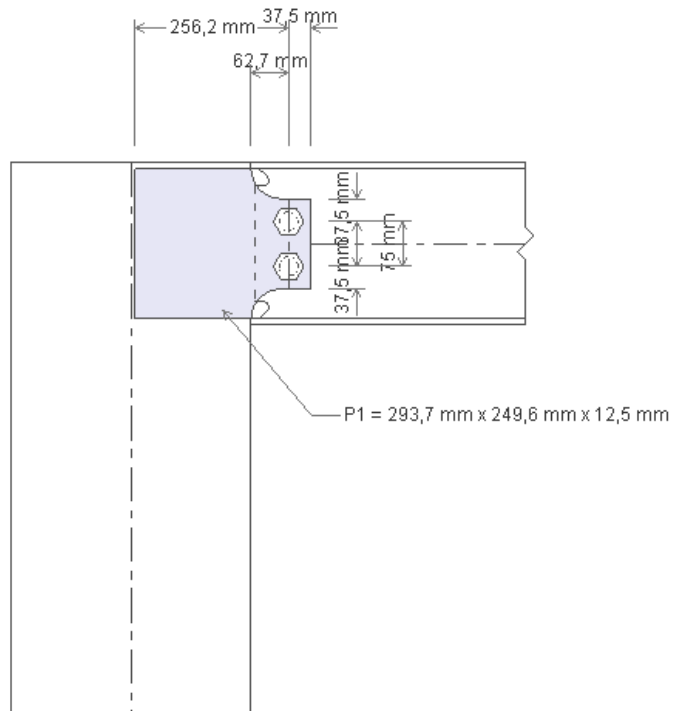
$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.2.10. Viga G2-G3, Nv+ 16,70 m. (IPE 270)



Datos iniciales:

$$P_u = 938,57 \text{ kg}$$

$$V_u = 3899,37 \text{ kg}$$

$$M_u = 499653,68 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 270	t_w	d	t_f	b_f
	6,6 mm	270 mm	10,2 mm	135 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 4010,73 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 128,4 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 249,6 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 407,76 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 1497291,09 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$1497291,09 \text{ kg} - \text{cm} > 499653,68 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 2 \text{ pernos}$$

$$r_u = 2005,37 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$2005,37 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 24,96 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 31,20 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 47361,60 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$47361,60 \text{ kg} > 3899,37 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 22,48 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 41269,84 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$41269,84 \text{ kg} > 3899,37 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 236,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 242,81 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 284113,55 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$284113,55 \text{ kg} > 3899,37 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 48845,37 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$48845,37 \text{ kg} > 3899,37 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = 18505,69 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 19814,08 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$19814,08 \text{ kg} > 18505,69 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

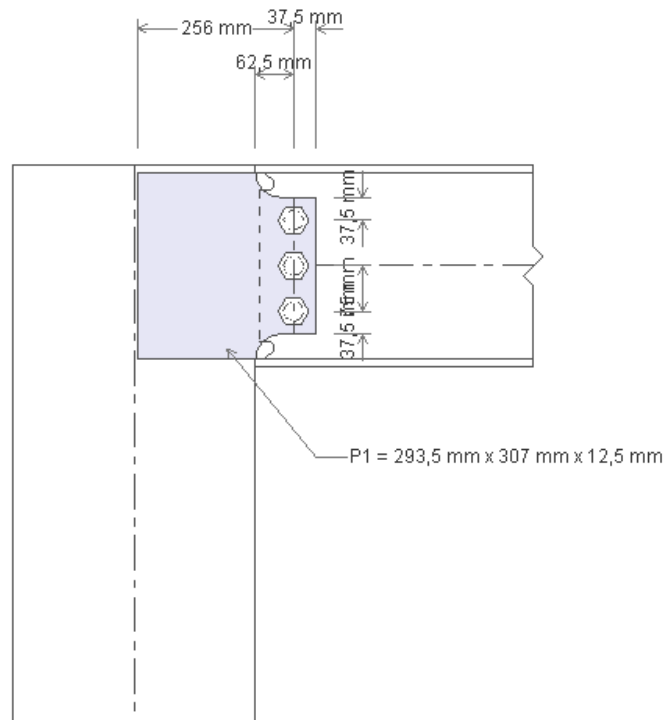
$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.2.11. Viga D3-D4, Nv+ 19,95 m. (IPE 330)



Datos iniciales:

$$P_u = 15,58 \text{ kg}$$

$$V_u = 5962,41 \text{ kg}$$

$$M_u = 451882,25 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 330	t_w	d	t_f	b_f
	7,5 mm	330 mm	11,5 mm	160 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espesor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	Db= 32 mm
Agujero	STD	Dh= 33,3 mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 5962,43 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 152,5 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 307,0 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 675,46 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 2480301,44 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$2480301,44 \text{ kg} - \text{cm} > 451882,25 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = 1987,48 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$1987,48 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 30,70 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 38,38 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 58253,25 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$58253,25 \text{ kg} > 5962,41 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 25,29 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 46436,46 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$46436,46 \text{ kg} > 5962,41 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 5962,41 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 60078,24 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$60078,24 \text{ kg} > 5962,41 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = 13693,40 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 23483,35 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$23483,35 \text{ kg} > 13693,40 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

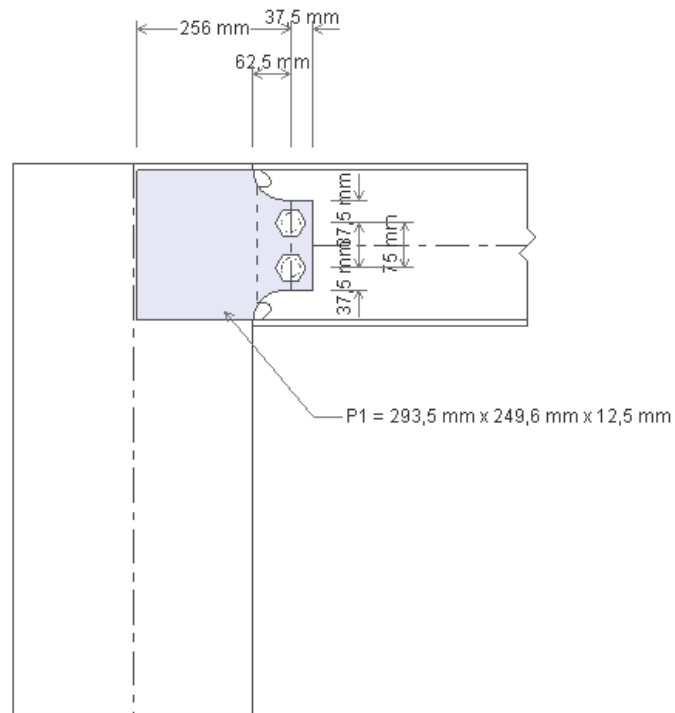
$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.2.12. Viga E5-E6, Nv+ 19,95 m. (IPE 270)



Datos iniciales:

$$P_u = 18,35 \text{ kg}$$

$$V_u = 3686,26 \text{ kg}$$

$$M_u = 171415,13 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 270	t_w	d	t_f	b_f
	6,6 mm	270 mm	10,2 mm	135 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espesor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 3686,31 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 128,4 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 249,6 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 407,76 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 1497291,09 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$1497291,09 \text{ kg} - \text{cm} > 171415,13 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 2 \text{ pernos}$$

$$r_u = 1843,15 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$1843,15 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 24,96 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 31,20 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 47361,60 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$47361,60 \text{ kg} > 3686,26 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 22,48 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 41269,84 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$41269,84 \text{ kg} > 3686,26 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 236,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 242,81 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6 F_y A_{gv}; 0,6 F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 284113,55 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$284113,55 \text{ kg} > 3686,26 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 48845,37 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$48845,37 \text{ kg} > 3686,26 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = 6348,71 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 19814,08 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$19814,08 \text{ kg} > 6348,71 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

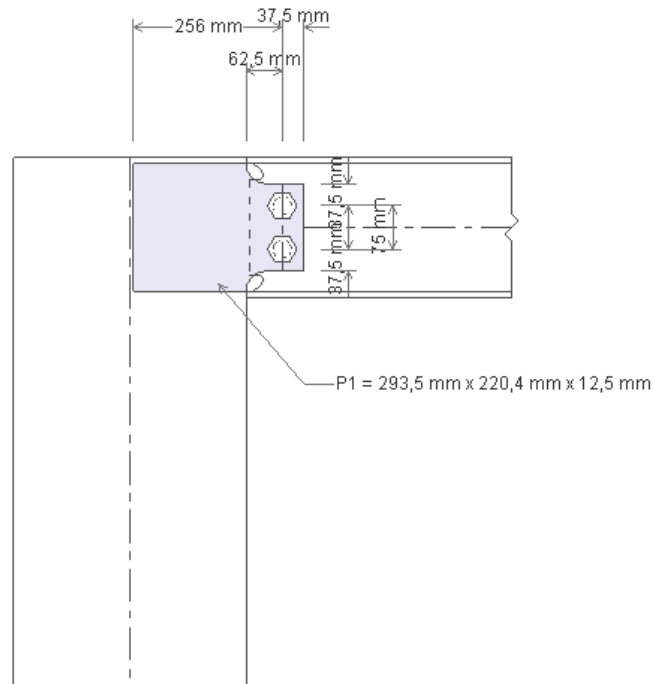
$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.2.13. Viga D5-D6, Nv+ 23,20 m. (IPE 240)



Datos iniciales:

$$P_u = 86,09 \text{ kg}$$

$$V_u = 5073,71 \text{ kg}$$

$$M_u = 253160,94 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 240	t_w	d	t_f	b_f
	6,2 mm	240 mm	9,8 mm	120 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 5074,44 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 113,8 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 220,4 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 305,91 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 1123315,98 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$1123315,98 \text{ kg} - \text{cm} > 253160,94 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 2 \text{ pernos}$$

$$r_u = 2537,22 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$2537,22 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 22,04 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 27,55 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 41820,90 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$41820,90 \text{ kg} > 5073,71 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 18,83 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 34568,44 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$34568,44 \text{ kg} > 5073,71 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 236,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 242,81 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 284113,55 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$284113,55 \text{ kg} > 5073,71 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 43131,09 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$43131,09 \text{ kg} > 5073,71 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = 10548,37 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 17612,51 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$17612,51 \text{ kg} > 10548,37 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

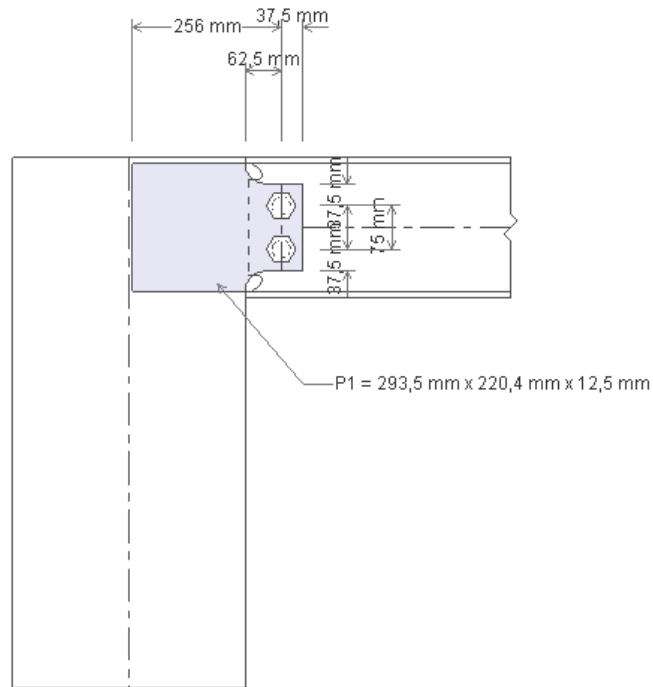
$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.2.14. Viga E6-E7, Nv+ 23,20 m. (IPE 240)



Datos iniciales:

$$P_u = 2067,57 \text{ kg}$$

$$V_u = 1011,12 \text{ kg}$$

$$M_u = 247978,40 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 240	t_w	d	t_f	b_f
	6,2 mm	240 mm	9,8 mm	120 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 2301,57 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 113,8 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 220,4 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 305,91 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 1123315,98 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$1123315,98 \text{ kg} - \text{cm} > 247978,40 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 2 \text{ pernos}$$

$$r_u = 1150,78 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$1150,78 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 22,04 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 27,55 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 41820,90 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$41820,90 \text{ kg} > 1011,12 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 18,83 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 34568,44 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$34568,44 \text{ kg} > 1011,12 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 236,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 242,81 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 284113,55 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$284113,55 \text{ kg} > 1011,12 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 43131,09 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$43131,09 \text{ kg} > 1011,12 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = 10332,43 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 17612,51 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$17612,51 \text{ kg} > 10332,43 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

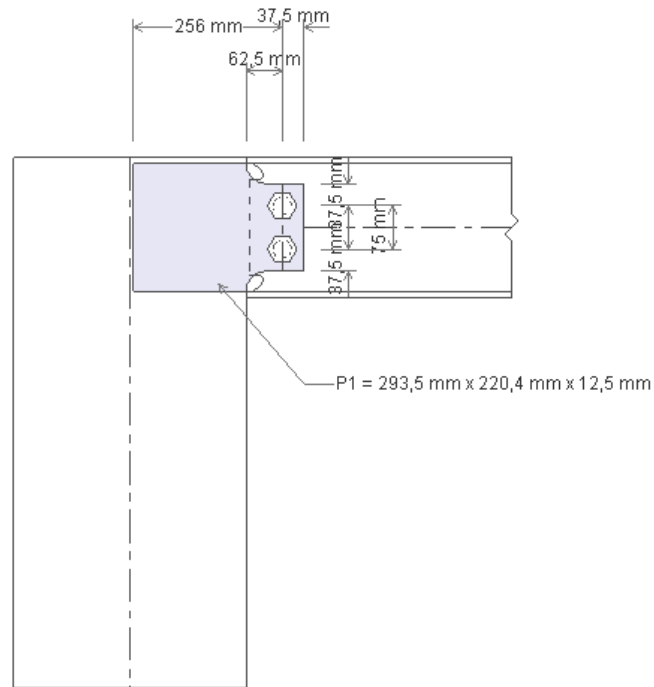
$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.2.15. Viga D6-D7, Nv+ 26,55 m. (IPE 240)



Datos iniciales:

$$P_u = 625,71 \text{ kg}$$

$$V_u = 2865,58 \text{ kg}$$

$$M_u = 409443,07 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 240	t_w	d	t_f	b_f
	6,2 mm	240 mm	9,8 mm	120 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 2933,10 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 113,8 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 220,4 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 305,91 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 1123315,98 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$1123315,98 \text{ kg} - \text{cm} > 409443,07 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 2 \text{ pernos}$$

$$r_u = 1466,55 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u ; \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia al corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$1466,55 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 22,04 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 27,55 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 41820,90 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$41820,90 \text{ kg} > 2865,58 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 18,83 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 34568,44 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$34568,44 \text{ kg} > 2865,58 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 236,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 242,81 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6 F_y A_{gv}; 0,6 F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 284113,55 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$284113,55 \text{ kg} > 2865,58 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 43131,09 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$43131,09 \text{ kg} > 2865,58 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura en el ala traccionada. (J2-3)

$$R_u = \frac{M_u}{d}$$

$$R_u = 17060,13 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{EXX} D b_f 1,5}{22,627}$$

$$\phi R_n = 17612,51 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$17612,51 \text{ kg} > 17060,13 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte del alma de la columna (Manual Eq. 9-2)

$$t_{min} = \frac{F_{EXX}D}{22,62F_u}$$

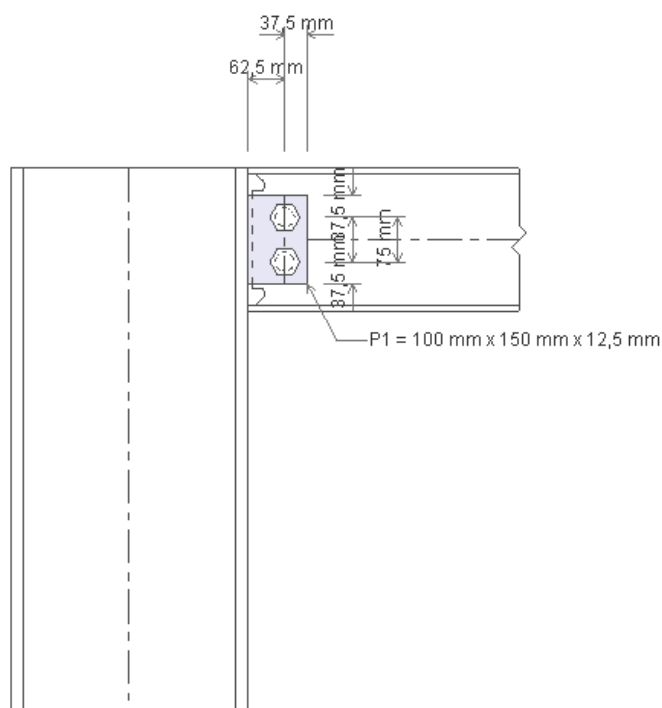
$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 13 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.19.3. DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA (CONEXIÓN AL ALA).

6.6.19.3.1. VIGA E'2-F2, Nv.+ 3,70 m



Datos iniciales:

$$P_u = 47,27 \text{ kg}$$

$$V_u = 521,43 \text{ kg}$$

$$M_u = 51065,22 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 240	t_w	d	t_f	b_f
	6,2 mm	240 mm	9,8 mm	120 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espesor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = \sqrt{47,27^2 + 521,43^2}$$

$$R_u = 523,57 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 120 \text{ mm} - 6,20 \text{ mm}$$

$$b = 113,8 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 240 \text{ mm} - 2 * 9,80 \text{ mm}$$

$$h = 220,4 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = \frac{12,0 \text{ cm} * (24)^2 \text{ cm}^2}{6} - \frac{11,38 \text{ cm} * (22,04)^3 \text{ cm}^3}{6 * (24,00) \text{ cm}}$$

$$S_{xx} = 305,91 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 0,9 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 305,91 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = 1123315,98 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$1123315,98 \text{ kg} - \text{cm} > 51065,22 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 2 \text{ pernos}$$

$$r_u = \frac{\sqrt{47,27^2 + 521,43^2}}{2}$$

$$r_u = 261,78 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 37,5 \text{ mm} - \frac{33,3 \text{ mm}}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1905 \text{ mm} - 33,3 \text{ mm}$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 0,75 * 1,2 * 2,085 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm} * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 0,75 * 1,2 * 187,17 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm} * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 0,75 * 2,4 * 3,2 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm} * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia a corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = \frac{3,14 * 3,2^2 \text{ cm}^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 0,75 * 3795 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$261,78 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = 150 \text{ mm}$$

$$A_{gv} = 15,0 \text{ cm} * 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 18,75 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 1 * 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 18,75 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 28462,50 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$28462,50 \text{ kg} > 571,43 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = [15,0 \text{ cm} - 2(3,33 \text{ cm} + 0,16 \text{ cm})]1,25 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = 10,03 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 0,6 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 10,03 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 18411,64 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$18411,64 \text{ kg} > 521,43 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = \left[3,75 \text{ cm} - \frac{1}{2}(3,33 \text{ cm} + 0,16 \text{ cm}) \right] 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2} (d_n + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = \left[[(2-1) * 190,5 \text{ cm} + 3,75 \text{ cm}] - \left[\frac{2 * 2 - 1}{2} (3,33 \text{ cm} + 0,16 \text{ cm}) \right] \right] 1,25 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = 236,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n-1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = [(2-1) * 190,50 \text{ cm} + 3,75 \text{ cm}] 25 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 242,81 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6 F_y A_{gv}; 0,6 F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 0,75 \left[4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2,51 \text{ cm}^2 + \min \left(0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 242,81 \text{ cm}^2; 0,6 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 236,27 \text{ cm}^2 \right) \right]$$

$$\phi R_n = 284113,55 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$284113,55 \text{ kg} > 521,43 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = \frac{0,75 * 0,6 * 4920 \frac{kg}{cm^2} * 10 \text{ cm} * 2 * 15,0 \text{ cm}}{22,627}$$

$$\phi R_n = 29354,19 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$29354,19 \text{ kg} > 521,43 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de la soldadura en la placa, Manual Eq. 9-2

$$t_{min} = \frac{F_{EXX} D}{22.62 F_u}$$

$$t_{min} = \frac{4920 \frac{kg}{cm^2} * 10 \text{ cm}}{22.62 * 4080 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_f > t_{min}$$

$$21 \text{ mm} > 5,3 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rendimiento a corte del alma de la viga.

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = 150 \text{ mm}$$

$$A_{gv} = 15,0 \text{ cm} * 0,62 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 9,30 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 1 * 0,6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 9,30 cm^2$$

$$\phi R_n = 14117,40 kg$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$14117,40 kg > 521,43 kg \therefore CUMPLE$$

- Rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 cm)]t$$

$$A_{nv} = [15,0 cm - 2(3,33 cm + 0,16 cm)] * 0,62 cm$$

$$A_{nv} = 4,97 cm^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 0,6 * 4080 \frac{kg}{cm^2} * 4,97 cm^2$$

$$\phi R_n = 9132,17 kg$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$9132,17 kg > 521,43 kg \therefore CUMPLE$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento del alma de la viga, (Referencia J4-5)

G =	12,5 mm
A =	62,5 mm
Leh =	37,5 mm
Lev =	37,5 mm
S =	75 mm

$$L_{eh} = a - g$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm} - 0,0 \text{ cm}$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm}$$

$$L_{ev} = \frac{d - l}{2}$$

$$L_{ev} = \frac{24 \text{ cm} - 15,0 \text{ cm}}{2}$$

$$L_{ev} = 4,50 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = \left[6,25 \text{ cm} - \frac{1}{2}(3,33 \text{ cm} + 0,16 \text{ cm}) \right] 0,62 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = [\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\}] t$$

$$A_{nv} = \left[[(2 - 1)190,5 \text{ cm} + 4,50 \text{ cm}] - \left[\frac{2 * 2 - 1}{2}(3,33 \text{ cm} + 0,16 \text{ cm}) \right] \right] 0,62 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = 117,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}] t$$

$$A_{gv} = [(2 - 1)190,5 \text{ cm} + 4,50 \text{ cm}] 0,62 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 120,90 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6 F_y A_{gv} ; 0,6 F_u A_{nv})]$$

$$F_u A_{nt} = 4080 \frac{kg}{cm^2} * 2,79 cm^2 = 11397,43 kg$$

$$0,6F_y A_{gv} = 0,6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 120,90 cm^2 = 183526,20 kg$$

$$0,6F_u A_{nv} = 0,6 * 4080 \frac{kg}{cm^2} * 117,66 cm^2 = 288020,57 kg$$

$$\phi R_n = 0,75[11397,43 kg + \min(183526,20 kg ; 288020,57 kg)]$$

$$\phi R_n = 146192,72 kg$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$146192,72 kg > 521,43 kg \therefore CUMPLE$$

- Resistencia a la cizalladura en la zona del panel. (AISC 13 – Sección 2.2.1)

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = \frac{51065,22 kg - cm}{24 cm - 0,98 cm}$$

$$R_u = 2218,30 kg$$

$$P_y = F_y A$$

$$A = 1,5206 cm^2$$

$$P_y = 2530 \frac{kg}{cm^2} * 1,5206 cm^2$$

$$P_y = 3847,22 kg$$

$$P_u \leq 0.4P_y$$

$$47,27 \text{ kg}_u \leq 0,4 * (3847,22 \text{ kg})$$

$$47,27 \text{ kg}_u \leq 1538,89 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y d t_w$$

$$\phi R_n = 0,9 * 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 24 \text{ cm} * 0,62 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 20329,06 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$20329,06 \text{ kg} > 2218,30 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en la zona de corte del alma

- Flexión local en el borde (AISC 13- Sección 2.2.2)

$$\phi R_n = \phi 6,25 t_f^2 F_y C_t$$

$$C_t = 1$$

$$\phi R_n = 0,9 * 6,25 * (0,98)^2 \text{ cm}^2 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1$$

$$\phi R_n = 13667,69 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$13667,69 \text{ kg} > 2218,30 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el borde de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Rendimiento local a flexión (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 0,98 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = \frac{51065,22 \text{ kg} - \text{cm}}{24 \text{ cm} - 0,98 \text{ cm}}$$

$$R_u = 2218,30 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi(12,7 K + N)F_y t_w$$

$$K = 1$$

$$\phi R_n = 1(12,7 * 1 + 0,98 \text{ cm}) * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0,62 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 21458,45 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$21458,45 \text{ kg} > 2218,30 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Cripp en el alma, (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 0,98 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = \frac{51065,22 \text{ kg} - \text{cm}}{24 \text{ cm} - 0,98 \text{ cm}}$$

$$R_u = 2218,30 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi 1148 t_w^2 \left[1 + 3 \left[\frac{N}{d} \right] \left[\frac{t_w^{1,5}}{t_f} \right] \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 1148$$

$$* (0,62)^2 \text{ cm}^2 \left[1 + 3 \left[\frac{0,98}{24} \right] \left[\frac{0,62^{1,5}}{0,98} \right] \right] \sqrt{\frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0,98 \text{ cm}}{0,62 \text{ cm}}}$$

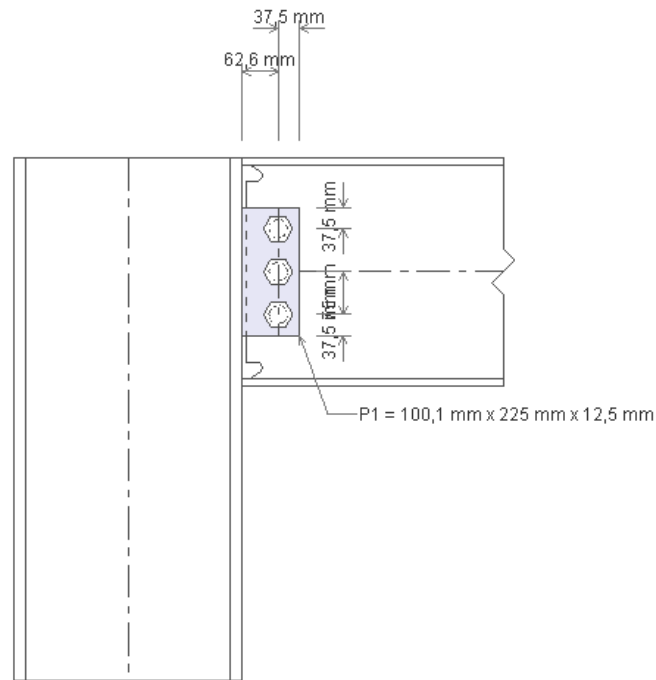
$$\phi R_n = 22231,54 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$21458,45 \text{ kg} > 2218,30 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de compresión en el borde

6.6.19.3.2. VIGA C2-D2, Nv.+ 6,95 m



Datos iniciales:

$$P_u = 105,51 \text{ kg}$$

$$V_u = 2235,34 \text{ kg}$$

$$M_u = 325405,43 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 400	t_w	d	t_f	b_f
	8,6 mm	400 mm	13,5 mm	180 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 2237,82 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 171,4 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 373,0 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 1093,82 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 4016520,73 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$4016520,73 \text{ kg} - \text{cm} > 325405,43 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = 745,94 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia a corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$261,78 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = 225 \text{ mm} = 22,5 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 28,13 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 42693,75 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$42693,75 \text{ kg} > 2235,34 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 15,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 27617,46 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$27617,46 \text{ kg} > 2235,34 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 2235,34 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 44031,28 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$44031,28 \text{ kg} > 2235,34 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de la soldadura en la placa, Manual Eq. 9-2

$$t_{min} = \frac{F_{EXX} D}{22.62 F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_f > t_{min}$$

$$21 \text{ mm} > 5,3 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rendimiento a corte del alma de la viga.

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = d = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 34,40 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 52219,20 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$52219,20 \text{ kg} > 2235,34 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 25,40 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 46632,61 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$46632,61 \text{ kg} > 2235,34 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-5)

G =	12,5 mm
A =	62,5 mm
Leh =	37,5 mm
Lev =	37,5 mm
S =	75 mm

$$L_{eh} = a - g$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm} - 0,0 \text{ cm}$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm}$$

$$L_{ev} = \frac{d - l}{2}$$

$$L_{ev} = 8,75 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 3,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 327,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 335,19 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv} ; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$F_u A_{nt} = 15809,34 \text{ kg}$$

$$0,6F_y A_{gv} = 508810,83 \text{ kg}$$

$$0,6F_u A_{nv} = 802170,89 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 393465,13 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$393465,13 \text{ kg} > 2235,34 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la cizalladura en la zona del panel. (AISC 13 – Sección 2.2.1)

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 8419,29 \text{ kg}$$

$$P_y = F_y A$$

$$A = 3,3039 \text{ cm}^2$$

$$P_y = 8358,78 \text{ kg}$$

$$P_u \leq 0.4P_y$$

$$105,51 \text{ kg} \leq 3343,51 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y d t_w$$

$$\phi R_n = 46997,28 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$46997,28 \text{ kg} > 8419,29 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en la zona de corte del alma

- Flexión local en el borde (AISC 13- Sección 2.2.2)

$$\phi R_n = \phi 6,25 t_f^2 F_y C_t$$

$$C_t = 1$$

$$\phi R_n = 25936,45 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$25936,45 \text{ kg} > 8419,29 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el borde de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Rendimiento local a flexión (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 1,35 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 8419,29 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi(12,7 K + N)F_y t_w$$

$$K = 1$$

$$\phi R_n = 30569,99 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$30569,99 \text{ kg} > 8419,29 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Cripp en el alma, (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 1,35 \text{ cm cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 8419,29 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi 1148 t_w^2 \left[1 + 3 \left[\frac{N}{d} \right] \left[\frac{t_w^{1,5}}{t_f} \right] \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}}$$

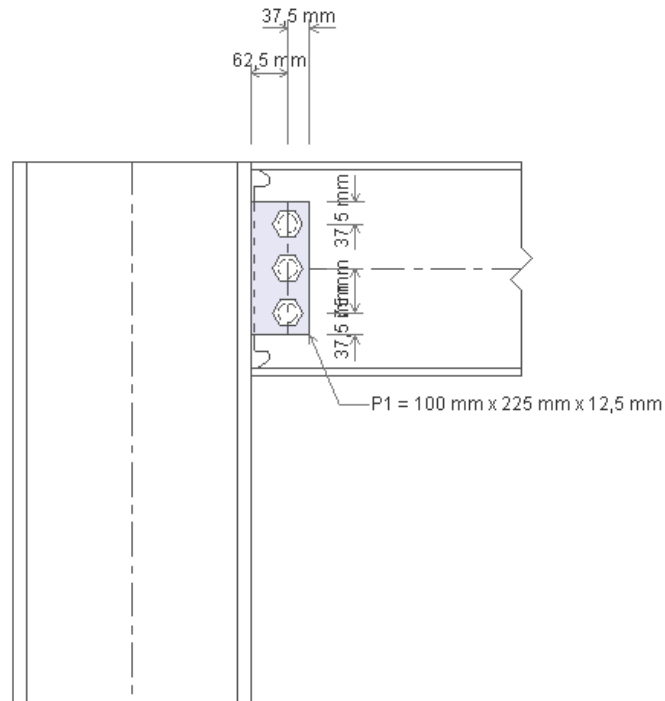
$$\phi R_n = 42218,82 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$42218,82 \text{ kg} > 8419,29 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de compresión en el borde

6.6.19.3.3. VIGA B7-D7, Nv.+ 10,20 m



Datos iniciales:

$$P_u = 36,46 \text{ kg}$$

$$V_u = 2425,77 \text{ kg}$$

$$M_u = 326384,36 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 360	t_w	d	t_f	b_f
	8,0 mm	360 mm	12,7 mm	170 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espesor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 2426,04 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 162,0 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 334,6 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 862,44 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 3166861,58 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$3166861,58 \text{ kg} - \text{cm} > 326384,36 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = 808,68 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia a corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$261,78 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = 225 \text{ mm} = 22,5 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 28,13 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 42693,75 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$42693,75 \text{ kg} > 2425,77 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 15,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 27617,46 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$27617,46 \text{ kg} > 2425,77 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 2425,77 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 44031,28 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$44031,28 \text{ kg} > 2425,77 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de la soldadura en la placa, Manual Eq. 9-2

$$t_{min} = \frac{F_{EXX} D}{22.62 F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_f > t_{min}$$

$$21 \text{ mm} > 5,3 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rendimiento a corte del alma de la viga.

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = d = 360 \text{ mm} = 36 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 28,80 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 43718,40 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$43718,40 \text{ kg} > 2425,77 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 20,43 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 37503,97 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$37503,97 \text{ kg} > 2425,77 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-5)

G =	12,5 mm
A =	62,5 mm
Leh =	37,5 mm
Lev =	37,5 mm
S =	75 mm

$$L_{eh} = a - g$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm} - 0,0 \text{ cm}$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm}$$

$$L_{ev} = \frac{d - l}{2}$$

$$L_{ev} = 6,75 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 303,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 310,20 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv} ; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$F_u A_{nt} = 14706,36 \text{ kg}$$

$$0,6F_y A_{gv} = 470883,60 \text{ kg}$$

$$0,6F_u A_{nv} = 742288,68 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 364192,47 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$364192,47 \text{ kg} > 2425,77 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la cizalladura en la zona del panel. (AISC 13 – Sección 2.2.1)

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 9397,76 \text{ kg}$$

$$P_y = F_y A$$

$$A = 2,8814 \text{ cm}^2$$

$$P_y = 7289,98 \text{ kg}$$

$$P_u \leq 0.4P_y$$

$$36,46 \text{ kg} \leq 2915,99 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y d t_w$$

$$\phi R_n = 39346,56 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$39346,56 \text{ kg} > 9397,76 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en la zona de corte del alma

- Flexión local en el borde (AISC 13- Sección 2.2.2)

$$\phi R_n = \phi 6,25 t_f^2 F_y C_t$$

$$C_t = 1$$

$$\phi R_n = 22953,58 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$22953,58 \text{ kg} > 9397,76 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el borde de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Rendimiento local a flexión (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 1,27 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 9397,76 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi(12,7 K + N)F_y t_w$$

$$K = 1$$

$$\phi R_n = 28275,28 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$28275,28 \text{ kg} > 9397,76 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Cripp en el alma, (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 1,27 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 9397,76 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi 1148 t_w^2 \left[1 + 3 \left[\frac{N}{d} \right] \left[\frac{t_w^{1,5}}{t_f} \right] \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}}$$

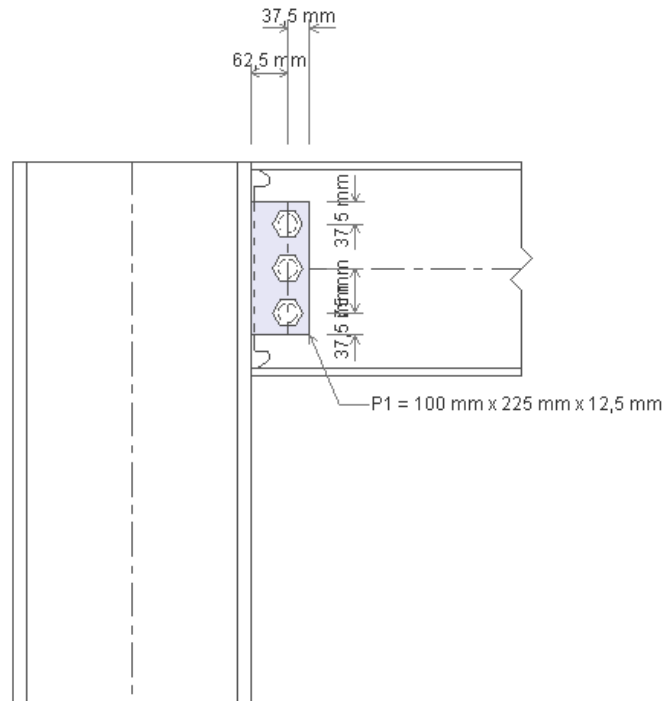
$$\phi R_n = 36789,10 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$36789,10 \text{ kg} > 9397,76 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de compresión en el borde

6.6.19.3.4. VIGA B6-D6, Nv.+ 13,45 m



Datos iniciales:

$$P_u = 74,20 \text{ kg}$$

$$V_u = 2316,95 \text{ kg}$$

$$M_u = 317378,27 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 330	t_w	d	t_f	b_f
	7,5 mm	330 mm	11,5 mm	160 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 2318,14 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 152,50 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 307,0 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 675,46 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 2480301,44 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$2480301,44 \text{ kg} - \text{cm} > 317378,27 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = 772,71 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia a corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$772,71 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = 225 \text{ mm} = 22,5 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 28,13 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 42693,75 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$42693,75 \text{ kg} > 2316,95 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 15,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 27617,46 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$27617,46 \text{ kg} > 2316,95 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 2316,95 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 44031,28 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$44031,28 \text{ kg} > 2316,95 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de la soldadura en la placa, Manual Eq. 9-2

$$t_{min} = \frac{F_{EXX} D}{22.62 F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_f > t_{min}$$

$$21 \text{ mm} > 5,3 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rendimiento a corte del alma de la viga.

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = d = 330 \text{ mm} = 33 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 24,75 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 37570,50 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$37570,50 \text{ kg} > 2316,95 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 16,90 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 31028,97 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$31028,97 \text{ kg} > 2316,95 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-5)

G =	12,5 mm
A =	62,5 mm
Leh =	37,5 mm
Lev =	37,5 mm
S =	75 mm

$$L_{eh} = a - g$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm} - 0,0 \text{ cm}$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm}$$

$$L_{ev} = \frac{d - l}{2}$$

$$L_{ev} = 5,25 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 283,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 289,69 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv} ; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$F_u A_{nt} = 13787,21 \text{ kg}$$

$$0,6F_y A_{gv} = 439745,63 \text{ kg}$$

$$0,6F_u A_{nv} = 693141,64 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 340149,63 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$340149,63 \text{ kg} > 2316,95 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la cizalladura en la zona del panel. (AISC 13 – Sección 2.2.1)

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 9964,78 \text{ kg}$$

$$P_y = F_y A$$

$$A = 2,4439 \text{ cm}^2$$

$$P_y = 6182,98 \text{ kg}$$

$$P_u \leq 0.4P_y$$

$$74,20 \text{ kg} \leq 2473,19 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y d t_w$$

$$\phi R_n = 33813,45 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$33813,45 \text{ kg} > 9964,78 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en la zona de corte del alma

- Flexión local en el borde (AISC 13- Sección 2.2.2)

$$\phi R_n = \phi 6,25 t_f^2 F_y C_t$$

$$C_t = 1$$

$$\phi R_n = 18820,83 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$18820,83 \text{ kg} > 9964,78 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el borde de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Rendimiento local a flexión (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 1,15 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 9964,78 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi(12,7 K + N)F_y t_w$$

$$K = 1$$

$$\phi R_n = 26280,38 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$26280,38 \text{ kg} > 9964,78 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Cripp en el alma, (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 1,15 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 9964,78 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi 1148 t_w^2 \left[1 + 3 \left[\frac{N}{d} \right] \left[\frac{t_w^{1,5}}{t_f} \right] \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}}$$

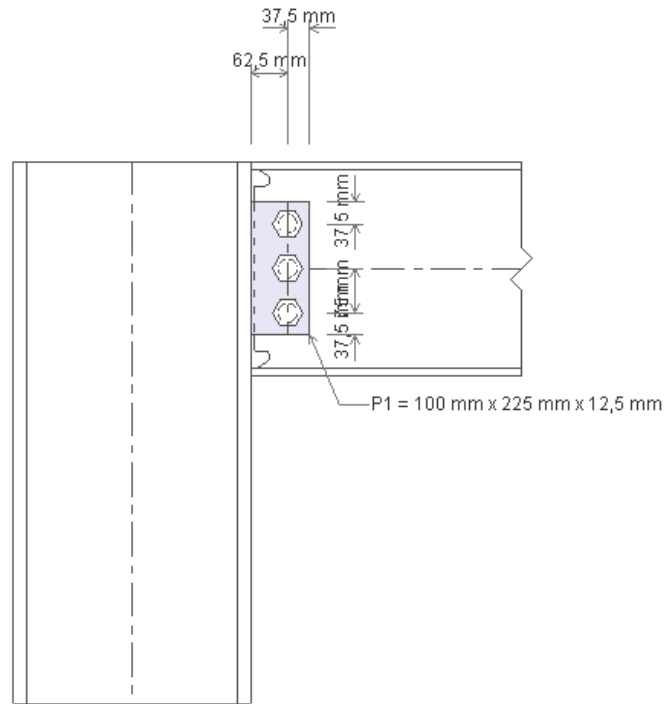
$$\phi R_n = 31842,64 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$31842,64 \text{ kg} > 9964,78 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de compresión en el borde

6.6.19.3.5. VIGA C3-D3, Nv.+ 16,70 m



Datos iniciales:

$$P_u = 148,37 \text{ kg}$$

$$V_u = 811,61 \text{ kg}$$

$$M_u = 5838,99 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 330	t_w	d	t_f	b_f
	7,5 mm	330 mm	11,5 mm	160 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 825,06 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 152,50 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 307,0 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 675,46 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 2480301,44 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$2480301,44 \text{ kg} - \text{cm} > 5838,99 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = 275,02 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia a corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$275,02 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = 225 \text{ mm} = 22,5 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 28,13 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 42693,75 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$42693,75 \text{ kg} > 811,61 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 15,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 27617,46 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$27617,46 \text{ kg} > 811,61 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 811,61 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 44031,28 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$44031,28 \text{ kg} > 811,61 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de la soldadura en la placa, Manual Eq. 9-2

$$t_{min} = \frac{F_{EXX} D}{22.62 F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_f > t_{min}$$

$$21 \text{ mm} > 5,3 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rendimiento a corte del alma de la viga.

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = d = 330 \text{ mm} = 33 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 24,75 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 37570,50 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$37570,50 \text{ kg} > 811,61 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 16,90 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 31028,97 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$31028,97 \text{ kg} > 811,61 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-5)

G =	12,5 mm
A =	62,5 mm
Leh =	37,5 mm
Lev =	37,5 mm
S =	75 mm

$$L_{eh} = a - g$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm} - 0,0 \text{ cm}$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm}$$

$$L_{ev} = \frac{d - l}{2}$$

$$L_{ev} = 5,25 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 283,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 289,69 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv} ; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$F_u A_{nt} = 13787,21 \text{ kg}$$

$$0,6F_y A_{gv} = 439745,63 \text{ kg}$$

$$0,6F_u A_{nv} = 693141,64 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 340149,63 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$340149,63 \text{ kg} > 811,61 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la cizalladura en la zona del panel. (AISC 13 – Sección 2.2.1)

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 183,33 \text{ kg}$$

$$P_y = F_y A$$

$$A = 2,4439 \text{ cm}^2$$

$$P_y = 6182,98 \text{ kg}$$

$$P_u \leq 0.4P_y$$

$$148,37 \text{ kg} \leq 2473,19 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y d t_w$$

$$\phi R_n = 33813,45 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$33813,45 \text{ kg} > 183,33 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en la zona de corte del alma

- Flexión local en el borde (AISC 13- Sección 2.2.2)

$$\phi R_n = \phi 6,25 t_f^2 F_y C_t$$

$$C_t = 1$$

$$\phi R_n = 18820,83 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$18820,83 \text{ kg} > 183,33 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el borde de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Rendimiento local a flexión (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 1,15 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 183,33 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi(12,7 K + N)F_y t_w$$

$$K = 1$$

$$\phi R_n = 26280,38 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$26280,38 \text{ kg} > 183,33 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Cripp en el alma, (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 1,15 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 183,33 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi 1148 t_w^2 \left[1 + 3 \left[\frac{N}{d} \right] \left[\frac{t_w^{1,5}}{t_f} \right] \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}}$$

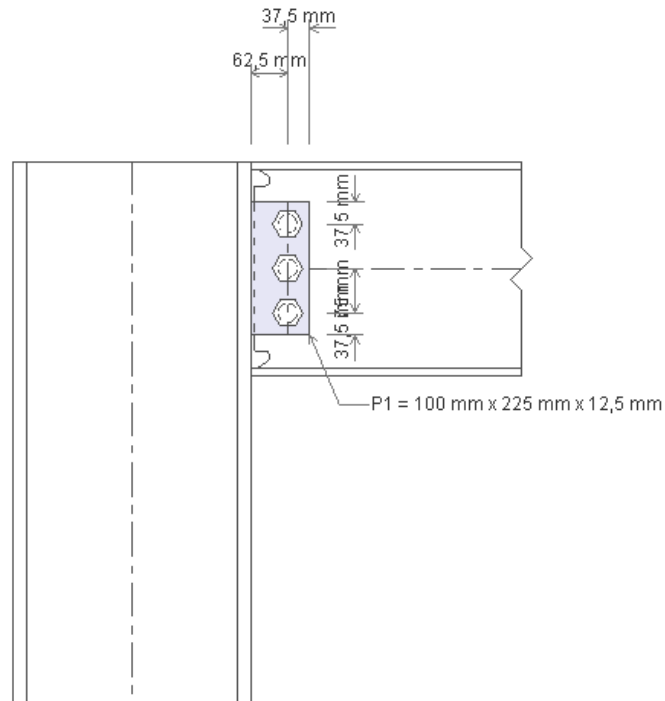
$$\phi R_n = 31842,64 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$31842,64 \text{ kg} > 183,33 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de compresión en el borde

6.6.19.3.6. VIGA D9-E9, Nv.+ 19,95 m



Datos iniciales:

$$P_u = 766,27 \text{ kg}$$

$$V_u = 3074,15 \text{ kg}$$

$$M_u = 768051,26 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 330	t_w	d	t_f	b_f
	7,5 mm	330 mm	11,5 mm	160 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 3168,22 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 152,50 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 307,0 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 675,46 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 2480301,44 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$2480301,44 \text{ kg} - \text{cm} > 768051,26 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$r_u = 1056,07 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia a corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$1056,07 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = 225 \text{ mm} = 22,5 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 28,13 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 42693,75 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$42693,75 \text{ kg} > 3074,15 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 15,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 27617,46 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$27617,46 \text{ kg} > 3074,15 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 470,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 480,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 555218,86 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$555218,86 \text{ kg} > 3074,15 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 44031,28 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$44031,28 \text{ kg} > 3074,15 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de la soldadura en la placa, Manual Eq. 9-2

$$t_{min} = \frac{F_{EXX} D}{22.62 F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_f > t_{min}$$

$$21 \text{ mm} > 5,3 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rendimiento a corte del alma de la viga.

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = d = 330 \text{ mm} = 33 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 24,75 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 37570,50 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$37570,50 \text{ kg} > 3074,15 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 16,90 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 31028,97 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$31028,97 \text{ kg} > 3074,15 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-5)

G =	12,5 mm
A =	62,5 mm
Leh =	37,5 mm
Lev =	37,5 mm
S =	75 mm

$$L_{eh} = a - g$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm} - 0,0 \text{ cm}$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm}$$

$$L_{ev} = \frac{d - l}{2}$$

$$L_{ev} = 5,25 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 283,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 289,69 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv} ; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$F_u A_{nt} = 13787,21 \text{ kg}$$

$$0,6F_y A_{gv} = 439745,63 \text{ kg}$$

$$0,6F_u A_{nv} = 693141,64 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 340149,63 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$340149,63 \text{ kg} > 3074,15 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la cizalladura en la zona del panel. (AISC 13 – Sección 2.2.1)

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 24114,64 \text{ kg}$$

$$P_y = F_y A$$

$$A = 2,4439 \text{ cm}^2$$

$$P_y = 6182,98 \text{ kg}$$

$$P_u \leq 0.4P_y$$

$$766,27 \text{ kg} \leq 2473,19 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y d t_w$$

$$\phi R_n = 33813,45 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$33813,45 \text{ kg} > 24114,64 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en la zona de corte del alma

- Flexión local en el borde (AISC 13- Sección 2.2.2)

$$\phi R_n = \phi 6,25 t_f^2 F_y C_t$$

$$C_t = 1$$

$$\phi R_n = 18820,83 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$18820,83 \text{ kg} > 24114,64 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el borde de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Rendimiento local a flexión (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 1,15 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 24114,64 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi(12,7 K + N)F_y t_w$$

$$K = 1$$

$$\phi R_n = 26280,38 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$26280,38 \text{ kg} > 24114,64 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Cripp en el alma, (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 1,15 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 24114,64 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi 1148 t_w^2 \left[1 + 3 \left[\frac{N}{d} \right] \left[\frac{t_w^{1,5}}{t_f} \right] \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}}$$

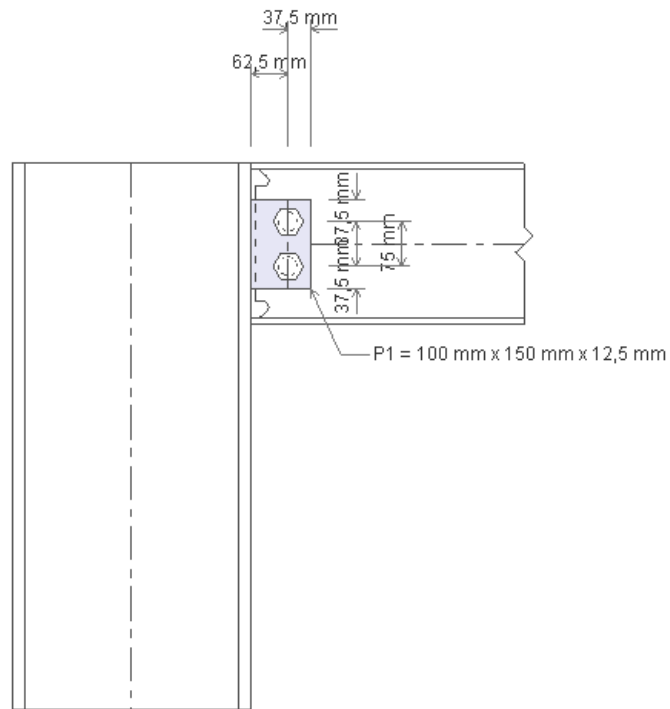
$$\phi R_n = 31842,64 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$31842,64 \text{ kg} > 24114,64 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de compresión en el borde

6.6.19.3.7. VIGA C6-D6, Nv.+ 23,20 m



Datos iniciales:

$$P_u = 115,92 \text{ kg}$$

$$V_u = 1936,08 \text{ kg}$$

$$M_u = 376459,13 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 270	t_w	d	t_f	b_f
	6,6 mm	270 mm	10,2 mm	135 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 1939,55 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 128,40 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 249,60 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 407,76 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 1497291,09 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$1497291,09 \text{ kg} - \text{cm} > 376459,13 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 2 \text{ pernos}$$

$$r_u = 969,77 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia a corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$969,77 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = 150 \text{ mm} = 15,0 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 18,75 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 28462,50 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$28462,50 \text{ kg} > 1936,08 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 10,03 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 18411,64 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$18411,64 \text{ kg} > 1936,08 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 236,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 242,81 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 284113,55 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$284113,55 \text{ kg} > 1936,08 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 29354,19 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$29354,19 \text{ kg} > 1936,08 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de la soldadura en la placa, Manual Eq. 9-2

$$t_{min} = \frac{F_{EXX} D}{22.62 F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_f > t_{min}$$

$$21 \text{ mm} > 5,3 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rendimiento a corte del alma de la viga.

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = d = 270 \text{ mm} = 27 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 17,82 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 27050,76 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$27050,76 \text{ kg} > 1936,08 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 13,21 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 24262,46 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$24262,46 \text{ kg} > 1936,08 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-5)

G =	12,5 mm
A =	62,5 mm
Leh =	37,5 mm
Lev =	37,5 mm
S =	75 mm

$$L_{eh} = a - g$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm} - 0,0 \text{ cm}$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm}$$

$$L_{ev} = \frac{d - l}{2}$$

$$L_{ev} = 6,00 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 126,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 129,69 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv} ; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$F_u A_{nt} = 12132,75 \text{ kg}$$

$$0,6F_y A_{gv} = 196869,42 \text{ kg}$$

$$0,6F_u A_{nv} = 309026,06 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 156751,63 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$156751,63 \text{ kg} > 1936,08 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la cizalladura en la zona del panel. (AISC 13 – Sección 2.2.1)

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 14490,34 \text{ kg}$$

$$P_y = F_y A$$

$$A = 1,7895 \text{ cm}^2$$

$$P_y = 4527,39 \text{ kg}$$

$$P_u \leq 0.4P_y$$

$$115,92 \text{ kg} \leq 1810,95 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y d t_w$$

$$\phi R_n = 24345,68 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$24345,68 \text{ kg} > 14490,34 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en la zona de corte del alma

- Flexión local en el borde (AISC 13- Sección 2.2.2)

$$\phi R_n = \phi 6,25 t_f^2 F_y C_t$$

$$C_t = 1$$

$$\phi R_n = 14806,19 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$14806,19 \text{ kg} > 14490,34 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el borde de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Rendimiento local a flexión (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 1,02 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 14490,34 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi(12,7 K + N)F_y t_w$$

$$K = 1$$

$$\phi R_n = 22909,66 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$22909,66 \text{ kg} > 14490,34 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Cripp en el alma, (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 1,15 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 14490,34 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi 1148 t_w^2 \left[1 + 3 \left[\frac{N}{d} \right] \left[\frac{t_w^{1,5}}{t_f} \right] \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}}$$

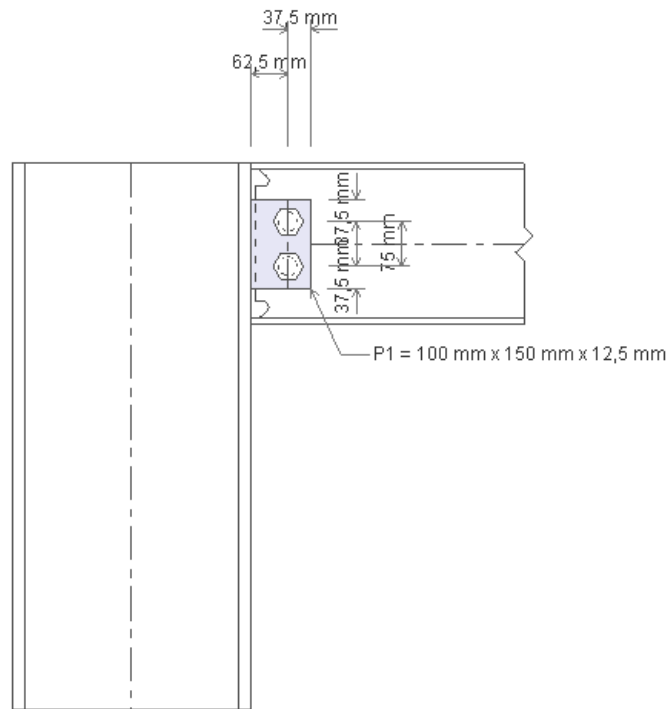
$$\phi R_n = 24848,37 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$24848,37 \text{ kg} > 14490,34 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de compresión en el borde

6.6.19.3.8. VIGA D7-E7, Nv.+ 26,55 m



Datos iniciales:

$$P_u = 36,28 \text{ kg}$$

$$V_u = 1745,65 \text{ kg}$$

$$M_u = 302959,31 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de la columna, viga y de la placa base)}$$

	t_w	d	t_f	b_f
COLHW400*400	13 mm	400 mm	21 mm	400 mm

VIGA IPE 240	t_w	d	t_f	b_f
	6,2 mm	240 mm	9,8 mm	120 mm

Características Iniciales	s	l_{ev}	l_{eh}
	1905	37,5	37,5
	mm	mm	mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	12,5 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	$D_b = 32$ mm
Agujero	STD	$D_h = 33,3$ mm

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = 1746,02 \text{ kg}$$

- Resistencia a flexión. (Eq F13-1)

$$b = b_f - t_w$$

$$b = 113,80 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f$$

$$h = 220,40 \text{ mm}$$

$$S_{xx} = \frac{b_f d^2}{6} - \frac{bh^3}{6d}$$

$$S_{xx} = 305,91 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_u S_x$$

$$\phi M_n = 1123315,98 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$1123315,98 \text{ kg} - \text{cm} > 302959,31 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Tensión en los pernos (se calcula la fuerza para cada perno) (Pg. 7-18 AISC manual)

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n}$$

$$n = 2 \text{ pernos}$$

$$r_u = 873,01 \text{ kg}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 \text{ mm} = 2,085 \text{ cm}$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 1871,7 \text{ mm} = 187,17 \text{ cm}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u)$$

$$\phi 1,2 l_{c1} t F_u = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi 1,2 l_c t F_u = 859110,30 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \min(9570,15 \text{ kg} ; 859110,30 \text{ kg})$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2,4 dt F_u$$

$$\phi r_{n1} = 29376,00 \text{ kg}$$

$$\min(\phi 1,2 l_{c1} t F_u, \phi 1,2 l_c t F_u) \leq \phi 2,4 dt F_u$$

$$9570,15 \text{ kg} \leq 29376,00 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} = 9570,15 \text{ kg}$$

- Resistencia a corte de cada perno.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b$$

$$\phi r_{n2} = 22893,44 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n1} < \phi r_{n2}$$

$$9570,15 \text{ kg} < 22893,44 \text{ kg}$$

- Cizallamiento en el soporte

$$r_u < \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})$$

$$873,01 \text{ kg} < 9570,15 \text{ kg}$$

- Rendimiento a corte de la placa de apoyo (referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = 150 \text{ mm} = 15,0 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 18,75 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 28462,50 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$28462,50 \text{ kg} > 1745,65 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura a corte de la placa (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 10,03 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 18411,64 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$18411,64 \text{ kg} > 1745,65 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento de placa

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 236,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 242,81 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv}; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 284113,55 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$284113,55 \text{ kg} > 1745,65 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia de la soldadura (referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = 29354,19 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$29354,19 \text{ kg} > 1745,65 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de la soldadura en la placa, Manual Eq. 9-2

$$t_{min} = \frac{F_{EXX} D}{22.62 F_u}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_f > t_{min}$$

$$21 \text{ mm} > 5,3 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rendimiento a corte del alma de la viga.

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = d = 240 \text{ mm} = 24 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 14,88 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 22587,84 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$22587,84 \text{ kg} > 1745,65 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 \text{ cm})]t$$

$$A_{nv} = 10,55 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 19377,05 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$19377,05 \text{ kg} > 1745,65 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la rotura de cizallamiento del alma de la viga, (referencia J4-5)

G =	12,5 mm
A =	62,5 mm
Leh =	37,5 mm
Lev =	37,5 mm
S =	75 mm

$$L_{eh} = a - g$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm} - 0,0 \text{ cm}$$

$$L_{eh} = 6,25 \text{ cm}$$

$$L_{ev} = \frac{d - l}{2}$$

$$L_{ev} = 4,50 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = 117,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = 120,90 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6F_y A_{gv} ; 0,6F_u A_{nv})]$$

$$F_u A_{nt} = 11397,43 \text{ kg}$$

$$0,6F_y A_{gv} = 183526,20 \text{ kg}$$

$$0,6F_u A_{nv} = 288020,57 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 146192,72 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$146192,72 \text{ kg} > 1745,65 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a la cizalladura en la zona del panel. (AISC 13 – Sección 2.2.1)

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 13160,70 \text{ kg}$$

$$P_y = F_y A$$

$$A = 1,5206 \text{ cm}^2$$

$$P_y = 3847,22 \text{ kg}$$

$$P_u \leq 0.4P_y$$

$$362,8 \text{ kg} \leq 1538,89 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y d t_w$$

$$\phi R_n = 20329,06 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$20329,06 \text{ kg} > 13160,70 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en la zona de corte del alma

- Flexión local en el borde (AISC 13- Sección 2.2.2)

$$\phi R_n = \phi 6,25 t_f^2 F_y C_t$$

$$C_t = 1$$

$$\phi R_n = 13667,69 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$13667,69 \text{ kg} > 13160,70 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el borde de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Rendimiento local a flexión (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 0,98 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 13160,70 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi(12,7 K + N)F_y t_w$$

$$K = 1$$

$$\phi R_n = 21458,45 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$21458,45 \text{ kg} > 13160,70 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de tensión en el borde

- Cripp en el alma, (AISC 13- Sección 2.2.3)

$$N = t_f$$

$$N = 0,98 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = 13160,70 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \phi 1148 t_w^2 \left[1 + 3 \left[\frac{N}{d} \right] \left[\frac{t_w^{1,5}}{t_f} \right] \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}}$$

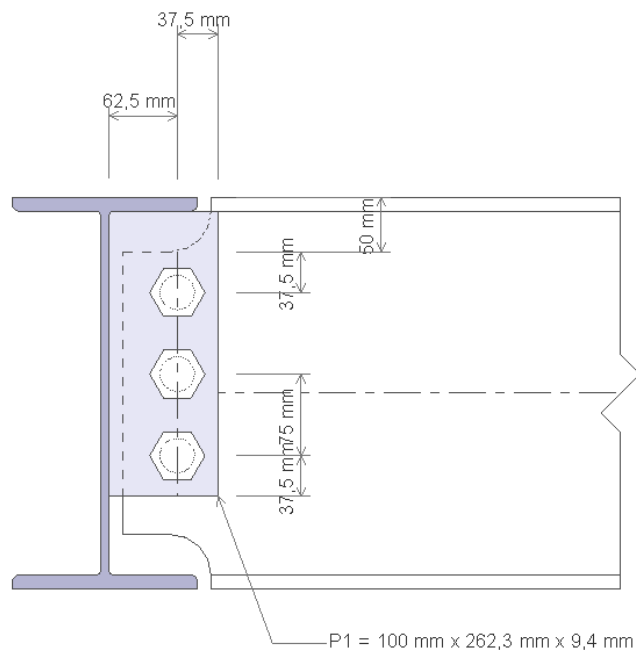
$$\phi R_n = 22231,54 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$22231,54 \text{ kg} > 13160,70 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

No se necesitan rigidizadores en el alma de la columna para resistir la fuerza de compresión en el borde

6.6.19.4. DISEÑO CONEXIÓN VIGA – VIGA.



Datos iniciales:

$$P_u = 2,07 \text{ kg}$$

$$V_u = 2026,76 \text{ kg}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de las vigas y de la placa)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (material de las vigas y de la placa)}$$

VIGA IPE 360 (No. 1)	t_w	d	t_f	b_f
	8 mm	360 mm	12,7 mm	170 mm

VIGA IPE 360 (No. 2)	t_w	d	t_f	b_f
	8 mm	360 mm	12,7 mm	170 mm

Capa	c	lev	leh
	93,5 mm	50,0 mm	50,0 mm

Características Iniciales	s	lev	leh
	75,0 mm	37,5 mm	37,5 mm

SOLDADURA	Tamaño	
	D(1/16)	100 mm

PLACA	Espeor (t)
	10,0 mm

ELEMENTO	TIPO	DIÁMETRO
Perno	A325-N	Db= 32 mm
Agujero	STD	Dh= 33,3 mm

- Demanda de corte

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2}$$

$$R_u = \sqrt{(2,07)^2 + (2026,76)^2}$$

$$R_u = 2026,77 \text{ kg}$$

- Fuerza del perno para una sola fuerza, (Referencia J3-1)

$$A_b = \frac{\pi d_b^2}{4}$$

$$A_b = \frac{3,14 * (3,2)^2 cm^2}{4}$$

$$A_b = 8,04 cm^2$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b n$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 3795,40 \frac{kg}{cm^2} * 8,04 cm^2 * 3$$

$$\phi R_n = 68680,33 kg$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$68680,33 kg > 2026,76 kg \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia del perno ubicado en el alma de la placa, (Referencia J3-6a)

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2}$$

$$l_{c1} = 37,5 mm - \frac{33,3 mm}{2}$$

$$l_{c1} = 20,85 mm = 2,085 cm$$

$$l_c = s - d_h$$

$$l_c = 75 mm - 33,3 mm$$

$$l_c = 41,70 mm = 4,17 cm$$

$$\phi r_{n1} = \phi(1,2 l_{c1} t F_u)$$

$$\phi r_{n1} = 0,75 \left(1,2 * 2,085 cm * 1,0 cm * 40,80 \frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$\phi r_{n1} = 7656,12 \text{ kg}$$

$$\phi r_{n2} = \phi(1,2l_c t F_u)$$

$$\phi r_{n2} = 0,75(1,2 * 4,17 \text{ cm} * 1,0 \text{ cm} * 40,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$\phi r_{n2} = 15312,24 \text{ kg}$$

$$\phi r_n(\text{max}) = \phi(2,4dt F_u)$$

$$\phi r_n(\text{max}) = 0,75(2,4 * 3,2 \text{ cm} * 1,0 \text{ cm} * 40,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$\phi r_n(\text{max}) = 23500,80 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = \min(\phi r_{n1}, \phi r_{n\text{max}}) + (n - 1)\min(\phi r_{n2}, \phi r_{n\text{max}})$$

$$\phi R_n = \min(7656,12 \text{ kg} ; 23500,80 \text{ kg}) + (3 - 1)\min(15312,24 \text{ kg} ; 23500,80 \text{ kg})$$

$$\phi R_n = 38280,60 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$38280,60 \text{ kg} > 2026,76 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rendimiento a corte de la placa, (Referencia J4-3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$L = 26,24 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 26,24 \text{ cm} * 1,0 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 26,24 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 1 * 0,6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 26,24 cm^2$$

$$\phi R_n = 39829,59 kg$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$39829,59 kg > 2026,76 kg \therefore CUMPLE$$

- Rotura a corte del alma de la placa, (Referencia J4-4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 cm)]t$$

$$A_{nv} = [26,24 cm - 3(3,33 cm + 0,16 cm)] * 1,0 cm$$

$$A_{nv} = 15,77 cm^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 0,6 * 15,77 cm^2 * 4080 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi R_n = 28957,30 kg$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$28957,30 kg > 2026,76 kg \therefore CUMPLE$$

- Bloque de resistencia a la rotura en el alma de la placa, (Referencia J4-5)

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 cm) \right] t$$

$$A_{nt} = \left[3,75 cm - \frac{1}{2}(3,33 cm + 0,16 cm) \right] * 1,0 cm$$

$$A_{nt} = 2,01 cm^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n-1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n-1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = \left[[(3-1) * 7,5 \text{ cm} + 3,75 \text{ cm}] - \left[\frac{2 * 3 - 1}{2} (3,33 \text{ cm} + 0,16 \text{ cm}) \right] \right] * 1,0 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = 10,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n-1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = [(3-1) * 7,5 \text{ cm} + 3,75 \text{ cm}] * 1,0 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 18,75 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6 F_y A_{gv} ; 0,6 F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 0,75 \left[4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2,01 \text{ cm}^2 + \min \left(0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 18,75 \text{ cm}^2 ; 0,6 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 10,03 \text{ cm}^2 \right) \right]$$

$$\phi R_n = 24548,85 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$24548,85 \text{ kg} > 2026,76 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Resistencia del diseño de la soldadura, (Referencia J2-3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0,6 F_{exx} D * 2L}{22,627}$$

$$\phi R_n = \frac{0,75 * 0,6 * 4920 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 10 \text{ cm} * 2 * 26,24 \text{ cm}}{22,627}$$

$$\phi R_n = 51346,74 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$51346,74 \text{ kg} > 2026,76 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura del alma de la placa por la fuerza de la soldadura, Referencia (J4-3)

$$t_{min} = \frac{F_{exx} D}{22,62 F_u}$$

$$t_{min} = \frac{4920 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 10 \text{ cm}}{22,62 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 12,7 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rendimiento a corte del alma de la viga, (Referencia J4-3).

$$h_0 = d - d_{ct}$$

$$h_0 = 360 \text{ mm} - 50 \text{ mm}$$

$$h_0 = 310 \text{ mm} = 31,0 \text{ cm}$$

$$L = h_0$$

$$L = 31,0 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 31,0 \text{ cm} * 0,8 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 24,80 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_y A_{gv}$$

$$\phi R_n = 1 * 0,6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 24,80 cm^2$$

$$\phi R_n = 37646,40 kg$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$37646,40 kg > 2026,76 kg \therefore CUMPLE$$

- Rendimiento a corte del alma de la viga, (Referencia J4-4).

$$h_0 = d - d_{ct}$$

$$h_0 = 360 mm - 50 mm$$

$$h_0 = 310 mm = 31,0 cm$$

$$L = h_0$$

$$L = 31,0 cm$$

$$A_{nv} = [L - n(d_h + 0,16 cm)]t$$

$$A_{nv} = [31,0 cm - 3(3,33 cm + 0,16 cm)]8 cm$$

$$A_{nv} = 16,43 cm^2$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 0,6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 16,43 cm^2$$

$$\phi R_n = 30159,97 kg$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$30159,97 kg > 2026,76 kg \therefore CUMPLE$$

- Bloque de resistencia a la rotura de cizallamiento del alma de la viga, (Referencia J4-5).

g	12,50 mm
Gt	25,00 mm
a	62,50 mm
Leh	37,50 mm
Lev	37,50 mm
dtc	50,00 mm
dtb	50,00 mm
S	75,00 mm

$$L_{eh} = a - g$$

$$L_{eh} = 62,50 \text{ mm} - 12,50 \text{ mm}$$

$$L_{eh} = 50,0 \text{ mm} = 5,0 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + 0,16 \text{ cm}) \right] t$$

$$A_{nt} = \left[5,0 \text{ cm} - \frac{1}{2}(3,33 \text{ cm} + 0,16 \text{ cm}) \right] * 0,8 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = 2,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \left\{ \frac{2n - 1}{2} (d_h + 0,16 \text{ cm}) \right\} \right] t$$

$$A_{nv} = \left[[(3 - 1) * 7,5 \text{ cm} + 3,75 \text{ cm}] - \left[\frac{2 * 3 - 1}{2} (3,33 \text{ cm} + 0,16 \text{ cm}) \right] \right] * 0,8 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = 8,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t$$

$$A_{gv} = [(3 - 1) * 7,5 \text{ cm} + 3,75 \text{ cm}] * 0,8 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 15,00 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0,6 F_y A_{gv} ; 0,6 F_u A_{nv})]$$

$$F_u A_{nt} = 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2,60 \text{ cm}^2 = 10626,36 \text{ kg}$$

$$0,6 F_y A_{gv} = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 15,00 \text{ cm}^2 = 22770,00 \text{ kg}$$

$$0,6 F_u A_{nv} = 0,6 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 8,02 \text{ cm}^2 = 19639,08 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0,75 [10626,36 \text{ kg} + \min(22770,00 \text{ kg} ; 19639,08 \text{ kg})]$$

$$\phi R_n = 22699,08 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$22699,08 \text{ kg} > 2026,76 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rendimiento a flexión de la sección acoplada, (Referencia Manual Parte 9).

$$h_0 = d - (d_{ct} + d_{cb})$$

$$h_0 = 360 \text{ mm} - (50 \text{ mm} + 50 \text{ mm})$$

$$h_0 = 260 \text{ mm} = 26,0 \text{ cm}$$

$$S_{net} = \frac{t_w h_0^2}{6}$$

$$S_{net} = \frac{0,8 \text{ cm} * (26,0)^2 \text{ cm}^2}{6}$$

$$S_{net} = 90,13 \text{ cm}^3$$

$$e = c + G$$

$$e = 93,50 \text{ mm} + 12,50 \text{ mm}$$

$$e = 106,0 \text{ mm} = 10,6 \text{ cm}$$

$$M_u = R_u e$$

$$M_u = 2026,76 \text{ kg} * 10,6 \text{ cm}$$

$$M_u = 21483,70 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n = \phi F_y S_{net}$$

$$\phi M_n = 0,9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 90,13 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = 205233,60 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$205233,60 \text{ kg} - \text{cm} > 21483,70 \text{ kg} - \text{cm} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Pandeo local en la sección acoplada, (Referencia ASIC Manual Eq. 9-18).

$$h_0 = d - (d_{ct} + d_{cb})$$

$$h_0 = 360 \text{ mm} - (50 \text{ mm} + 50 \text{ mm})$$

$$h_0 = 260 \text{ mm} = 26,0 \text{ cm}$$

$$f_d = 3,5 - 7,5 \left(\frac{d_c}{d} \right)$$

$$f_d = 3,5 - 7,5 \left(\frac{5 \text{ cm}}{36 \text{ cm}} \right)$$

$$f_d = 2,46$$

$$\phi f_{bc} = 50840 \frac{t_w^2}{ch_0} f_d$$

$$\phi f_{bc} = 50840 \frac{(0,8)^2 \text{ cm}^2}{9,35 \text{ cm} * 26,0 \text{ cm}} 2,46$$

$$\phi f_{bc} = 329,03$$

$$e = c + G$$

$$e = 93,50 \text{ mm} + 12,50 \text{ mm}$$

$$e = 106,0 \text{ mm} = 10,6 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi f_{bc} S_{net}}{e}$$

$$\phi R_n = \frac{329,03 * 90,113 \text{ cm}^3}{10,6 \text{ cm}}$$

$$\phi R_n = 2797,83 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

$$2797,83 \text{ kg} > 2026,76 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

- Rotura de cizallamiento de la viga de acople, (Manual Eq. 9-2).

$$t_{min} = \frac{F_{exx} D}{22,62 F_u}$$

$$t_{min} = \frac{4920 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 10 \text{ cm}}{22,62 * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$t_{min} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

$$t_{min} < t_w$$

$$5,3 \text{ mm} < 8,0 \text{ mm} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.20. DISEÑO DE LAS CONEXIONES ENTRE LA PLACA COLABORANTE Y LA ESTRUCTURA METÁLICA.

6.6.20.1. DISEÑO DE LA CONEXIÓN A CORTE.

Dimensiones de los elementos iniciales:

- Altura 1 : $H1 = 350 \text{ mm}$
- Altura 2 : $H1 = 350 \text{ mm}$
- Ancho: $B = 50 \text{ mm}$
- Espesor placa : $t_1 = 0,74 \text{ mm}$
- Espesor acero : $t_2 = 5 \text{ mm}$

Propiedades del acero y la placa colaborante (ASTM A36)

- $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$

Datos de conexión:

- Tipo de unión : Tipo Aplastamiento
- Tipo de perno : A325
- Diámetro de pernos: $d_p = 3/4''$
- Espacio mínimo entre pernos: $s_{min} = 2.67 \cdot d_p$
- Diámetro de agujero : $d_h = d_p + 1/16''$

6.6.20.1.1. RESISTENCIA A CORTE DE LOS ELEMENTOS

$$A_{W_{PLACA}} = H * t_1$$

$$A_{W_{PLACA}} = 50 \text{ mm} * 0,76 \text{ mm}$$

$$Aw_{PLACA} = 38 \text{ mm}^2 = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$Vn_{PLACA} = 0,6 * Fy * Aw_{PLACA}$$

$$Vn_{PLACA} = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0,38 \text{ cm}^2$$

$$Vn_{PLACA} = 576,84 \text{ kg}$$

$$V_{PLACA} = \emptyset * Vn_{PLACA}$$

$$V_{PLACA} = 1 * 576,84 \text{ kg}$$

$$V_{PLACA} = 576,84 \text{ kg}$$

$$Aw_{A36} = H * t_2$$

$$Aw_{A36} = 50 \text{ mm} * 5 \text{ mm}$$

$$Aw_{A36} = 250 \text{ mm}^2 = 2,50 \text{ cm}^2$$

$$Vn_{A36} = 0,6 * Fy * Aw_{A36}$$

$$Vn_{A36} = 0,6 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2,50 \text{ cm}^2$$

$$Vn_{A36} = 3795,00 \text{ kg}$$

$$V_{A36} = \emptyset * Vn_{A36}$$

$$V_{A36} = 1 * 3795,00 \text{ kg}$$

$$V_{A36} = 3795,00 \text{ kg}$$

6.6.20.1.2. RESISTENCIA DE LOS PERNOS (De acuerdo a AISC / Tabla J3.2)

$$F_{vn} = 48 \text{ ksi} = 3375,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ para pernos A325 en el plano de corte.}$$

$$\text{Área del perno} = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$A_b = \frac{\pi * (1,905)^2}{4}$$

$$A_b = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$Rn = A_b * F_{vn}$$

$$Rn = 2,85 \text{ cm}^2 * 3375,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Rn = 9620,97 \text{ kg}$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$\emptyset Rn = 0,75 * 9620,97 \text{ kg}$$

$$\emptyset Rn = 7215,73 \text{ kg}$$

$$N1 = \frac{V_{PLACA}}{\emptyset Rn}$$

$$N1 = \frac{576,84 \text{ kg}}{7215,73 \text{ kg}}$$

$$N1 = 0,08 \text{ pernos}$$

$$N2 = \frac{V_{A36}}{\emptyset Rn}$$

$$N2 = \frac{3795,00 \text{ kg}}{7215,73 \text{ kg}}$$

$$N2 = 0,52 \text{ pernos}$$

$$N = \max(N1; N2)$$

$$N = \max(0,08 \text{ pernos}; 0,52 \text{ pernos})$$

$$N = 0,52 \text{ pernos} \cong 1 \text{ perno}$$

6.6.20.1.3. RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN A CORTE.

$$\phi Rn * n_b + \phi Ri * n_i \geq V_{MAX}$$

$$7215,73 \text{ kg} * 1 \geq 3795,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE}$$

$$F'_{nt} = \frac{Rn}{A_b}$$

$$F'_{nt} = \frac{9620,97 \text{ kg}}{2,85 \text{ cm}^2}$$

$$F'_{nt} = 3375,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F'_{nt} < F_{nt}$$

$$3375,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 6320 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{CUMPLE}$$

6.6.20.2. DISEÑO DE LA CONEXIÓN A MOMENTO.

Dimensiones de los elementos iniciales:

- Altura 1 : $H1 = 350 \text{ mm}$
- Altura 2 : $H1 = 350 \text{ mm}$
- Ancho: $B = 50 \text{ mm}$
- Espesor placa : $t_1 = 0,74 \text{ mm}$
- Espesor acero : $t_2 = 5 \text{ mm}$

Propiedades del acero y la placa colaborante (ASTM A36)

- $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$

Datos de conexión:

- Tipo de unión : Soldada
- Tipo de electrodo: E7018

6.6.20.2.1. RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS ELEMENTOS

$$A_{PLACA} = H * t_1$$

$$A_{PLACA} = 50 \text{ mm} * 0,76 \text{ mm}$$

$$A_{PLACA} = 38 \text{ mm}^2 = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$F_{PLACA} = Fy * A_{PLACA}$$

$$F_{PLACA} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0,38 \text{ cm}^2$$

$$F_{PLACA} = 961,40 \text{ kg}$$

$$A_{A36} = H * t_2$$

$$A_{A36} = 50 \text{ mm} * 5 \text{ mm}$$

$$A_{A36} = 250 \text{ mm}^2 = 2,50 \text{ cm}^2$$

$$F_{A36} = Fy * A_{A36}$$

$$F_{A36} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2,50 \text{ cm}^2$$

$$F_{A36} = 6325,00 \text{ kg}$$

$$L = H - 2 * \min(t_1; t_2)$$

$$L = 50 \text{ mm} - 2 * \min(0,76 \text{ mm} ; 5 \text{ mm})$$

$$L = 48,48 \text{ mm} = 4,85 \text{ cm}$$

$$D = \min(t_1; t_2)$$

$$D = \min(0,76 \text{ mm} ; 5 \text{ mm})$$

$$D = 0,76 \text{ mm}$$

0,76 mm es un diámetro muy pequeño por lo tanto se escoge por tabla y el nuevo diámetro es de 3 mm

6.6.20.2.2. RESISTENCIA DEL CORDÓN DE SOLDADURA

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

$$F = \sigma * A$$

$$A = L * D$$

$$A = 4,85 \text{ cm} * 0,3 \text{ cm}$$

$$A = 1,455 \text{ cm}^2$$

$$E - 7018 = 5400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F = 5400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1,455 \text{ cm}^2$$

$$F = 7857,00 \text{ kg}$$



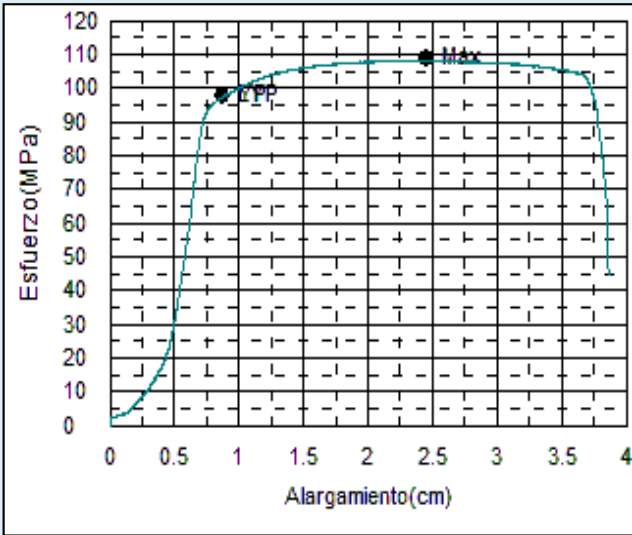
6.6.20.2.3. RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN A MOMENTO.

$$\phi R_n = F = 7857,00 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > \max(F_{PLACA} ; F_{A36})$$

$$7857,00 \text{ kg} > 6325,00 \text{ kg} \therefore \text{CUMPLE LA CONEXIÓN}$$

Ficha 6.1. Resultado de la conexión a momento con mayor resistencia.

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
ENSAYO DE TRACCIÓN			
Datos Informativos:			
Tipo de estudio:	De laboratorio	Ensayo N°:	08
Identificación del componente de estudio:		Probeta N°. SP3 - <i>soldada</i>	
Solicitado por:	UTA – FICM	Fecha:	23/01/2015
Centro de Estudio y Análisis:		Laboratorio de Control de Calidad NOVACERO	
Realizado por:	Ana Garzón Freire	Supervisado por:	Ing. Catherine Donoso
PARÁMETROS AMBIENTALES DEL LUGAR DURANTE EL ENSAYO			
Lugar:	Planta NOVACERO Lasso, Provincia de Cotopaxi		
Temperatura Ambiente:	17,8 °C	Humedad:	56%
PARÁMETROS DEL ENSAYO DE TRACCIÓN			
DESCRIPCIÓN:			
Método:	MT-CC.05		
Instrumento:	Máquina Universal SHIMADZU 600 KN		
Espesor Probeta:	2,63 mm	Ancho:	51,28 mm
Área Nominal:	134,87 mm ²	Alargamiento (%)	48,60
Resistencia Máxima:	108,72 MPa	1109,39 kg/cm ²	
Límite de Fluencia:	97,74 MPa	997,35 kg/cm ²	
			

Nota: Resultados obtenidos bajo informe de NOVACERO Anexo

Fuente: Autor

6.7. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

Tabla 6.7.1. PRECIO UNITARIO CONEXIÓN A MOMENTO ENTRE LA PLACA COLABORANTE Y LA ESTRUCTURA METÁLICA.

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Proyecto: ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METÁLICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Conexión a momento placa-estructura metálica

Hoja 1 de 2
UNIDAD: m

DETALLE:

EQUIPO					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta Menor 5% m.o.					0,08
Soldadora eléctrica tipo MIG	1,00	1,00	1,00	0,17	0,17
SUB TOTAL M:					0,25
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
ESTRUCTURA OCUPACIONAL E2	1,00	3,01	3,01	0,173	0,52
ESTRUCTURA OCUPACIONAL C1	1,00	3,06	3,06	0,173	0,53
ESTRUCTURA OCUPACIONAL D2	1,00	3,05	3,05	0,173	0,53
ESTRUCTURA OCUPACIONAL B3	0,10	3,38	0,34	0,173	0,06
SUB TOTAL N:					1,64
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Electrodo E 70-18	kg	0,02	4,95	0,10	
SUB TOTAL O:					0,10

TRANSPORTE				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C = A x B
SUB TOTAL P:				
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				1,99
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			0,15	0,30
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				2,29
VALOR OFERTADO				2,29

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

Abril del 2015

Egda. Ana Garzón
ELABORÓ

Fuente: Autor

Tabla 6.7.2. PRECIO UNITARIO CONEXIÓN A CORTE ENTRE LA PLACA COLABORANTE Y LA ESTRUCTURA METÁLICA.

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Proyecto: ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METÁLICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Conexión a corte placa-estructura metálica

Hoja 2 de 2

UNIDAD: m

DETALLE:

EQUIPO					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta Menor 5% m.o.					0,08
SUB TOTAL M:					0,08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
ESTRUCTURA OCUPACIONAL E2	1,00	3,01	3,01	0,173	0,52
ESTRUCTURA OCUPACIONAL C1	1,00	3,06	3,06	0,173	0,53
ESTRUCTURA OCUPACIONAL D2	1,00	3,05	3,05	0,173	0,53
ESTRUCTURA OCUPACIONAL B3	0,10	3,38	0,34	0,173	0,06
SUB TOTAL N:					1,64
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Pernos 3/8 A 325	u	6,00	0,25	1,50	
SUB TOTAL O:				1,50	

TRANSPORTE				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C = A x B
SUB TOTAL P:				
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				3,22
INDIRECTOS Y UTILIDADES %			0,15	0,48
OTROS INDIRECTOS %				
COSTO TOTAL DEL RUBRO				3,70
VALOR OFERTADO				3,70

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

Abril del 2015

Egda. Ana Garzón
ELABORÓ

Fuente: Autor

6.8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.8.1. CONCLUSIONES.

Luego de realizadas las conexiones en toda la edificación entre los diferentes elementos estructurales con la estructura metálica, los diferentes tipos de cargas, los códigos que se han aplicado y el prediseño y diseño de la estructura, se han obtenido resultados que cumplen con lo establecido en la propuesta, se obtienen las siguientes conclusiones:

- Las cargas iniciales fueron consideradas de acuerdo a las características de pared, tipo de estructura (carga viva), altura del edificio (carga sísmica – NEC SE-DS).
- La filosofía de diseño utilizada para los elementos estructurales a flexión incluyendo vigas y columnas es AISC método LRFD.
- La placa colaborante fue diseñada considerando el tablero más crítico de cada piso.
- El porcentaje de carga sísmica es decir el coeficiente de Cortante Basal es del 0,252 de la carga del edificio de acuerdo con el NEC SE- DS.
- Se controlaron las derivas de piso para no tener desplazamientos excesivos ($\Delta_{\text{máx}} = 0,020$).
- En función de los desplazamientos se diseñó la junta en la estructura, espaciamiento mínimo de 0,138 m de cara a cara de columnas.
- Las cimentaciones fueron diseñadas en un software para poder tener unas dimensiones más exactas, de acuerdo con el código ACI 318-2008.
- La cadena de amarre fue diseñada de acuerdo a las dimensiones de la viga más grande del primer piso, dicho elemento nos servirá para tener un mejor arriostamiento de la cimentación y las columnas de hormigón.
- Las conexiones fueron analizadas de acuerdo al tipo y considerando todas las verificaciones por el método AISC 360-10.
- El método de diseño de las conexiones de las vigas a la columnas tipo HW, dependerá si la viga se une al ala o al alma de la columna.
- Acerca de los precios unitarios se puede concluir que la conexión a corte entre la placa colaborante y la estructura metálica tiene un costo de 3,70

USD más IVA, mientras que la conexión a momento entre la placa colaborante y la estructura metálica tiene un costo de 2,29 USD más IVA; por lo que se considera más económica la conexión a momento.

- La conexión a momento resulta más resistente y más económica que la conexión a corte por lo que es más recomendada para edificios.

6.8.2. RECOMENDACIONES.

Luego de realizadas las conexiones en toda la edificación entre los diferentes elementos estructurales con la estructura metálica, los diferentes tipos de cargas, los códigos que se han aplicado y el prediseño y diseño de la estructura, se han obtenido resultados que cumplen con lo establecido en la propuesta, se obtienen las siguientes recomendaciones:

- Se recomienda diseñar la placa como formaleta y como material compuesto para que cumpla con todas las características de diseño.
- Se recomienda prediseñar una columna central y una de lindero ya que las cargas y momentos iniciales considerados no son los mismos.
- Se recomienda Prediseñar las vigas una en el sentido X y otra en el sentido Y para garantizar un mejor funcionamiento.
- Se recomienda diseñar una grada totalmente segura, ya que ante la ocurrencia de un sismo debe ser lo último en colapsar.
- La grada debe tener un ángulo entre 30 y 37 grados para considerarse cómoda
- Se recomienda tener en cuenta todos los datos iniciales ingresados para el diseño de la Edificación como son materiales, secciones prediseñadas, espesores, cargas, espectro de diseño para el correcto funcionamiento del software especializado en el análisis y diseño de estructuras.
- Tener en cuenta todos los parámetros considerados en códigos y normativas Ecuatorianas para un adecuado diseño estructural.
- Considerar las unidades en las que se encuentra el software al momento que se vaya a ingresar los datos en otro Software.

6.9. ADMINISTRACIÓN.

Tabla 6.9.1. COSTOS DE REALIZACIÓN DE TESIS

RECURSOS MATERIALES			
CANTIDAD	DETALLE	PRECIO UNIDAD (USD)	VALOR (USD)
10	Ala de Viga IPE 240	1,50	15,00
5	Electrodos E 70-18	0,20	1,00
10	Pernos 3/8 A 325	0,1	1,00
1	Placa Deck	11,00	11,00
Total 1			28,00

Fuente: Autor

RECURSOS HUMANOS			
CANTIDAD	DETALLE	PRECIO UNIDAD (USD)	VALOR (USD)
1	Recolección información	75,00	50,00
18	Ensayos de tracción	50,00	900,00
1	Ayudante en el área de estructuras	30,00	30,00
1	Profesor en el área de estructuras	200,00	200,00
1	Personal para trabajo de probetas	50,00	50,00
Total 2			1230,00

Fuente: Autor

RECURSOS VARIOS			
CANTIDAD	DETALLE	PRECIO UNIDAD (USD)	VALOR (USD)
1	Transporte	120,00	120,00
2	Cartucho tinta negra	9,00	18,00

6	Cartucho tinta color	9,00	54,00
6	Resma de hojas	4,50	27,00
60	Planos A1	2,50	150,00
		Total 3	369,00
		SUBTOTAL	1627,00
		10% imprevistos	162,70
		TOTAL	1789,70

Fuente: Autor

6.10. PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN.

Una vez obtenidos los resultados después de realizado el Análisis de la Unión a corte y a momento de la placa colaborante con una estructura metálica y su incidencia en la estabilidad ante un sismo, se ha determinado que la unión que más resistencia presenta es la unión a momento ya que sus resultados fueron mayores a los de la unión a corte en los ensayos de tracción.

La mayor resistencia de la unión a momento entre la placa colaborante y la estructura metálica fue de 1109,39 kg/cm².

Con estos resultados se pretende mejorar la estabilidad de los edificios en estructura metálica para dar mayor estabilidad ante el sismo, y garantizar un mejor desempeño de la estructura.

Los ensayos fueron realizados en la empresa Novacero que ayudó con ensayos a tracción los cuales complementaron mi trabajo de investigación.

6.11. BIBLIOGRAFÍA

6.11.1. LIBROS.

[1]: Sriramulu Vinnakota, Traducción: Ignacio Sánchez, Jaime Espinoza, Eloy Pineda, 2006, Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD, Editorial Mc Grawhill, Capítulo 2, Pág. 30-34.

[2]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak (2012), Diseño de Estructuras de acero, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 41.

[3]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, Diseño de Estructuras de acero, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 42, 43.

[4]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, Diseño de Estructuras de acero, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 44.

[5]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, Diseño de Estructuras de acero, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 45-51.

[6]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak (2012), Diseño de Estructuras de acero, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 51, 52.

[7]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, Diseño de Estructuras de acero, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 52, 53.

[8]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, Diseño de Estructuras de acero, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 2, Pág. 53, 54.

[9]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, Diseño de Estructuras de acero, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 19, Pág. 642, 643.

[10]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, Diseño de Estructuras de acero, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 19, Pág. 644, 645.

[11]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, Diseño de Estructuras de acero, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 19, Pág. 645, 646.

[12]: Jack C. Cormac & Stephen F. Csernak, 2012, Diseño de Estructuras de acero, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 19, Pág. 646.

[13]: Jack C. Cormac, 2010, Análisis de Estructuras- Método Clásico y Matricial, Alfaomega Grupo Editor, Capítulo 1, Pág. 8, 9.

[14]: Jaime Marco García, 2000, Curso Básico de Diseño de Estructuras Metálicas en ordenador (Adaptado al Euro código 3 y al LRFD (AISC), Mc Graw Hill, Capítulo 5. Pág. 283-401.

[15]: Jaime Marco García, 2000, Curso Básico de Diseño de Estructuras Metálicas en ordenador (Adaptado al Euro código 3 y al LRFD (AISC), Mc Graw Hill, Capítulo 4. Pág. 221-269.

6.11.2. TESIS

[16]: Navarro Peñaherrera Carlos Patricio, (2009), Tesis de Grado para la obtención del título Magister en Estructuras Sismo – Resistentes, Universidad Técnica de Ambato, Ecuador.

[17]: Maritza Ramos Rugel, Análisis Técnico y Económico de Losas de Entrepiso, Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil, (Noviembre 2002), Sección 2.3, Pág. 20 - 24

[18]: Jorge Vladimir Pillajo Narváez & otros, (2009), Diseño de la estructura de acero para un edificio de apartamentos para ser utilizado en la Región Litoral del Ecuador, Facultad De Ingeniería Mecánica, Escuela Politécnica Nacional.

6.11.3. MANUALES

[19]: Ing. Luis E. Yamín (Universidad de los Andes), Ing. Pedro Therán (Universidad del Norte) y el departamento técnico ACESCO, (2012), Manual Técnico de METALDEK, Perú, Pág. 10.

[20]: Frederick S. Merrit, M. Kent Loftin y Jonathan T. Ricketts, manual del Ingeniero Civil, 1999, Editorial Mc Grawhill, Cuarta edición, Tomo 2, Sección 9.2.

[21]: NOVACERO (2013), Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada, tercera edición, Pág. 3.

[22]: NOVACERO (2013), Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada, tercera edición, Pág. 4.

[23]: NOVACERO (2013), Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada, tercera edición, Pág. 5.

[24]: NOVACERO (2013), Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada, tercera edición, Pág. 6.

[25]: NOVACERO (2013), Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada, tercera edición, Pág. 6, 7.

[26]: NOVACERO (2013), Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada, tercera edición, Pág. 7

[27]: NOVACERO (2013), Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada, tercera edición, Pág. 9.

[28]: NOVACERO (2013), Sistemas metálicos NOVALOSA y Varilla figurada, tercera edición, Pág. 10.

6.11.4. NORMAS

[29]: 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-DS), Capítulo 2 (Diseño Sismo Resistente), Pág. 26-73

[30]: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Specification for Structural Buildings, 2010, AISC 360-10, USA

[31]: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Manual of Steel construction - Load and Resistent Factor Design, 1994, Volumen 1, Structural members, Specification & codes, Segunda Edición, USA.

6.11.5. PÁGINAS WEB

[32]: Aceros Procesados S.A., 2005, Placa Colaborante, Recuperado de: <http://www.acero-deck.com/sistema%281%29.htm>

[33]: (Octubre 2010), Trabajo Seguro En Placas Steel Deck, BuenasTareas.com. Recuperado en Enero del 2014 de: <http://www.buenastareas.com/ensayos/Trabajo-Seguro-En-Placas-Steel-Deck/879865>

[34]: allatudies.com, (2013), Acero Estructural, Recuperado de <http://allstudies.com/acero-estructural.html>, USA.

[35]: conaltech arcus Colombia (1990), recuperado de www.arcuscolombia.com/portal/#.Ux9LKIUUuZQ, Colombia

[36]: structura costruire (2010), recuperado de www.archiproducts.com/es/productos/75261/viga-pilar-y-perfil-metalico-estructural-structura-costruire-scaff-system.html

[37]: DRY WORK (2009), Lima-Perú, recuperado de www.drywork.com/servicios.html

[38]: ARQHYS (2010), Tomas Ariel Mejía, Refuerzo transversal en estructuras de Hormigón, recuperado de <http://www.arqhys.com/arquitectura/refuerzo-transversal-hormigon.html>

[39]: JULY PAOLA CARDONA, JUAN ESTEBAN SALAZAR, MAURICIO SANCHEZ GIRALDO & ADRIAN VASQUEZ ACEVEDO, ITAGUI (28 DE JUNIO DEL 2012), ESCALERAS METÁLICAS MODELACION, RECUPERADO DE <http://modelacionescalerasmetalicas.blogspot.com/>

[40]: Nelson Morrison, Barcelona- España. 1993, Tesis de maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio deWinkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Recuperado de <http://es.scribd.com/doc/59966677/modulo-de-balasto#scribd>

[41]: J. Mella, Alacero, Macro Steel Project (2010), Proyecto Ilafa, Modulo De Uniones Apernadas Y Soldadas, recuperado de www.arquitecturaenacero.org/attachments/article/41/M%C3%93DULO%20UNIONES%20APERNADAS%20Y%20SOLDADAS.pdf

6.11.6. CATÁLOGOS.

[42]: ANEXO 3, PERFILES LAMINADOS HEB, CATALOGO DIPAC.

[43]: ANEXO 4, PERFILES LAMINADOS IPE, CATALOGO DIPAC.

[44]: ANEXO 5, PERFILES LAMINADOS HW, CATALOGO DIPAC.

ANEXOS

ANEXO 1: TABLA PERFILES ESTRUCTURALES – CORREAS “G”

PERFILES ESTRUCTURALES CORREAS “G”

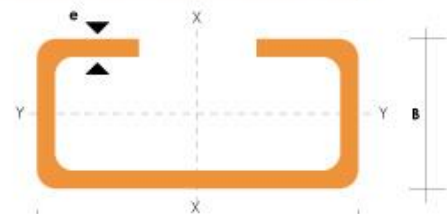
Especificaciones Generales

Otras calidades	Previa consulta
Largo normal	6.00m
Otros largos	Previa consulta
Espesores	Desde 1.50mm hasta 12.00mm
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa consulta



DIMENSIONES				PESOS			SECCION	PROPIEDADES					
A	B	C	e	6metros	1metro	EJE X-X							
mm	mm	mm	mm	Kg	Kg	I		W	I	I	W	I	
						cm2	cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	
60	30	10	1.5	9.19	1.53	1.95	11.02	3.67	2.38	2.43	1.25	1.12	
60	30	10	2.0	11.94	1.99	2.54	13.98	4.66	2.35	3.01	2.85	1.09	
60	30	10	3.0	16.98	2.83	3.61	18.90	6.30	2.29	3.87	3.69	1.04	
80	40	15	1.5	13.18	2.20	2.80	27.43	6.86	3.13	6.39	2.53	1.51	
80	40	15	2.0	16.68	2.78	3.54	35.30	8.81	3.16	8.07	3.18	1.51	
80	40	15	3.0	24.06	4.01	5.11	49.00	12.30	3.10	10.80	4.27	1.46	
100	50	15	2.0	20.40	3.40	4.34	69.20	13.80	4.00	15.00	4.57	1.86	
100	50	15	3.0	29.70	4.95	6.31	97.80	19.60	3.94	20.50	6.25	1.80	
100	50	20	4.0	40.26	6.71	8.55	126.70	25.34	3.85	28.50	9.05	1.83	
100	50	25	5.0	51.12	8.52	10.86	152.51	30.50	3.75	36.52	12.09	1.83	
125	50	15	2.0	22.80	3.80	4.84	116.00	18.60	4.91	16.20	4.69	1.83	
125	50	15	3.0	33.24	5.54	7.06	165.00	26.50	4.84	22.20	6.43	1.77	
125	50	20	4.0	44.99	7.49	9.55	217.00	34.70	4.77	30.90	9.32	1.80	
125	50	25	5.0	57.00	9.50	12.11	264.32	42.29	4.67	39.88	12.46	1.82	
125	50	30	6.0	70.78	11.78	14.73	307.13	49.14	4.56	48.69	15.81	1.81	
150	50	15	2.0	25.14	4.14	5.34	179.00	23.80	5.79	17.10	4.78	1.79	
150	50	15	3.0	36.78	6.13	7.81	255.00	34.00	5.72	23.50	6.56	1.73	
150	50	20	4.0	49.68	8.28	10.50	337.00	44.90	5.65	32.90	9.52	1.77	
150	75	25	5.0	74.70	12.45	15.86	545.36	72.71	5.86	117.22	24.17	2.72	
150	75	30	6.0	93.42	15.57	19.23	641.40	85.52	5.77	114.47	30.57	2.74	
175	50	15	2.0	27.48	4.58	5.84	258.00	29.40	6.64	17.90	4.85	1.75	
175	50	15	3.0	40.32	6.72	8.56	369.00	42.20	6.57	24.60	6.66	1.70	
175	75	25	4.0	65.40	10.9	13.90	653.00	74.60	6.84	105.00	20.90	2.75	
175	75	25	5.0	80.58	13.43	17.11	785.95	89.82	6.78	123.88	24.63	2.69	
175	75	30	6.0	100.74	16.79	20.73	929.39	106.22	6.70	152.84	31.19	2.72	
200	50	15	2.0	29.94	4.99	6.36	356.00	35.60	7.56	18.60	4.85	1.72	
200	50	15	3.0	43.86	7.31	9.31	507.00	50.70	7.45	25.10	6.57	1.65	
200	75	25	4.0	70.20	11.70	14.90	895.00	89.50	7.64	110.00	21.30	2.71	
200	75	25	5.0	86.52	14.42	18.37	1080.00	108.00	7.67	129.62	25.02	2.66	
200	75	30	6.0	108.00	18.00	22.23	1282.17	128.21	7.59	160.15	31.73	2.68	
250	75	25	4.0	79.80	13.30	16.90	1520.00	122.00	9.48	118.00	21.70	2.64	
250	100	25	5.0	109.98	18.33	23.36	2219.24	177.54	9.75	285.26	39.24	3.49	
250	100	30	6.0	135.48	22.58	28.23	2647.38	219.79	9.68	383.54	55.58	3.69	
300	100	30	4.0	100.80	16.80	21.30	2860.00	191.00	11.60	274.00	38.30	3.58	
300	100	35	5.0	126.60	21.10	26.90	3560.00	237.00	11.50	351.00	49.90	3.62	
300	100	35	6.0	154.74	25.79	31.80	4170.00	278.00	11.40	404.00	57.40	3.56	

También en galvanizado e inoxidable

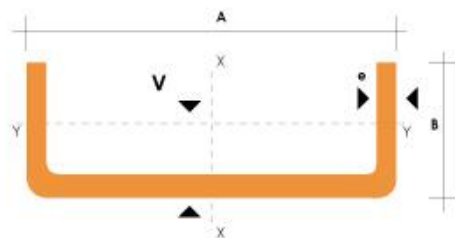


ANEXO 2: TABLA PERFILES ESTRUCTURALES – CANALES “U”

PERFILES ESTRUCTURALES CANALES "U"

Especificaciones Generales

Otras calidades	Previa consulta
Largo normal	6.00m
Otros largos	Previa consulta
Espesores	Desde 1.50mm hasta 12.00mm
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa consulta



DIMENSIONES			PESOS			TIPOS						
A	B	e	6 metros	1 metro	SECCION	EJE X-X			EJE Y-Y			
mm	mm	mm	kg	kg	cm ²	I	W	I	I	W	I	x
						cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm
40	25	2	7.86	1.31	1.67	4.20	2.10	1.59	1.06	0.62	0.80	0.79
50	25	2	8.82	1.47	1.87	7.06	2.83	1.94	1.13	0.63	0.78	0.72
50	25	3	12.72	2.12	2.70	9.70	3.88	1.89	1.57	0.91	0.76	0.77
60	30	2	10.62	1.77	2.26	12.50	4.16	2.35	2.00	0.93	0.94	0.85
60	30	3	15.54	2.59	3.30	17.50	5.85	2.31	2.84	1.34	0.93	0.89
60	30	4	19.80	3.30	4.20	21.10	7.03	2.24	3.51	1.72	0.91	0.95
80	40	2	14.46	2.41	3.07	30.80	7.71	3.17	4.89	1.68	1.26	1.09
80	40	3	21.24	3.54	4.50	43.90	11.00	3.12	7.01	2.45	1.25	1.14
80	40	4	27.66	4.61	5.87	55.40	13.90	3.07	8.92	3.17	1.23	1.19
80	40	5	34.44	5.74	7.18	65.49	16.37	3.02	10.62	3.83	1.21	1.23
80	40	6	40.44	6.74	8.42	74.18	18.54	2.96	12.10	4.44	1.19	1.28
100	50	2	18.24	3.04	3.87	61.50	12.30	3.99	9.72	2.66	1.58	1.34
100	50	3	26.88	4.48	5.70	88.50	17.70	3.94	14.10	3.89	1.57	1.39
100	50	4	35.22	5.87	7.47	113.00	22.60	3.89	18.10	5.07	1.56	1.44
100	50	5	43.20	7.20	9.18	135.00	27.10	3.84	21.80	6.19	1.53	1.48
100	50	6	51.96	8.66	10.82	155.26	31.05	3.79	25.14	7.24	1.52	1.53
100	60	4	38.28	6.38	8.13	128.00	25.60	3.97	29.70	7.17	1.91	1.86
100	60	5	46.86	7.81	9.95	152.00	30.50	3.91	35.70	8.76	1.90	1.92
100	60	6	57.72	9.62	12.02	181.80	36.36	3.89	42.25	10.38	1.87	1.93
100	60	8	74.40	12.40	15.50	22.60	44.52	3.78	52.47	13.32	1.83	2.06
125	50	2	20.58	3.43	4.37	103.60	16.50	4.86	10.40	2.74	1.54	1.20
125	50	3	30.42	5.07	6.45	149.00	23.90	4.81	15.10	4.02	1.53	1.24
125	50	4	39.90	6.65	8.47	192.00	30.70	4.76	19.40	5.24	1.51	1.29
125	50	5	49.14	8.19	10.40	231.00	37.00	4.71	23.40	6.40	1.50	1.34
125	50	6	59.16	9.86	12.32	266.00	42.67	4.65	27.19	7.51	1.48	1.38
125	60	5	53.82	8.97	11.43	266.98	42.71	4.83	39.36	9.15	1.86	1.70
125	60	6	64.92	10.82	13.52	309.25	49.48	4.78	45.85	10.78	1.84	1.75
125	60	8	84.00	14.00	17.50	383.34	61.33	4.68	57.30	13.94	1.80	1.81
125	80	6	76.44	12.74	15.92	394.28	63.08	4.97	102.94	19.10	2.54	2.61
125	80	8	99.30	16.55	20.69	493.02	78.88	4.88	130.27	24.30	2.50	2.64
125	80	10	120.96	20.16	25.21	576.62	92.25	4.78	154.19	29.31	2.47	2.74
150	50	2	22.92	3.82	4.87	159.00	21.10	5.71	10.90	2.80	1.50	1.09
150	50	3	33.96	5.66	7.20	230.00	30.70	5.65	15.90	4.11	1.49	1.13
150	50	4	44.64	7.44	9.47	297.00	39.60	5.60	20.50	5.36	1.47	1.17
150	50	5	55.02	9.17	11.70	359.00	47.90	5.55	24.80	6.55	1.46	1.22
150	50	6	66.36	11.06	13.82	416.69	55.55	5.49	28.80	7.70	1.44	1.26
150	60	5	59.70	9.95	12.68	441.85	54.91	5.7	41.72	9.40	1.81	1.56
150	60	6	72.12	12.02	15.02	478.93	63.85	5.64	48.70	11.07	1.80	1.60
150	60	8	93.60	15.60	19.50	598.74	79.83	5.54	61.15	14.35	1.77	1.74
150	80	6	83.64	13.94	17.42	603.42	80.45	5.88	109.91	19.73	2.51	2.43
150	80	8	108.90	18.15	22.69	760.23	101.36	5.78	139.53	25.09	2.47	2.44
150	80	10	132.96	22.16	27.71	896.29	119.50	5.68	165.85	30.37	2.44	2.54

También en galvanizado e inoxidable

Continuación del cuadro anterior

DIMENSIONES			PESOS			TIPOS						
A	B	e	6 metros	1 metro	SECCION	EJE X-X			EJE Y-Y			
mm	mm	mm	kg	kg	cm ²	I	W	I	I	W	I	x
						cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm
150	80	12	157.80	26.30	32.47	1012.95	135.06	5.59	189.27	35.31	2.41	2.64
200	50	2	27.66	4.61	5.87	316.00	31.60	7.34	11.80	2.88	1.42	0.92
200	50	3	40.98	6.83	8.70	462.00	46.20	7.29	17.10	4.23	1.40	0.96
200	50	4	54.06	9.01	11.50	600.00	60.00	7.23	22.10	5.52	1.39	1.00
200	50	5	66.60	11.10	14.20	729.00	72.90	7.17	26.70	6.75	1.37	1.05
200	50	6	80.70	13.45	16.81	850.82	85.08	7.11	31.18	7.97	1.36	1.09
200	60	5	71.46	11.91	15.18	853.31	85.33	7.50	45.29	9.72	1.73	1.34
200	60	6	86.52	14.42	18.01	963.76	96.37	7.31	53.04	11.50	1.71	1.39
200	60	8	112.80	18.80	23.50	1218.58	121.85	7.20	66.96	14.96	1.68	1.53
200	80	6	96.04	16.34	20.42	1189.65	118.96	7.63	120.77	20.61	2.43	2.14
200	80	8	128.10	21.35	26.69	1513.67	151.36	7.53	153.94	26.27	2.40	2.14
200	80	10	156.96	26.16	32.71	1303.27	180.32	7.42	183.91	31.87	2.37	2.23
200	80	12	186.96	31.16	38.47	2060.24	206.02	7.32	210.38	37.04	2.34	2.32
200	100	6	109.56	18.26	22.82	1415.55	141.55	7.87	225.25	31.19	3.14	2.78
200	100	8	143.46	23.91	29.89	1808.75	180.87	7.77	289.60	40.61	3.11	2.87
200	100	10	176.16	29.36	36.71	2164.60	216.46	7.67	348.64	49.59	3.08	2.97
200	100	12	210.30	35.05	43.28	2484.70	284.47	7.58	420.78	60.72	3.12	3.07
250	60	3	50.82	8.47	10.80	894.47	71.56	9.10	30.27	6.18	1.67	1.10
250	60	4	76.20	11.20	14.27	1166.90	93.35	9.04	39.31	8.09	1.66	1.14
250	60	5	83.22	13.87	17.68	1426.75	114.14	8.98	47.85	9.95	1.65	1.19
250	60	6	102.12	17.02	21.02	1674.23	133.94	8.92	55.89	11.72	1.63	1.23
250	60	8	133.50	22.25	27.48	2132.71	170.62	8.81	70.52	15.07	1.60	1.32
250	80	6	112.44	18.74	23.42	203.09	162.48	9.31	128.98	21.28	2.34	1.82
250	80	8	147.30	24.55	30.69	2600.80	208.06	9.20	164.65	27.03	2.31	1.91
250	80	10	180.96	30.16	37.71	3119.15	249.53	9.67	197.30	32.88	2.28	2.00
250	80	12	216.12	36.02	44.47	3588.54	287.07	9.57	225.78	38.20	2.25	2.09
250	100	6	123.96	20.66	25.82	2388.38	191.07	9.46	241.61	32.17	3.05	2.49
250	100	8	162.66	27.11	33.89	3069.49	245.55	11.06	311.36	41.96	3.03	2.58
250	100	10	200.16	33.36	41.71	3695.48	295.64	11.00	375.84	51.27	3.00	2.67
250	100	12	239.46	39.91	49.27	4268.34	341.47	10.94	450.31	62.28	3.02	2.77
250	120	10	222.12	37.02	45.71	4271.77	341.74	10.71	629.61	73.21	3.71	3.40
250	120	12	262.74	43.79	54.07	4947.99	395.84	10.60	732.59	86.09	3.68	3.49
300	80	4	84.12	14.02	17.87	2186.18	145.75	11.20	93.35	14.50	2.29	1.56
300	80	5	104.46	17.41	22.18	2685.33	179.02	11.09	114.40	17.90	2.27	1.61
300	80	6	126.84	21.14	26.42	3165.24	211.01	11.00	134.55	21.19	2.26	1.65
300	80	8	166.50	27.75	34.69	4071.64	271.44	10.94	172.94	27.62	2.23	1.74
300	80	10	205.02	34.17	42.71	4906.43	327.09	10.83	207.65	33.60	2.20	1.82
300	80	12	245.28	40.88	50.47	5672.90	378.19	10.71	237.51	39.00	2.17	1.91
300	100	6	138.36	23.06	28.82	3683.91	245.59	10.60	254.58	32.89	2.97	2.26
300	100	8	181.86	30.31	37.89	4753.93	316.92	11.30	328.58	42.95	2.94	2.35
300	100	10	224.16	37.36	46.71	5747.76	383.18	11.20	397.3	52.55	2.91	2.44
300	100	12	268.68	44.78	55.30	6670.00	445.00	11.09	459.00	61.50	2.88	2.53
300	120	10	246.42	41.07	50.71	6589.61	439.31	10.87	667.52	75.09	3.63	3.11
300	120	12	291.90	48.65	60.07	7663.55	510.90	11.40	777.84	88.49	3.60	3.21
300	150	10	275.58	45.93	56.71	7851.11	523.41	11.19	1250.73	115.92	4.70	4.21
300	150	12	326.88	54.48	67.27	9156.55	610.44	11.77	1464.63	137.01	4.67	4.31

También en galvanizado e inoxidable

ANEXO 3: TABLA PERFILES LAMINADOS – HEB

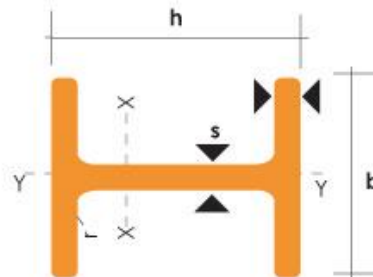
PERFILES LAMINADOS
HEB

Especificaciones Generales

Calidad	ASTM A36
Otras calidades	Previa Consulta
Largo normal	6.00m y 12.00m
Otros largos	Previa Consulta
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa Consulta



DENOMINACION	DIMENSIONES					SECCION PESOS		TIPOS			
	h	b	s	t	r	cm ²	Kg/mt	I _x	I _y	W _x	W _y
	mm	mm	mm	mm	mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
HEB 100	100	100	6.00	10.00	12	26.00	20.40	450	167	89	33.50
HEB 120	120	120	6.50	11.00	12	34.00	26.70	864	318	144	52.90
HEB 140	140	140	7.00	12.00	12	43.00	33.70	1510	550	216	78.50
HEB 160	160	160	8.00	13.00	15	54.30	42.60	2490	889	311	111.00
HEB 180	180	180	8.50	14.00	15	65.30	51.20	3830	1360	426	151.00
HEB 200	200	200	9.00	15.00	18	78.10	61.30	5700	2000	570	200.00
HEB 220	220	220	9.50	16.00	18	91.00	71.50	8090	2840	736	258.00
HEB 240	240	240	10.00	17.00	21	106.00	83.20	11260	3920	938	327.00
HEB 260	260	260	10.00	17.50	24	118.00	93.00	14920	5130	1150	395.00
HEB 280	280	280	10.50	18.00	24	131.00	103.00	19270	6590	1380	471.00
HEB 300	300	300	11.00	19.00	27	149.00	117.00	25170	8560	1680	571.00
HEB 320	320	300	11.50	20.50	27	161.00	127.00	30820	9240	1930	616.00



ANEXO 4: TABLA PERFILES LAMINADOS – IPE

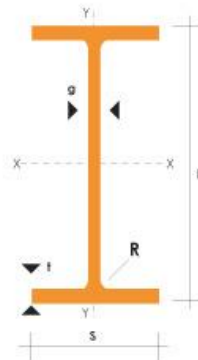
PERFILES LAMINADOS
IPE

Especificaciones Generales

Calidad	ASTM A36
Otras calidades	Previa Consulta
Largo normal	6.00m y 12.00m
Otros largos	Previa Consulta
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa Consulta



DENOMINACION	DIMENSIONES					SECCION cm ²	PESOS kg/mt	TIPOS			
	h mm	s mm	g mm	t mm	R mm			I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³
IPE 80	80	46	3.80	5.20	5	7.64	6.00	80	8.49	20.00	3.69
IPE 100	100	55	4.10	5.70	5	10.30	8.10	171	15.90	34.20	5.79
IPE 120	120	64	4.40	6.30	5	13.20	10.40	318	27.70	53.00	8.65
IPE 140	140	73	4.70	6.90	7	16.40	12.90	541	44.90	77.30	12.30
IPE 160	160	82	5.00	7.40	7	20.10	15.80	869	68.30	109.00	16.70
IPE 180	180	91	5.30	8.00	7	23.90	18.80	1320	101.00	140.00	22.20
IPE 200	200	100	5.60	8.50	9	28.50	22.40	1940	142.00	194.00	28.50
IPE 220	220	110	5.90	9.20	9	33.40	26.20	2770	205.00	252.00	37.30
IPE 240	240	120	6.20	9.80	12	39.10	30.70	3890	284.00	324.00	47.30
IPE 270	270	135	6.60	10.20	12	45.90	36.10	5790	420.00	429.00	62.20
IPE 300	300	150	7.10	10.70	15	53.80	42.20	8360	604.00	557.00	80.50
IPE 330	330	160	7.50	11.50	15	62.60	49.10	11770	788.00	713.00	98.50
IPE 360	360	170	8.00	12.70	118	72.70	57.10	16270	1040.00	904.00	123.00
IPE 400	400	180	8.60	13.50	118	84.50	63.30	23130	1320.00	1160.00	146.00
IPE 450	450	190	9.40	14.60	21	98.80	77.70	33740	1680.00	1500.00	176.00
IPE 500	500	200	10.20	16.00	21	116.00	90.70	48200	2140.00	1930.00	214.00
IPE 550	550	210	11.10	17.20	24	134.00	106.00	67120	2670.00	2440.00	254.00



ANEXO 5: TABLA PERFILES LAMINADOS – HW

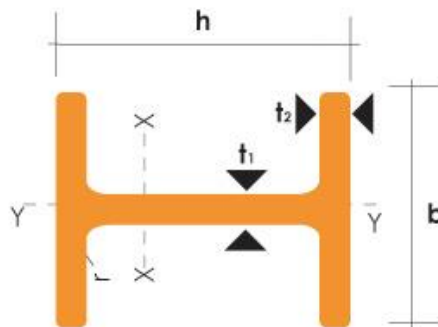
PERFILES LAMINADOS
HW

Especificaciones Generales

Calidad	ASTM A36
Otras calidades	Previa Consulta
Largo normal	6.00m y 12.00m
Otros largos	Previa Consulta
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa Consulta

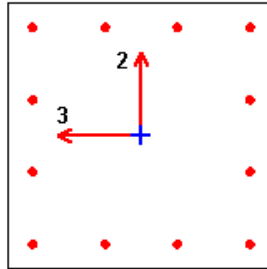


HxB	t1	t2	r	cm2	kg/m	cm4		cm		cm3	
						ix	ly	ix	iy	Wx	Wy
100x100	6.0	8	10	21.9	17.2	383	134	4.2	2.47	77	27
125x125	6.5	9	10	30.31	23.8	847	394	5.3	3.11	136	47
150x150	7.0	10	13	40.55	31.9	1660	564	6.4	3.73	221	75
175x175	7.5	11	13	51.43	40.3	2900	984	7.5	4.37	331	112
200x200	8.0	12	16	64.28	50.5	4770	1600	8.6	4.99	477	160
200x204	12.0	12	16	72.28	56.7	5030	1700	8.4	4.85	503	167
250x250	9.0	14	16	92.18	72.4	10800	3650	10.8	6.29	867	292
250x255	14.0	14	16	104.7	82.2	11500	3880	10.5	6.09	919	304
294x302	12.0	12	20	108.3	85.0	17000	5520	12.5	7.14	1160	365
300x300	10.0	15	20	120.4	94.5	20500	6760	13.1	7.49	1370	450
300x305	15.0	15	20	135.4	106.0	21600	7100	12.6	7.24	1440	466
344x348	10.0	16	20	146.0	115.0	33300	11200	15.1	8.78	1940	646
350x350	12.0	19	20	173.9	137.0	40300	13600	15.2	8.84	2300	776
388x402	15.0	15	24	179.2	141.0	49200	16300	16.6	9.52	2540	809
394x398	11.0	18	24	187.6	147.0	56400	18900	17.3	10.00	2860	951
400x400	13.0	21	24	219.5	172.0	66900	22400	17.5	10.10	3340	1120
400x408	21.0	21	24	251.5	197.0	71100	23800	16.8	9.73	3560	1170
414x405	18.0	28	24	296.2	233.0	93000	31000	17.7	10.20	4490	1530
428x407	20.0	35	24	361.4	284.0	119000	39400	18.2	10.40	5580	1930
458x417	30.0	50	24	529.3	415.0	187000	60500	18.8	10.70	8180	2900
498x432	45.0	70	24	770.8	605.0	298000	84400	19.7	11.10	12000	4370



ANEXO 6. RESUMEN DISEÑO DE COLUMNA EN PROGRAMA COMPUTACIONAL.

Código de Diseño: ACI 318-08



Sección	Longitud (mm)	LLRF
COL 65X65	1500	1

Propiedades de la sección.

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Recubrimiento (Torsión) (mm)
650	650	60	27,3

Propiedades del material.

E_c (kgf/mm ²)	f'_c (kgf/mm ²)	Factor Lt.Wt	f_y (kgf/mm ²)	f_{ys} (kgf/mm ²)
2534,56	2,80	1	42,18	42,18

Parámetros del Código de Diseño.

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85

Carga Axial y Momento Biaxial de diseño para P_u , M_{u2} , M_{u3} .

Diseño			Mínimo		Área de acero	% de acero
P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m	mm ²	%
-285,3379	-21,8982	2,5448	9,9126	9,9126	10198	2,41

Mínimos momentos biaxiales factorizados

	M_{ns} (tonf-m)	M_s (tonf-m)	M_u (tonf-m)	M_{min} (tonf-m)	Excentricidad mínima (mm)
(M_{u3})	2,5448	0	2,5448	9,9126	34,7
(M_{u2})	-21,8982	0	-21,8982	9,9126	34,7

Factores para Carga Axial y Momento Biaxial

	C_m	δ_{ns}	δ_s	K	Longitud mm
(M3)	0,414063	1	1	1	1500
(M2)	1	1	1	1	1500

Diseño a corte para V_{u2} , V_{u3}

	V_u (tonf)	ΦV_c (tonf)	ΦV_s (tonf)	ΦV_p (tonf)	A_v / s (mm ² /m)
V_{u2}	5,3462	0	10,1111	0	541,67
V_{u3}	0	0	0	0	0

Fuerzas de diseño a corte (Factorizadas)

	V_u (tonf)	P_u (tonf)	M_u (tonf-m)
(V2)	5,3462	-285,3379	2,5448
(V3)	0	0	0

Bases de diseño

Factor de reducción a corte	f_{ys} (kgf/mm ²)	f_{cs} (kgf/mm ²)	Área A_g (mm ²)
1	42,18	2,81	422500

Capacidad del concreto a corte.

	V_u (tonf)	A_{cu} (mm ²)	A_{st} (mm ²)
(V2)	5,3462	383501,2	5099
(V3)	0	383501,2	5099

Diseño de armadura a corte

	V (kgf/mm ²)	v_c (kgf/mm ²)	v_{max} (kgf/mm ²)	Φv_c (kgf/mm ²)	Φv_{max} (kgf/mm ²)	Área de acero A_v / s (mm ² /m)
(V2)	0,01	0	0,36	0	0,27	541,67
(V3)	0	0	0,36	0	0,27	0

Refuerzo longitudinal para $P_u - M_{u2} - M_{u3}$

Ubicación columna	Área de acero (mm ²)	% de acero
Cabeza	10198	2,41
Pie	10146	2,4

Momento Biaxial y Carga Axial de Diseño para: $P_u - M_{u2} - M_{u3}$

Ubicación columna	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m	Localización mm
Cabeza	-285,3379	-21,8982	2,5448	1500
Pie	-283,5106	-21,8982	-5,4746	0

Refuerzo de corta para el mayor cortante, V_{u2}

Ubicación columna	Área de acero, A_v /s (mm²/m)	V_{u2}(tonf)	Localización (mm)
Cabeza	541,67	5,3462	1500
Pie	541,67	5,3462	0

ANEXO 7. CERTIFICADO DE ENSAYO A TRACCIÓN EN NOVACERO.



CERTIFICADO

Para : Universidad Técnica de Ambato

CC :

De : Ing. Caterine Donoso

Fecha: 2015- 01 - 23

Asunto: Certificado de Ensayos Mecánicos

Por medio de la presente certifico que la Srta. Ana Gabriela Garzón Freire con cédula de identidad 180427583-0, estudiante de la Universidad Técnica de Ambato, de la Facultad de Ingeniería Civil, realizó en las instalaciones del Laboratorio de Control de Calidad de Novacero, ensayos mecánicos de tracción, necesarios para desarrollar el tema de tesis "Análisis de la unión a corte y a momento de la placa colaborante en una estructura metálica y su incidencia en la estabilidad ante un sismo".


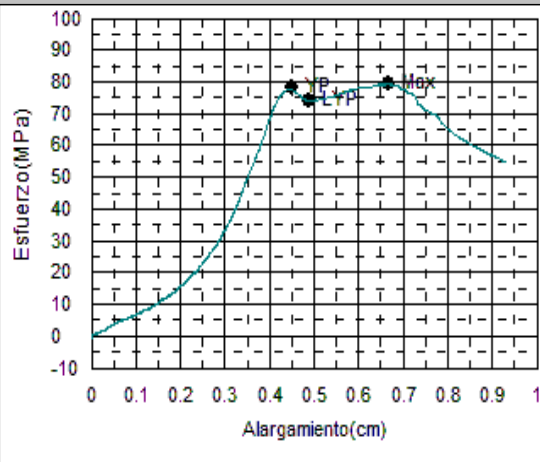


Los ensayos adjuntos fueron realizados en la Máquina Universal de Ensayos marca Shimadzu, modelo UH-E600737-05 de 600 kN.

Atentamente,


Ing. Caterine Donoso Q.
JEFE DE CONTROL DE CALIDAD
Latacunga - Lasso - Panamericana Norte Km 16
PBX: (593) 2998400 Ext. 1701 | Cel: 0998504076



ANEXO 8. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 1 A CORTE
(EMPERNADA).

	REGISTRO Planta Lasso	F-MTCC.05.03 Edición: Segunda	
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO			
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD			
Producto:	PP1		
Calibre:	52,18X2,09	Norma de Referencia: INEN 109: 2009	
Proveedor/Procedencia:	NOVACERO	Norma de Producto: INEN 2215:2012	
Hoja:	1/1	Método Nº: MT-CC.05	
Solicitado por:	NOVACERO	Máquina de Ensayos: UNIVERSAL 600 KN	
Operador:	HT		
Espesor de la probeta	2,09 mm		
Ancho de probeta	52,18 mm		
Area nominal	109,06 mm ²		
Temperatura:	16,8 °C		
Humedad:	58 %		
Fecha de Recepción	2015/01/23		
Fecha de Producción	2015/01/23		
Línea de producción	PRUEBA		
Colada	PRUEBA		
Muestra	1		
Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)
PP1-01	79,91	10,20	78,26
		OBSERVACIONES: Tipo de Falla <input type="checkbox"/> Cono y Cráter <input type="checkbox"/> Parcial cono y cráter <input type="checkbox"/> Corte Diagonal <input type="checkbox"/> Horizontal (Irregular) <input type="checkbox"/> Fuera del tercio medio de la zona calibrada Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 102	
OBSERVACIONES			
 Laboratorista		 Jefe de laboratorio de Control de Calidad	
Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .			

ANEXO 9. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 2 A CORTE
(EMPERNADA).

		REGISTRO Planta Lasso	F-MTCC.05.03 Edición: Segunda
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO			
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD			
Producto:	PP2	Norma de Referencia	INEN 109: 2009
Calibre:	50,25X2,17	Norma de Producto:	INEN 2215:2012
Proveedor/Procedencia:	NOVACERO	Método Nº	MT-CC.05
Hoja:	1/1	Máquina de Ensayos	UNIVERSAL 600 KN
Solicitado por:	NOVACERO		
Operador:	HT		
Espesor de la probeta	2,17	mm	
Ancho de probeta	50,25	mm	
Area nominal	109,04	mm ²	
Temperatura:	16,9	°C	
Humedad:	58	%	
Fecha de Recepción	2015/01/23		
Fecha de Producción	2015/01/23		
Línea de producción	PRUEBA		
Colada	PRUEBA		
Muestra	2		
Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)
PP2-02	79,75	8,60	76,00

OBSERVACIONES:


Tipo de Falla

- Cono y Cráter
- Parcial cono y cráter
- Corte Diagonal
- Horizontal (Irregular)


- Fuera del tercio medio de la zona calibrada

Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 105

OBSERVACIONES




Laboratorista

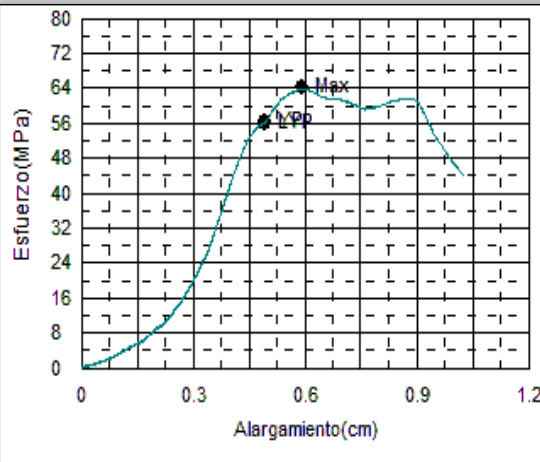


Jefe de laboratorio de Control de Calidad

Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .

ANEXO 10. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 3 A CORTE
(EMPERNADA).

	REGISTRO Planta Lasso	F-MTCC.05.03 Edición: Segunda	
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO			
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD			
Producto:	PP3		
Calibre:	51,24X2,63	Norma de Referencia: INEN 109: 2009	
Proveedor/Procedencia:	NOVACERO	Norma de Producto: INEN 2215:2012	
Hoja:	1/1	Método Nº: MT-CC.05	
Solicitado por:	NOVACERO	Máquina de Ensayos: UNIVERSAL 600 KN	
Operador:	HT		
Espesor de la probeta	2,63 mm		
Ancho de probeta	51,24 mm		
Area nominal	134,76 mm ²		
Temperatura:	17,2 °C		
Humedad:	58 %		
Fecha de Recepción	2015/01/23		
Fecha de Producción	2015/01/23		
Línea de producción	PRUEBA		
Colada	PRUEBA		
Muestra	3		
Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)
PP3-03	64,22	12,80	56,35



OBSERVACIONES:

Tipo de Falla

Cono y Cráter



Parcial cono y cráter

Corte Diagonal

Horizontal (Irregular)


Fuera del tercio medio de la zona calibrada

Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 1,14

<p>OBSERVACIONES</p> <div style="text-align: center; margin-top: 20px;">  <hr style="width: 100%;"/> <p>Laboratorista</p> </div>	<div style="text-align: center; margin-top: 20px;">  <hr style="width: 100%;"/> <p>Jefe de laboratorio de Control de Calidad</p> </div>
---	--

Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .

ANEXO 11. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 4 A CORTE
(EMPERNADA).

		REGISTRO Planta Lasso	F-MTCC.05.03 Edición: Segunda
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO			
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD			
Producto:	PP4-04	Norma de Referencia	INEN 109: 2009
Calibre:	50,97X2,88	Norma de Producto:	INEN 2215:2012
Proveedor/Procedencia:	NOVACERO	Método Nº	MT-CC.05
Hoja:	1/1	Máquina de Ensayos	UNIVERSAL 600 KN
Solicitado por:	NOVACERO		
Operador:	HT		
Esesor de la probeta	2,88	mm	
Ancho de probeta	50,97	mm	
Area nominal	146,79	mm ²	
Temperatura:	17,3	°C	
Humedad:	58	%	
Fecha de Recepción	2015/01/23		
Fecha de Producción	2015/01/23		
Línea de producción	PRUEBA		
Colada	PRUEBA		
Muestra	4		
Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)
PP4-04	58,14	14,80	53,08

OBSERVACIONES:

Tipo de Falla

Cono y Cráter

Parcial cono y cráter


Corte Diagonal

Horizontal (Irregular)


Fuera del tercio medio de la zona calibrada

Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 11

OBSERVACIONES




 Laboratorista

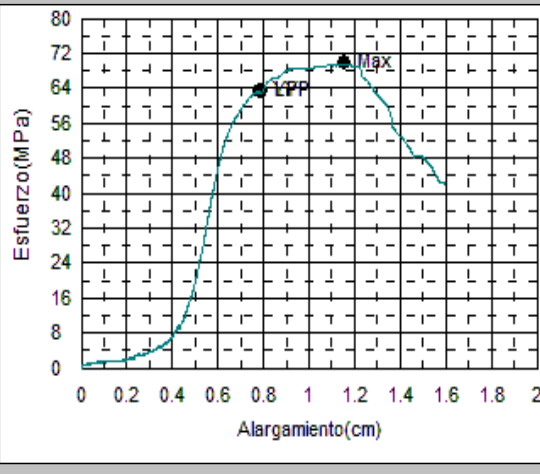


 Jefe de laboratorio de Control de Calidad

Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .

ANEXO 12. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 1 A CORTE
(EMPERNADA EN EL OTRO SENTIDO).

	REGISTRO Planta Lasso	F-MTCC.05.03 Edición: Segunda	
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO			
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD			
Producto:	PP'		
Calibre:	51,07X2,77	Norma de Referencia: INEN 109: 2009	
Proveedor/Procedencia:	NOVACERO	Norma de Producto: INEN 2215:2012	
Hoja:	1/1	Método N°: MT-CC.05	
Solicitado por:	NOVACERO	Máquina de Ensayos: UNIVERSAL 600 KN	
Operador:	HT		
Espesor de la probeta	2,77 mm		
Ancho de probeta	51,07 mm		
Area nominal	141,46 mm ²		
Temperatura:	17,4 °C		
Humedad:	58 %		
Fecha de Recepción	2015/01/23		
Fecha de Producción	2015/01/23		
Línea de producción	PRUEBA		
Colada	PRUEBA		
Muestra	5		
Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)
PP1-5	69,90	17,40	63,62



OBSERVACIONES:

Tipo de Falla

Cono y Cráter

Parcial cono y cráter


Corte Diagonal

Horizontal (Irregular)


Fuera del tercio medio de la zona calibrada

Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 11

OBSERVACIONES




Laboratorista



Jefe de laboratorio de Control de Calidad

Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .

ANEXO 13. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 1 A MOMENTO
(SOLDADA).

		REGISTRO Planta Lasso	F-MTCC.05.03 Edición: Segunda
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO			
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD			
Producto:	SP1	Norma de Referencia	INEN 109: 2009
Calibre:	51,9X2,93	Norma de Producto:	INEN 2215:2012
Proveedor/Procedencia:	NOVACERO	Método Nº	MT-CC.05
Hoja:	1/1	Máquina de Ensayos	UNIVERSAL 600 KN
Solicitado por:	NOVACERO		
Operador:	HT		
Espesor de la probeta	2,93	mm	
Ancho de probeta	51,9	mm	
Area nominal	152,07	mm ²	
Temperatura:	17,6	°C	
Humedad:	57	%	
Fecha de Recepción	2015/01/23		
Fecha de Producción	2015/01/23		
Línea de producción	PRUEBA		
Colada	PRUEBA		
Muestra	6		
Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)
SP1-06	95,95	44,20	84,46

OBSERVACIONES:

Tipo de Falla

Cono y Cráter

Parcial cono y cráter


Corte Diagonal

Horizontal (Irregular)


Fuera del tercio medio de la zona calibrada

Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 1,14

OBSERVACIONES




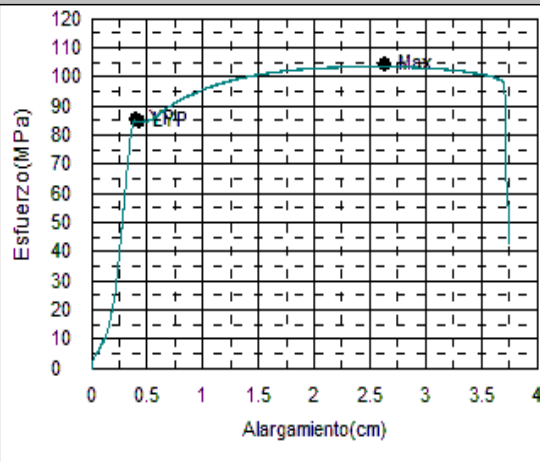
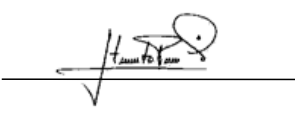

 Laboratorista




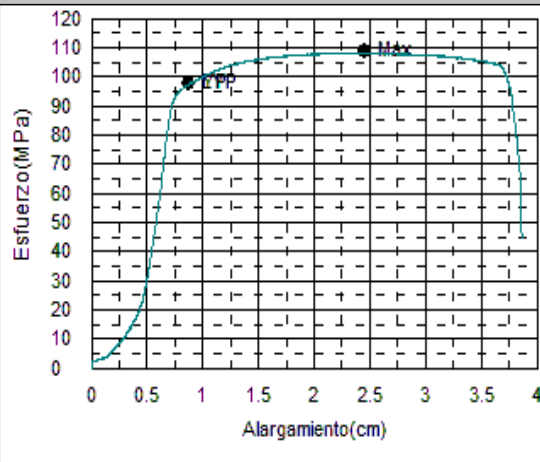


 Jefe de laboratorio de Control de Calidad

Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .


ANEXO 14. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 2 A MOMENTO
(SOLDADA).

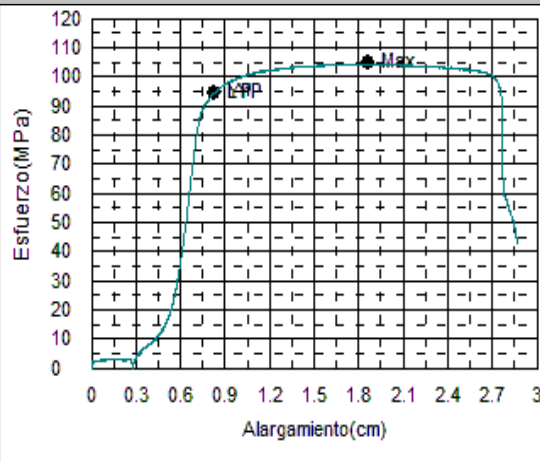
	REGISTRO Planta Lasso	F-MTCC.05.03 Edición: Segunda	
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO			
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD			
Producto:	SP2		
Calibre:	51,76X2,63	Norma de Referencia INEN 109: 2009	
Proveedor/Procedencia:	NOVACERO	Norma de Producto: INEN 2215:2012	
Hoja:	1/1	Método Nº MT-CC.05	
Solicitado por:	NOVACERO	Máquina de Ensayos UNIVERSAL 600 KN	
Operador:	HT		
Espesor de la probeta	2,63 mm		
Ancho de probeta	51,76 mm		
Area nominal	136,13 mm ²		
Temperatura:	17,6 °C		
Humedad:	56 %		
Fecha de Recepción	2015/01/23		
Fecha de Producción	2015/01/23		
Línea de producción	PRUEBA		
Colada	PRUEBA		
Muestra	7		
Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)
SP2-07	104,16	58,40	85,45
		OBSERVACIONES: Tipo de Falla <input type="checkbox"/> Cono y Cráter <input type="checkbox"/> Parcial cono y cráter <input type="checkbox"/> Corte Diagonal <input type="checkbox"/> Horizontal (Irregular) <input type="checkbox"/> Fuera del tercio medio de la zona calibrada Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 122	
OBSERVACIONES			
 Laboratorista		 Jefe de laboratorio de Control de Calidad	
Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .			

ANEXO 15. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 3 A MOMENTO
(SOLDADA).

	REGISTRO Planta Lasso	F-MTCC.05.03 Edición: Segunda								
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO										
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD										
Producto:	SP3	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width:30%;">Norma de Referencia</td> <td>INEN 109: 2009</td> </tr> <tr> <td>Norma de Producto:</td> <td>INEN 2215:2012</td> </tr> <tr> <td>Método N°</td> <td>MT-CC.05</td> </tr> <tr> <td>Máquina de Ensayos</td> <td>UNIVERSAL 600 KN</td> </tr> </table>	Norma de Referencia	INEN 109: 2009	Norma de Producto:	INEN 2215:2012	Método N°	MT-CC.05	Máquina de Ensayos	UNIVERSAL 600 KN
Norma de Referencia	INEN 109: 2009									
Norma de Producto:	INEN 2215:2012									
Método N°	MT-CC.05									
Máquina de Ensayos	UNIVERSAL 600 KN									
Calibre:	51,28X2,63									
Proveedor/Procedencia:	NOVACERO									
Hoja:	1/1									
Solicitado por:	NOVACERO									
Operador:	HT									
Espesor de la probeta	2,63	mm								
Ancho de probeta	51,28	mm								
Area nominal	134,87	mm ²								
Temperatura:	17,8	°C								
Humedad:	56	%								
Fecha de Recepción	2015/01/23									
Fecha de Producción	2015/01/23									
Línea de producción	Tren 2									
Colada	PRUEBA									
Muestra	8									
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr style="background-color: #0056b3; color: white;"> <th style="width:25%;">Identificación</th> <th style="width:25%;">Resistencia Máxima(MPa)</th> <th style="width:25%;">Alargamiento(%)</th> <th style="width:25%;">Límite de Fluencia (MPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SP3-08</td> <td>108,72</td> <td>48,60</td> <td>97,74</td> </tr> </tbody> </table>			Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)	SP3-08	108,72	48,60	97,74
Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)							
SP3-08	108,72	48,60	97,74							
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">  </div>		<p>OBSERVACIONES:</p> <p>Tipo de Falla</p> <p><input type="checkbox"/> Cono y Cráter</p> <p><input type="checkbox"/> Parcial cono y cráter</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Corte Diagonal</p> <p><input type="checkbox"/> Horizontal (Irregular)</p> <p><input type="checkbox"/> Fuera del tercio medio de la zona calibrada</p> <p>Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 111</p>								
<p>OBSERVACIONES</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-end; margin-top: 20px;"> <div style="text-align: center;">  <hr style="width: 100px; margin: 0 auto;"/> <p>Laboratorista</p> </div> <div style="text-align: center;">  <hr style="width: 100px; margin: 0 auto;"/> <p>Jefe de laboratorio de Control de Calidad</p> </div> </div> <p style="font-size: small; margin-top: 10px;">Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .</p>										

ANEXO 16. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 4 A MOMENTO
(SOLDADA).

	REGISTRO Planta Lasso	F-MTCC.05.03 Edición: Segunda	
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO			
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD			
Producto:	SP4		
Calibre:	51,4X2,71		
Proveedor/Procedencia:	NOVACERO		
Hoja:	1/1		
Solicitado por:	NOVACERO		
Operador:	HT		
Norma de Referencia	INEN 109: 2009		
Norma de Producto:	INEN 2215:2012		
Método Nº	MT-CC.05		
Máquina de Ensayos	UNIVERSAL 600 KN		
Espesor de la probeta	2,71	mm	
Ancho de probeta	51,4	mm	
Area nominal	139,29	mm ²	
Temperatura:	18	°C	
Humedad:	55	%	
Fecha de Recepción	2015/01/23		
Fecha de Producción	2015/01/23		
Línea de producción	Tren 2		
Colada	PRUEBA		
Muestra	9		
Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)
SP4-09	104,97	43,00	94,47



OBSERVACIONES:

Tipo de Falla

Cono y Cráter

Parcial cono y cráter


Corte Diagonal

Horizontal (Irregular)


Fuera del tercio medio de la zona calibrada

Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 111

OBSERVACIONES




Laboratorista



Jefe de laboratorio de Control de Calidad

Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .

ANEXO 17. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 1 PLACA
COLABORANTE.

		REGISTRO Planta Lasso	F-MTCC.05.03 Edición: Segunda
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO			
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD			
Producto:	P1	Norma de Referencia	INEN 109: 2009
Calibre:	50,47X1,12	Norma de Producto:	INEN 2215:2012
Proveedor/Procedencia:	NOVACERO	Método Nº	MT-CC.05
Hoja:	1/1	Máquina de Ensayos	UNIVERSAL 600 KN
Solicitado por:	NOVACERO		
Operador:	HT		
Espeor de la probeta	50,47	mm	
Ancho de probeta	1,12	mm	
Area nominal	56,53	mm ²	
Temperatura:	18,2	°C	
Humedad:	56	%	
Fecha de Recepción	2015/01/23		
Fecha de Producción	2015/01/23		
Línea de producción	PRUEBA		
Colada	PRUEBA		
Muestra	10		
Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)
P1-10	254,28	1222,00	218,92

OBSERVACIONES:

Tipo de Falla

Cono y Cráter

Parcial cono y cráter


Corte Diagonal

Horizontal (Irregular)


Fuera del tercio medio de la zona calibrada

Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 1,16

OBSERVACIONES




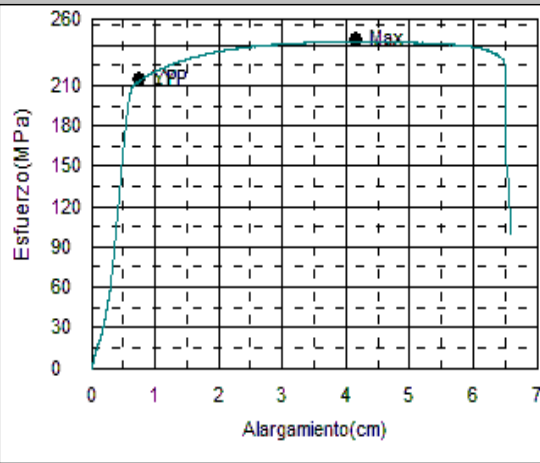


Laboratorista




Jefe de laboratorio de Control de Calidad

Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .

ANEXO 18. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 2 PLACA
COLABORANTE.

	REGISTRO Planta Lasso	F-MTCC.05.03 Edición: Segunda	
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO			
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD			
Producto:	P2		
Calibre:	50,53X1,18	Norma de Referencia: INEN 109: 2009	
Proveedor/Procedencia:	NOVACERO	Norma de Producto: INEN 2215:2012	
Hoja:	1/1	Método Nº MT-CC.05	
Solicitado por:	NOVACERO	Máquina de Ensayos UNIVERSAL 600 KN	
Operador:	HT		
Espesor de la probeta	1,18 mm		
Ancho de probeta	50,53 mm		
Area nominal	59,63 mm ²		
Temperatura:	18,4 °C		
Humedad:	55 %		
Fecha de Recepción	2015/01/23		
Fecha de Producción	2015/01/23		
Línea de producción	PRUEBA		
Colada	PRUEBA		
Muestra	11		
Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)
P2-11	243,83	42,00	214,40
		OBSERVACIONES: Tipo de Falla <input type="checkbox"/> Cono y Cráter <input type="checkbox"/> Parcial cono y cráter <input type="checkbox"/> Corte Diagonal <input type="checkbox"/> Horizontal (Irregular) <input type="checkbox"/> Fuera del tercio medio de la zona calibrada Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 1,14	
OBSERVACIONES			
 Laboratorista		 Jefe de laboratorio de Control de Calidad	
Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .			

ANEXO 19. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 3 PLACA
COLABORANTE.

		REGISTRO Planta Lasso		F-MTCC.05.03 Edición: Segunda	
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO					
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD					
Producto:		P3		Norma de Referencia	
Calibre:		50,38X1,77		INEN 109: 2009	
Proveedor/Procedencia:		NOVACERO		Norma de Producto:	
Hoja:		1/1		INEN 2215:2012	
Solicitado por:		NOVACERO		Método Nº	
Operador:		HT		MT-CC.05	
Esesor de la probeta		1,77 mm		Máquina de Ensayos	
Ancho de probeta		50,38 mm		UNIVERSAL 600 KN	
Area nominal		89,17 mm ²			
Temperatura:		18,4 °C			
Humedad:		54 %			
Fecha de Recepción		2015/01/23			
Fecha de Producción		2015/01/23			
Línea de producción		PRUEBA			
Colada		PRUEBA			
Muestra		12			
Identificación		Resistencia Máxima(MPa)		Alargamiento(%)	
P3-12		165,77		31,40	
				Límite de Fluencia (MPa)	
				145,34	

OBSERVACIONES:

Tipo de Falla

Cono y Cráter

Parcial cono y cráter


Corte Diagonal

Horizontal (Irregular)


Fuera del tercio medio de la zona calibrada

Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 1:14

OBSERVACIONES




Laboratorista



Jefe de laboratorio de Control de Calidad

Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .

ANEXO 20. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 4 PLACA
COLABORANTE.

		REGISTRO Planta Lasso	F-MTCC.05.03 Edición: Segunda
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO			
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD			
Producto:	P4	Norma de Referencia	INEN 109: 2009
Calibre:	51,20X1,05	Norma de Producto:	INEN 2215:2012
Proveedor/Procedencia:	NOVACERO	Método Nº	MT-CC.05
Hoja:	1/1	Máquina de Ensayos	UNIVERSAL 600 KN
Solicitado por:	NOVACERO		
Operador:	HT		
Espesor de la probeta	1,05	mm	
Ancho de probeta	51,2	mm	
Area nominal	53,76	mm ²	
Temperatura:	18,5	°C	
Humedad:	54	%	
Fecha de Recepción	2015/01/23		
Fecha de Producción	2015/01/23		
Línea de producción	PRUEBA		
Colada	PRUEBA		
Muestra	13		
Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)
P4-13	262,49	19,00	228,93

OBSERVACIONES:

Tipo de Falla

Cono y Cráter

Parcial cono y cráter

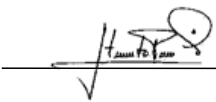
Corte Diagonal

Horizontal (Irregular)


Fuera del tercio medio de la zona calibrada

Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 1.15

OBSERVACIONES




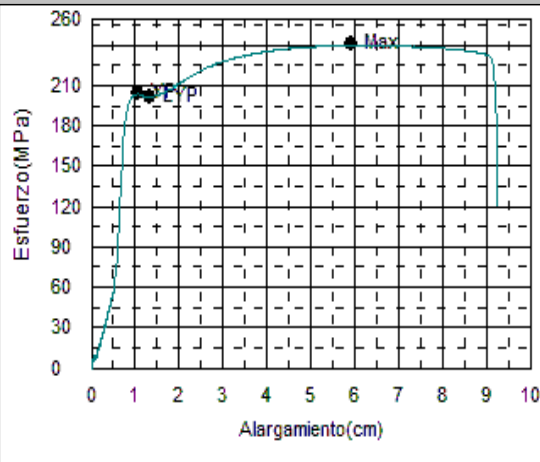


Laboratorista




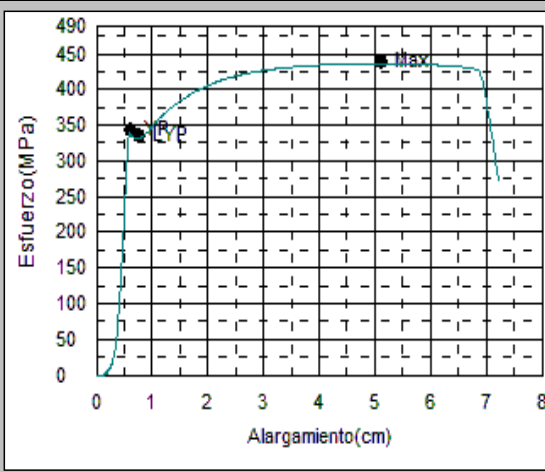
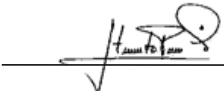

Jefe de laboratorio de Control de Calidad

Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .


ANEXO 21. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 5 PLACA
COLABORANTE.

	REGISTRO Planta Lasso	F-MTCC.05.03 Edición: Segunda	
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO			
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD			
Producto:	P5		
Calibre:	50,87X1,19	Norma de Referencia: INEN 109: 2009	
Proveedor/Procedencia:	NOVACERO	Norma de Producto: INEN 2215:2012	
Hoja:	1/1	Método Nº MT-CC.05	
Solicitado por:	NOVACERO	Máquina de Ensayos UNIVERSAL 600 KN	
Operador:	HT		
Espesor de la probeta	1,19 mm		
Ancho de probeta	50,87 mm		
Area nominal	60,54 mm ²		
Temperatura:	18,8 °C		
Humedad:	54 %		
Fecha de Recepción	2015/01/23		
Fecha de Producción	2015/01/23		
Línea de producción	PRUEBA		
Colada	PRUEBA		
Muestra	14		
Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)
P5-14	241,59	42,00	205,05
		OBSERVACIONES: Tipo de Falla <input type="checkbox"/> Cono y Cráter <input type="checkbox"/> Parcial cono y cráter <input checked="" type="checkbox"/> Corte Diagonal <input type="checkbox"/> Horizontal (Irregular) <input type="checkbox"/> Fuera del tercio medio de la zona calibrada Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 1.18	
OBSERVACIONES			
 _____ Laboratorista		 _____ Jefe de laboratorio de Control de Calidad	
Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .			

ANEXO 22. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 1 ACERO A36 (ALMA VIGA)

	REGISTRO Planta Lasso	F-MTCC.05.03 Edición: Segunda	
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO			
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD			
Producto:	F1		
Calibre:	49,15X2,94	Norma de Referencia: INEN 109: 2009	
Proveedor/Procedencia:	NOVACERO	Norma de Producto: INEN 2215:2012	
Hoja:	1/1	Método N°: MT-CC.05	
Solicitado por:	NOVACERO	Máquina de Ensayos: UNIVERSAL 600 KN	
Operador:	HT		
Espesor de la probeta	2,94 mm		
Ancho de probeta	49,15 mm		
Area nominal	144,50 mm ²		
Temperatura:	18,9 °C		
Humedad:	52 %		
Fecha de Recepción	2015/01/23		
Fecha de Producción	2015/01/23		
Línea de producción	Tren 2		
Colada	PRUEBA		
Muestra	15		
Identificación	Resistencia Máxima(MPa)	Alargamiento(%)	Límite de Fluencia (MPa)
F1-15	438,81	1206,00	342,27
		OBSERVACIONES: Tipo de Falla <input type="checkbox"/> Cono y Cráter <input type="checkbox"/> Parcial cono y cráter <input checked="" type="checkbox"/> Corte Diagonal <input type="checkbox"/> Horizontal (Irregular) <input type="checkbox"/> Fuera del tercio medio de la zona calibrada Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 128	
OBSERVACIONES			
 Laboratorista		 Jefe de laboratorio de Control de Calidad	
Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .			

ANEXO 23. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 2 ACERO A36 (ALMA VIGA).

		REGISTRO Planta Lasso		F-MTCC.05.03 Edición: Segunda	
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO					
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD					
Producto: F2		Norma de Referencia: INEN 109: 2009		Norma de Producto: INEN 2215:2012	
Calibre: 51,04X2,95		Proveedor/Procedencia: NOVACERO		Método N°: MT-CC.05	
Hoja: 1/1		Solicitado por: NOVACERO		Máquina de Ensayos: UNIVERSAL 600 KN	
Operador: HT					
Espesor de la probeta: 2,95 mm					
Ancho de probeta: 51,04 mm					
Area nominal: 150,57 mm ²					
Temperatura: 18,9 °C					
Humedad: 51 %					
Fecha de Recepción: 2015/01/23					
Fecha de Producción: 2015/01/23					
Línea de producción: PRUEBA					
Colada: PRUEBA					
Muestra: 16					
Identificación: F2-16		Resistencia Máxima(MPa): 439,86		Alargamiento(%): 35,40	
				Límite de Fluencia (MPa): 348,75	


OBSERVACIONES:

Tipo de Falla


- Cono y Cráter
- Parcial cono y cráter
- Corte Diagonal
- Horizontal (Irregular)
- Fuera del tercio medio de la zona calibrada

Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 126

OBSERVACIONES




Laboratorista



Jefe de laboratorio de Control de Calidad

Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .

ANEXO 24. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 3 ACERO A36 (ALMA VIGA).

		REGISTRO Planta Lasso		F-MTCC.05.03 Edición: Segunda	
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO					
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD					
Producto: F3		Norma de Referencia: INEN 109: 2009		Norma de Producto: INEN 2215:2012	
Calibre: 49,06X2,87		Proveedor/Procedencia: NOVACERO		Método Nº: MT-CC.05	
Hoja: 1/1		Solicitado por: NOVACERO		Máquina de Ensayos: UNIVERSAL 600 KN	
Operador: HT					
Espesor de la probeta: 2,87 mm					
Ancho de probeta: 49,06 mm					
Area nominal: 140,80 mm ²					
Temperatura: 18,7 °C					
Humedad: 51 %					
Fecha de Recepción: 2015/01/23					
Fecha de Producción: 2015/01/23					
Línea de producción: Tren 2					
Colada: PRUEBA					
Muestra: 17					
Identificación: F3-17		Resistencia Máxima(MPa): 453,08		Alargamiento(%): 25,20	
				Límite de Fluencia (MPa): 362,18	

OBSERVACIONES:


Tipo de Falla

- Cono y Cráter
- Parcial cono y cráter
- Corte Diagonal
- Horizontal (Irregular)


- Fuera del tercio medio de la zona calibrada

Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 125

OBSERVACIONES




Laboratorista



Jefe de laboratorio de Control de Calidad

Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .

ANEXO 25. RESULTADO ENSAYO DE TRACCIÓN - PROBETA 4 ACERO A36 (ALMA VIGA).

		REGISTRO Planta Lasso		F-MTCC.05.03 Edición: Segunda	
CERTIFICADO DE ENSAYO DE TRACCIÓN PERFILES DE ACERO					
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD					
Producto: F4		Norma de Referencia: INEN 109: 2009		Norma de Producto: INEN 2215:2012	
Calibre: 51,63X2,85		Proveedor/Procedencia: NOVACERO		Método Nº: MT-CC.05	
Hoja: 1/1		Solicitado por: NOVACERO		Máquina de Ensayos: UNIVERSAL 600 KN	
Operador: HT					
Espesor de la probeta: 2,85 mm					
Ancho de probeta: 51,63 mm					
Area nominal: 147,15 mm ²					
Temperatura: 18,9 °C					
Humedad: 52 %					
Fecha de Recepción: 2015/01/23					
Fecha de Producción: 2015/01/23					
Línea de producción: Tren 2					
Colada: PRUEBA					
Muestra: 18					
Identificación: F4-18		Resistencia Máxima(MPa): 451,21		Alargamiento(%): 29,20	
				Límite de Fluencia (MPa): 353,50	

Alargamiento (cm)	Esfuerzo (MPa)
0	0
0.5	350
4.5	450
6	0

OBSERVACIONES:

Tipo de Falla

Cono y Cráter

Parcial cono y cráter


Corte Diagonal


Horizontal (Irregular)

Fuera del tercio medio de la zona calibrada

Relación Resistencia Máxima & Resistencia a la Fluencia: 128

OBSERVACIONES


 Laboratorista


 Jefe de laboratorio de Control de Calidad

Se prohíbe la reproducción parcial o total de este documento sin previa autorización .

ELECTRODO BASICO BAJA ALEACION

B - 10

Norma:	AWS	E 7018
---------------	-----	--------

Color de Revestimiento: Gris	Identificación: Punta Blanca
------------------------------	------------------------------

Análisis del**Metal Depositado:****Características:**

C	0.08%	Mn	1.0%	Si	0.6%
---	-------	----	------	----	------

*Valores típicos

Electrodo con revestimiento de bajo hidrógeno, con polvo de hierro. Indicado para la soldadura de aceros de alta resistencia a la tracción (56 kg/mm² Máx) así como para aceros de construcción. Su arco es sumamente estable, poco chisporroteo y para mejores resultados úsese arco corto. Se recomienda mantener un arco corto para garantizar buenos resultados en inspecciones radiográficas. Para trabajos de alta responsabilidad es necesario secarlos a 350°C durante una hora.

Aprobación:**AMERICAN BUREAU OF SHIPPING****Propiedades Mecánicas:**

Resistencia a la Tracción	Elongación	Resistencia al Impacto
54-57 kg/mm ²	30 - 34%	CHARPY-V Joules 70 - 90 (-29°C)
76.000		
81.000 lbs/pulg ²		

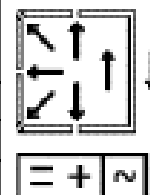
*Valores típicos

Posiciones de Soldar:

Plana, horizontal, sobrecabeza, vertical ascendente, vertical descendente.

Corriente y Polaridad:

Para corriente continua o alterna Electrodo al polo positivo		
Ø mm	Ø Pulg.	Amperaje
3.20	1/8	100-140
4.00	5/32	140-190
5.00	3/16	190-250

**Aplicaciones:**

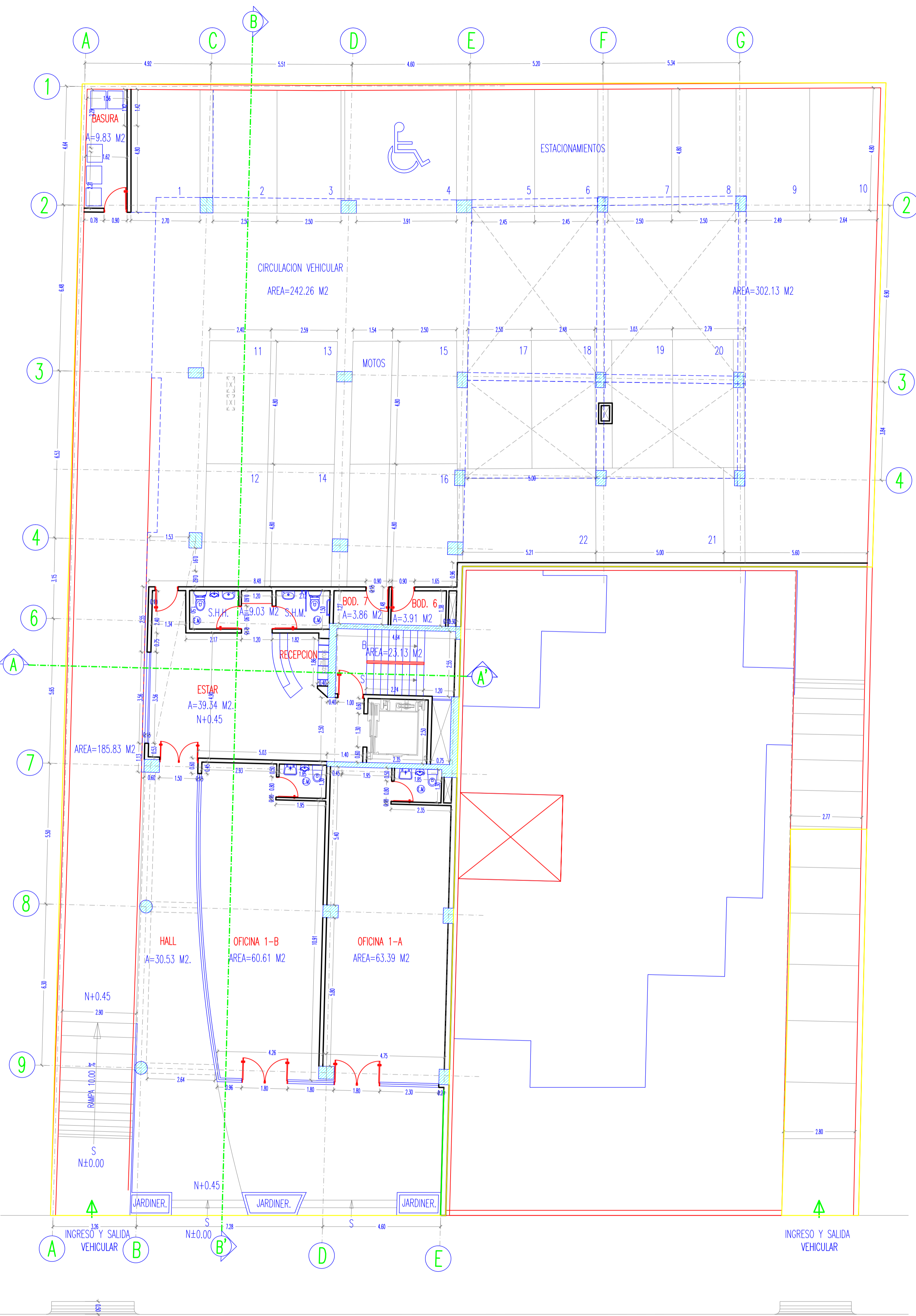
- Para aceros de mediano y bajo carbono, baja aleación
- Para aceros laminados en frío, por sus características de resistencia a la deformación a altas temperaturas, su fácil manejo y óptimo rendimiento, es especialmente adecuado.
- Para soldadura de tuberías de vapor.
- Calderas de alta presión, tanques.
- Piezas para maquinaria pesada.
- Construcciones metálicas en obra.
- Reparaciones Navales.

IMPORTANTE:

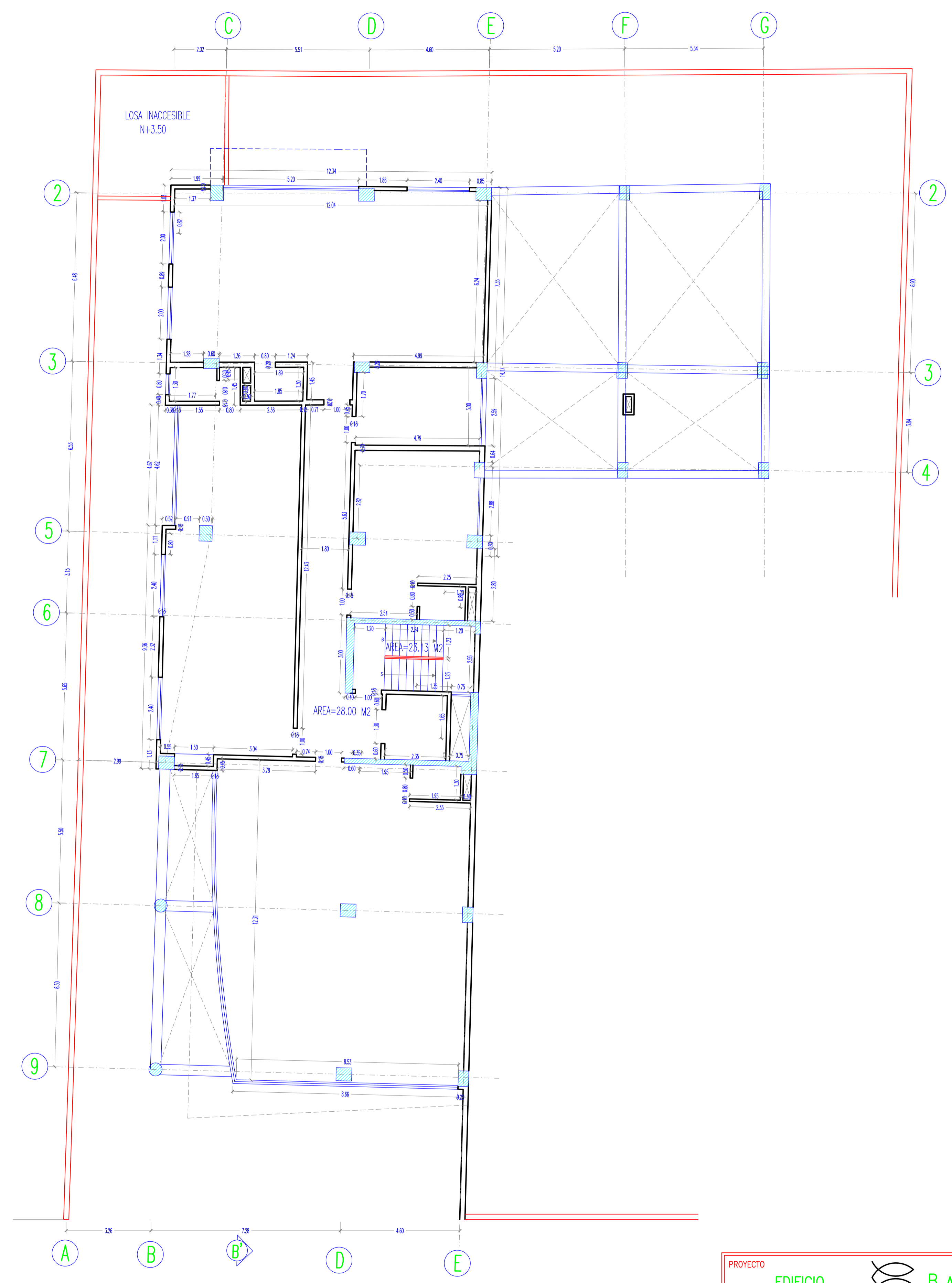
Los electrodos húmedos o con manchas de grasa, deben destruirse.

LARGO: 350 mm.**PESO POR CAJA:** 20 kg/44 lbs.

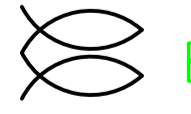
PLANOS

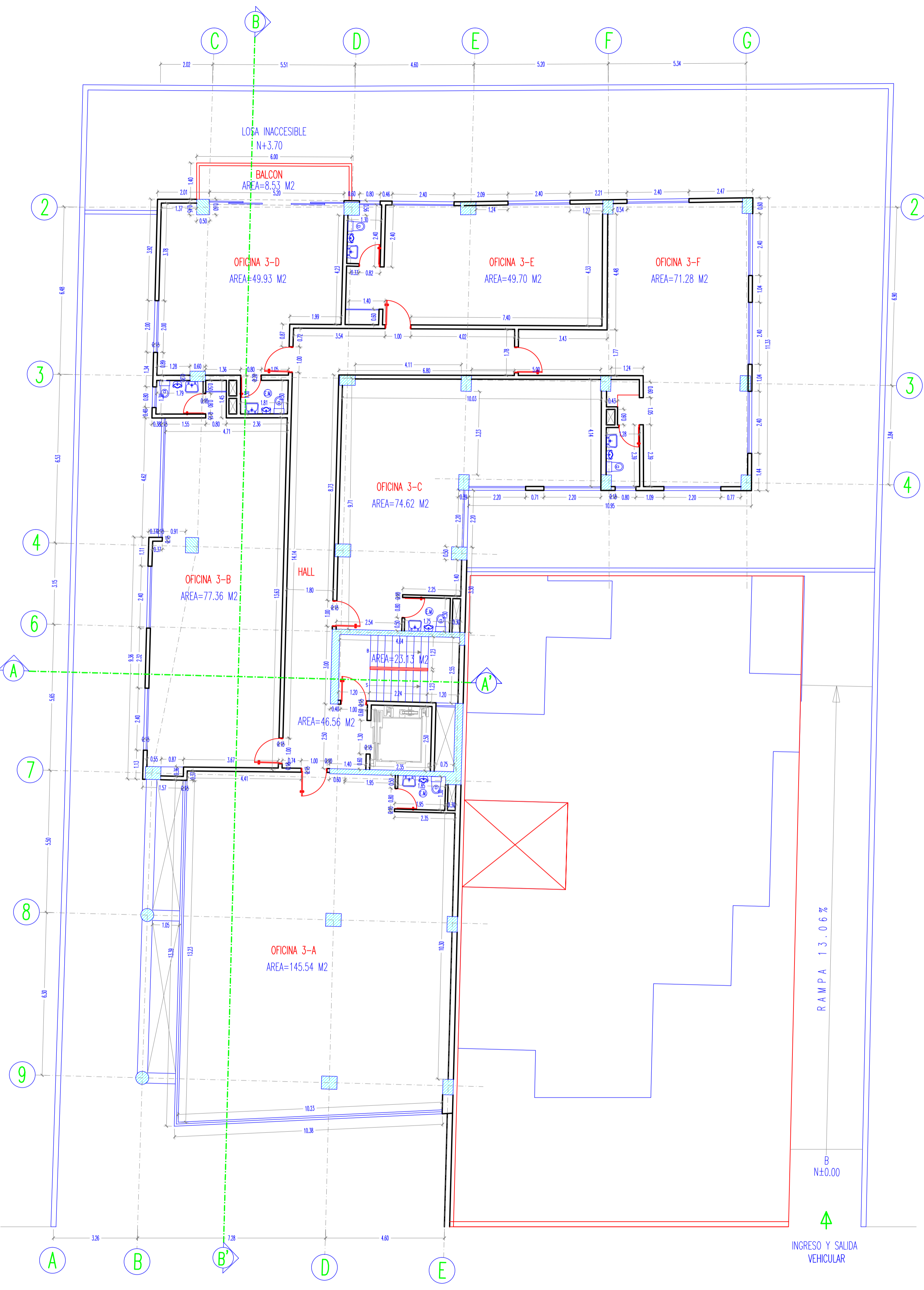


PLANTA BAJA PISO 1
N +0.45
ESCALA 1:100

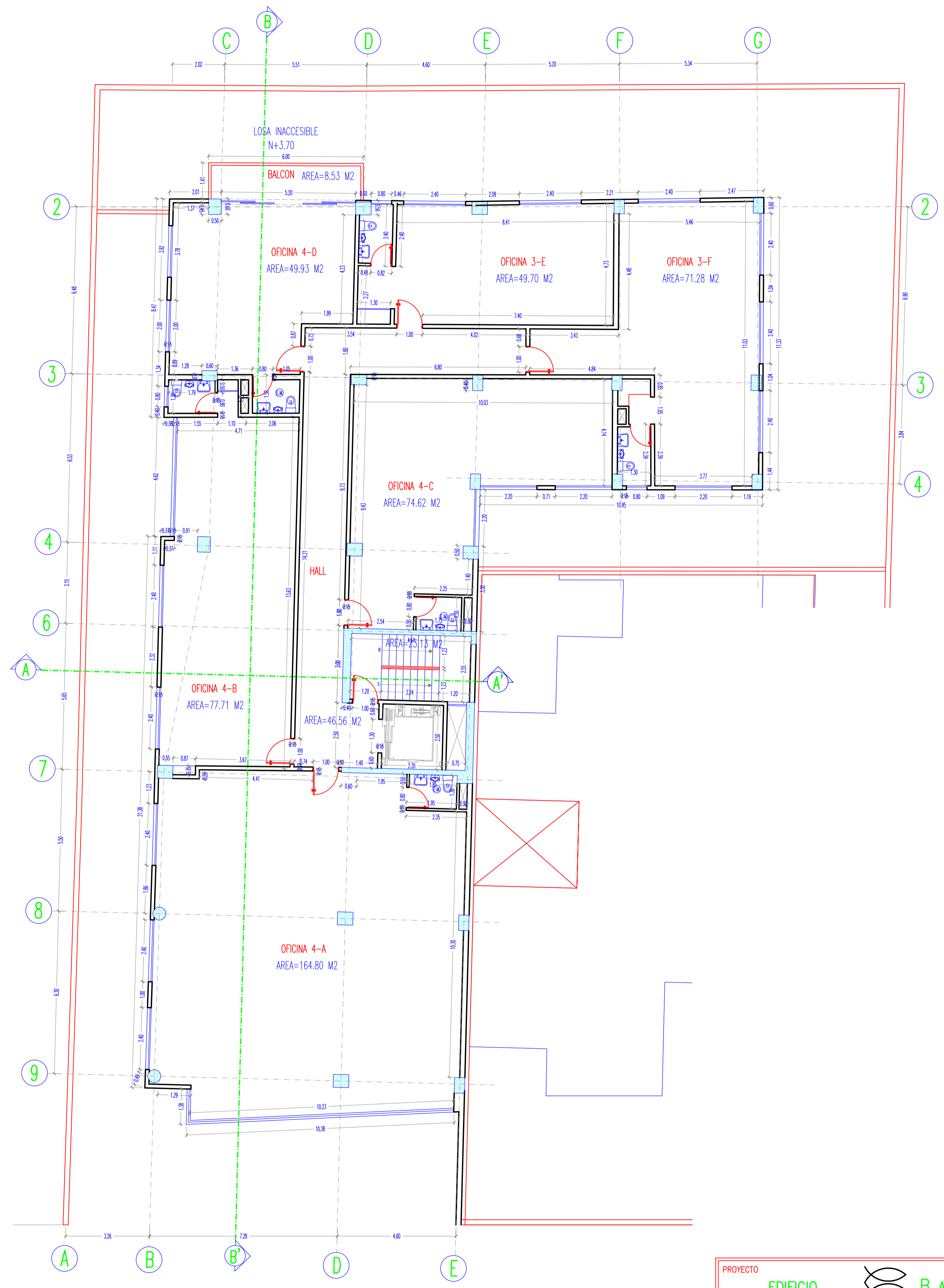


PLANTA MEZANINE PISO 2
N +3.70
ESCALA 1:100

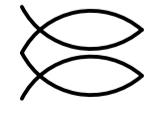
PROYECTO	EDIFICIO  BARANZU
UBICACION	QUITO
CONTIENE	PLANTA BAJA PISO 1, N +0.45 PLANTA MEZANINE PISO 2, N +3.70
CLAVE CATASTRAL	1130404019
FECHA	6-OCT-2011
ESCALA	1:100
A-01 DE-5	

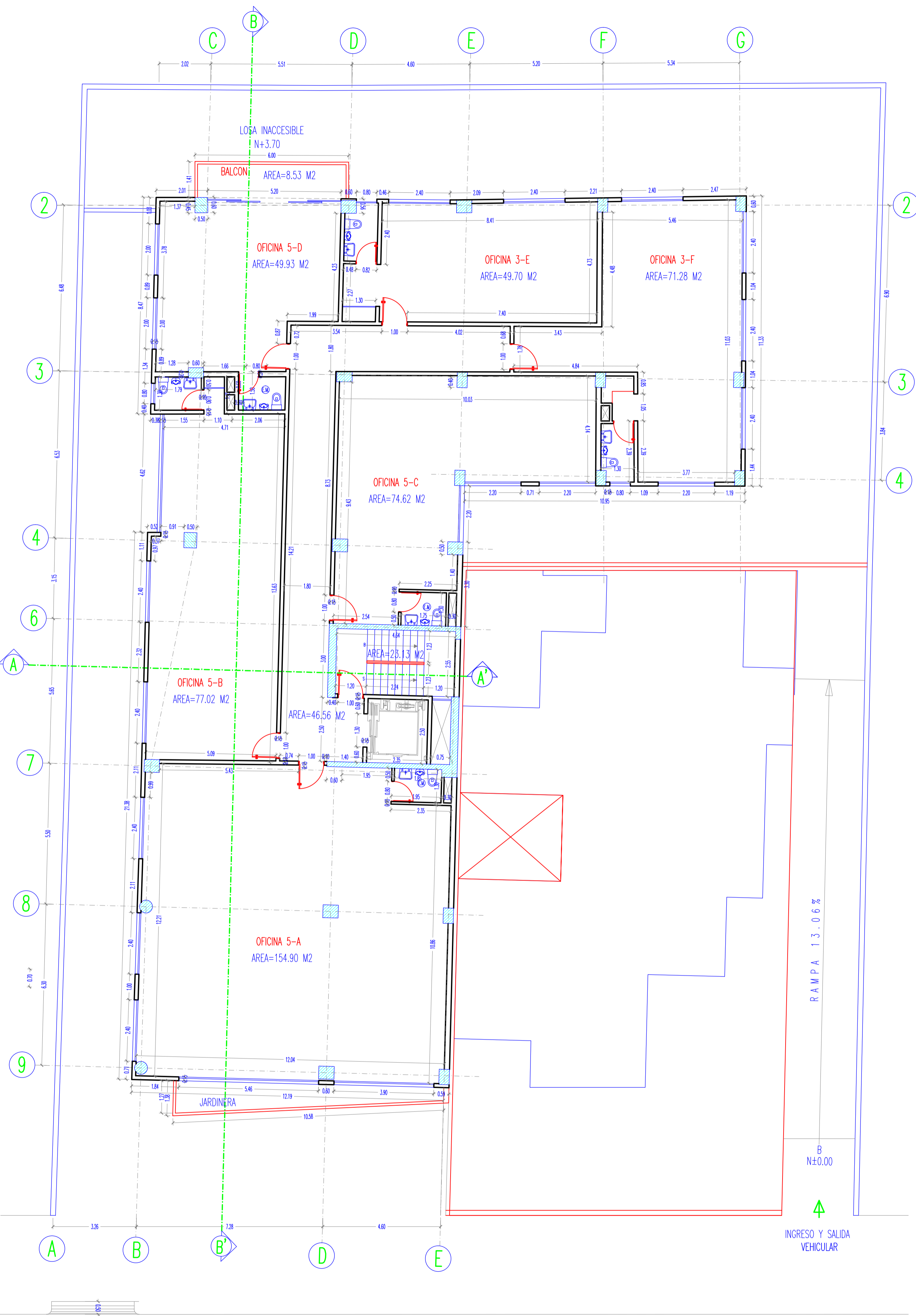


PLANTA PISO 3
N+6.95
ESCALA 1:100

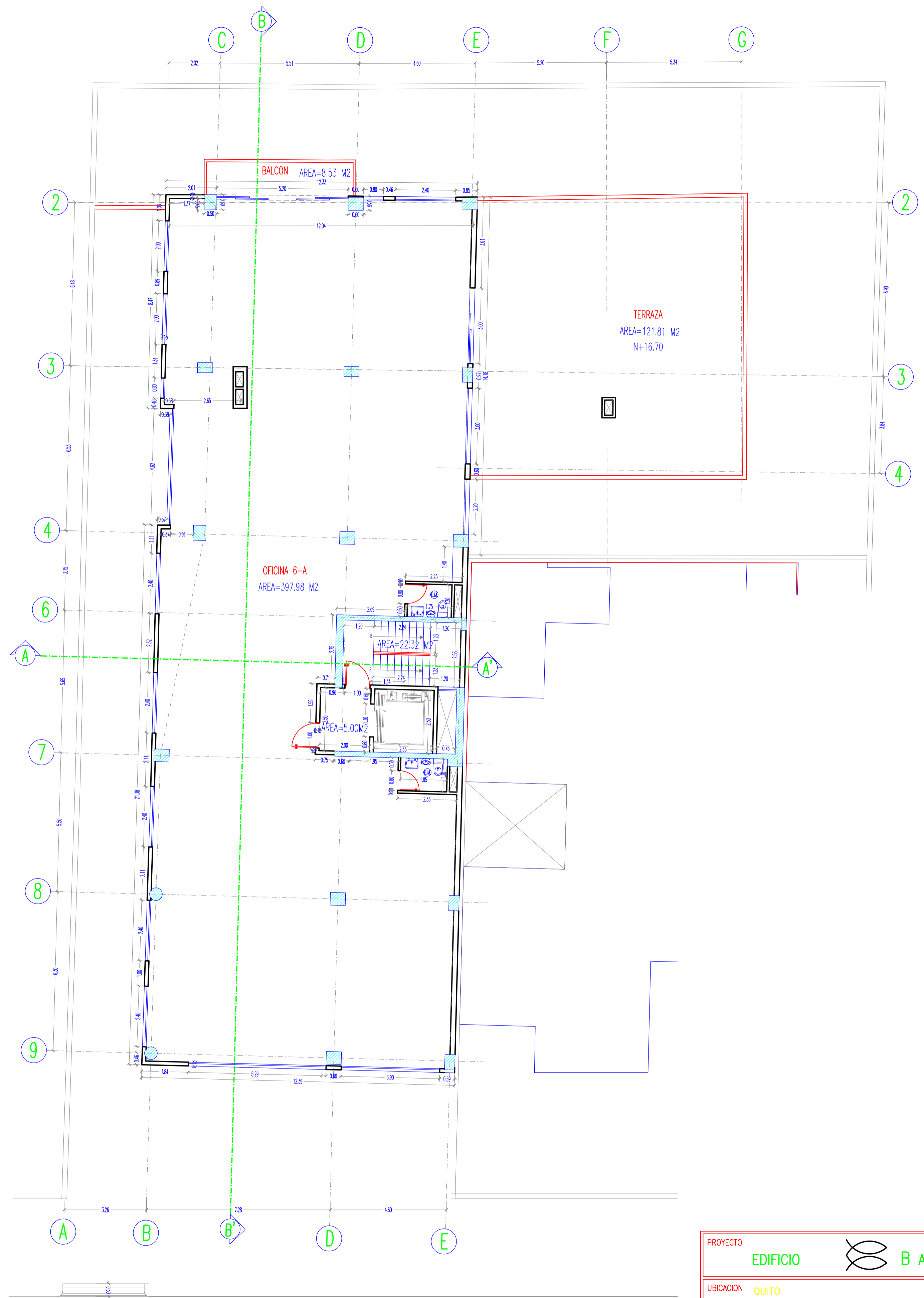


PLANTA PISO 4
N+10.20
ESCALA 1:100

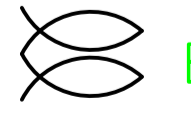
PROYECTO	EDIFICIO  BARANZU
UBICACION	QUITO
CONTIENE	PLANTA PISO 3, N +6,95 PLANTA PISO 4, N +10,20
CLAVE CATASTRAL	1130404019
FECHA	6-OCT-2011
ESCALA	1:100
A-02 DE-5	

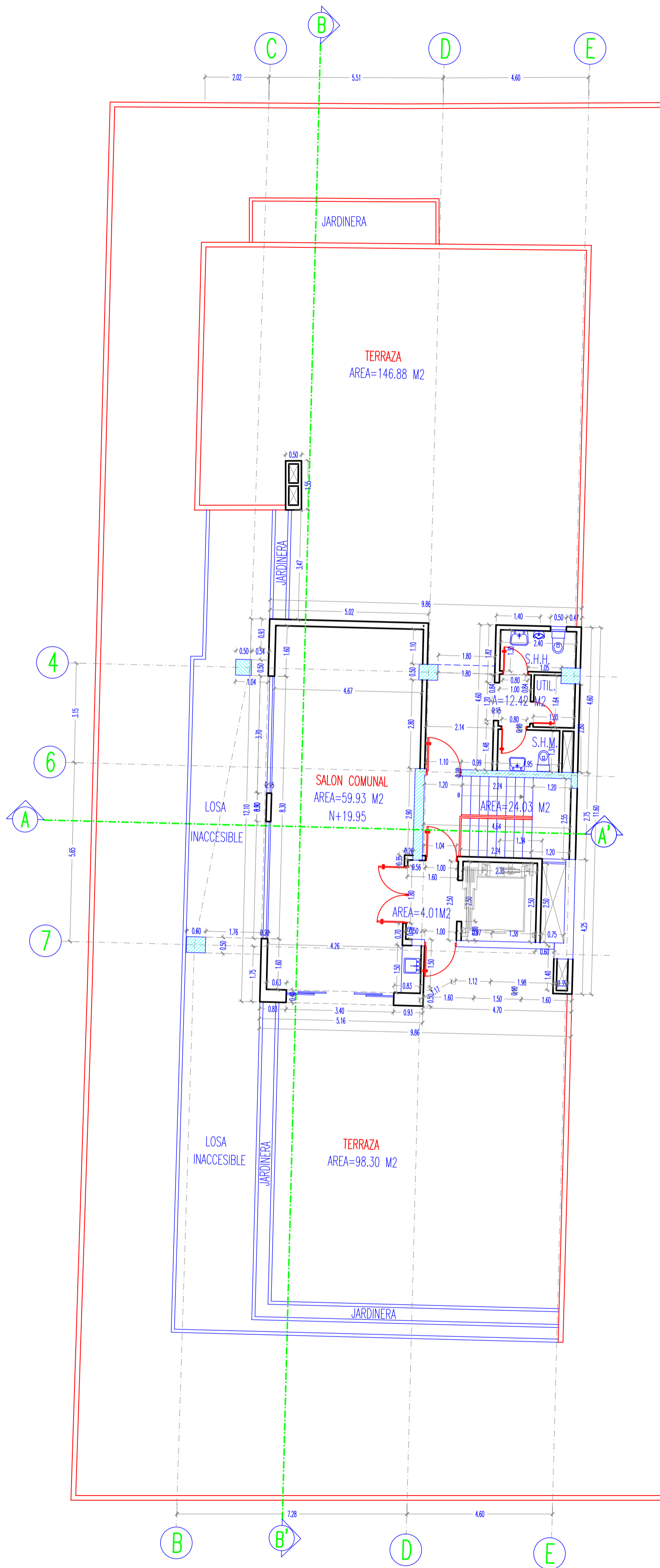


PLANTA PISO 5
N+13.45
ESCALA 1:100

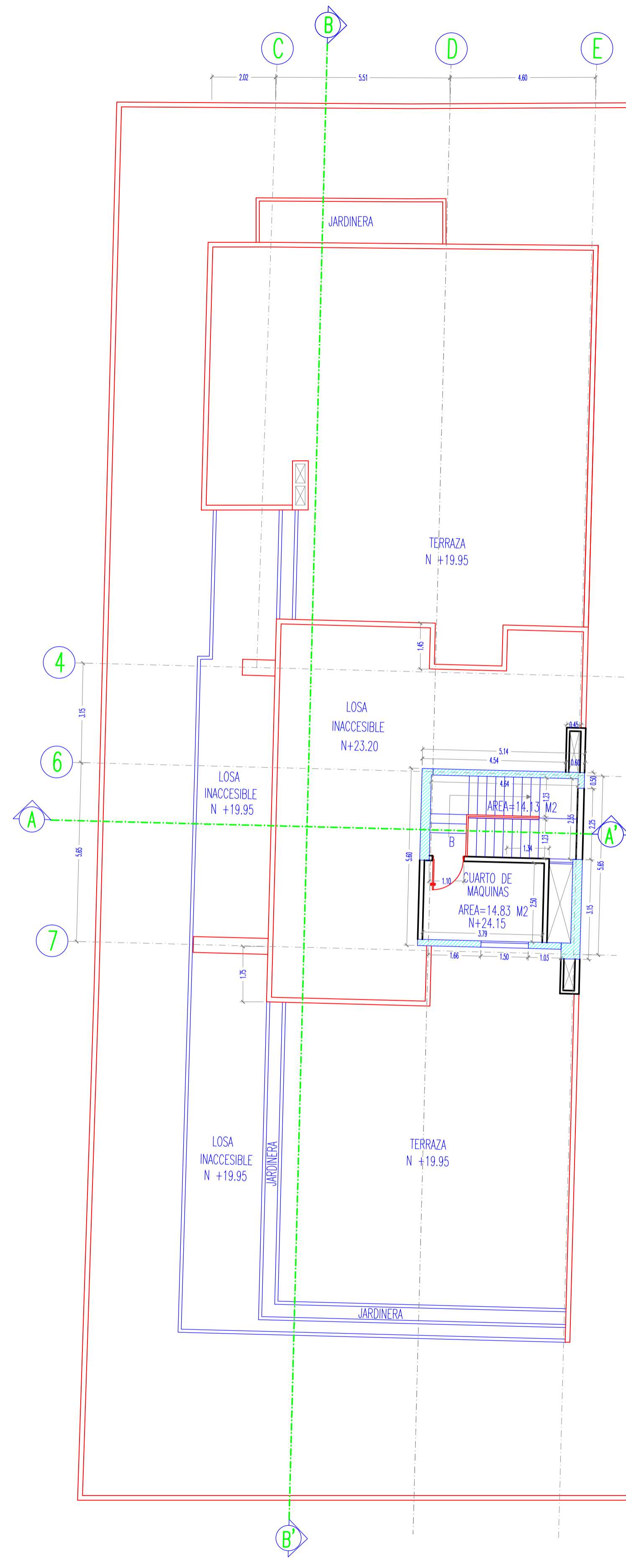


PLANTA PISO 6
N +16.70
ESCALA 1:100

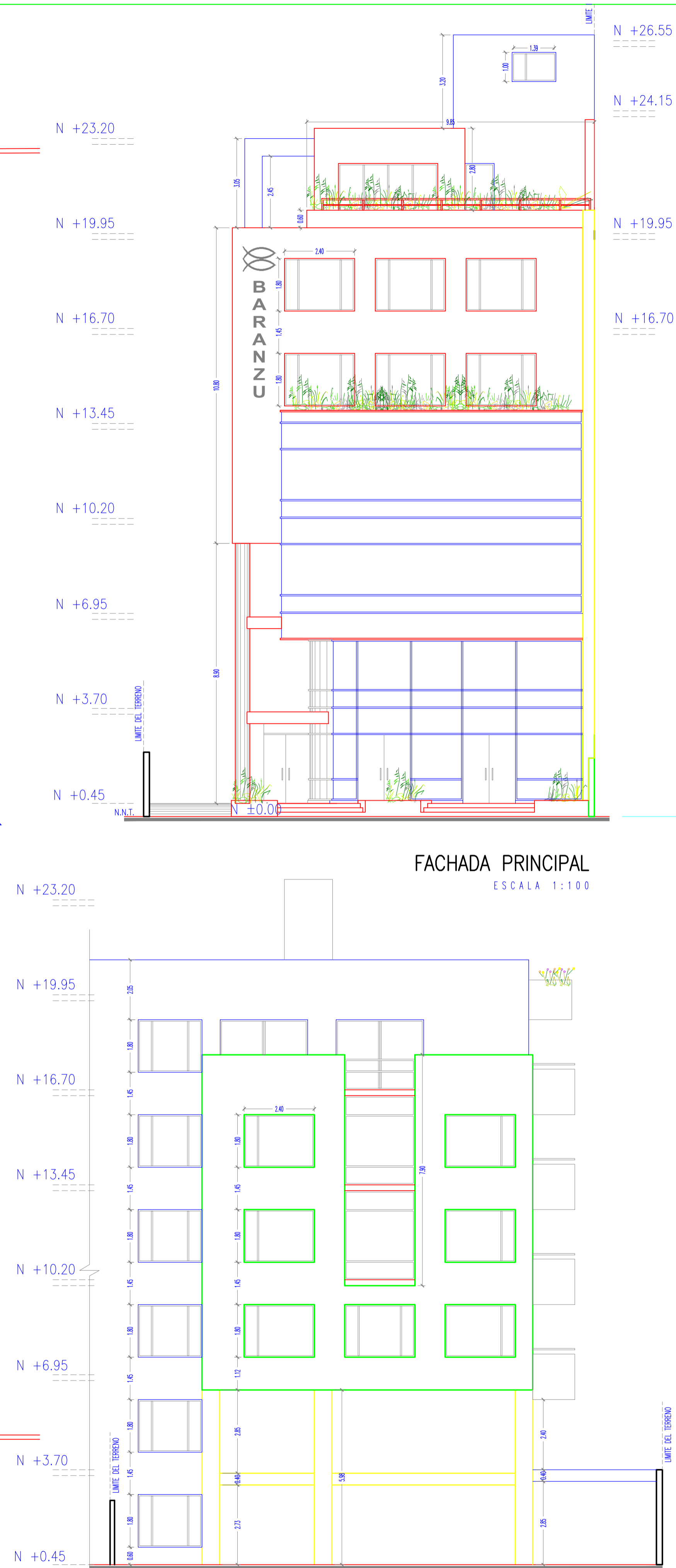
PROYECTO	EDIFICIO  BARANZU
UBICACION	QUITO
CONTIENE	PLANTA PISO 5, N +13,45 PLANTA PISO 6, N +16,70
CLAVE CATASTRAL	1130404019
FECHA	6-OCT-2011
ESCALA	1:100
A-03 DE-5	



PLANTA SALON COMUNAL
N +19.95
ESCALA 1:100



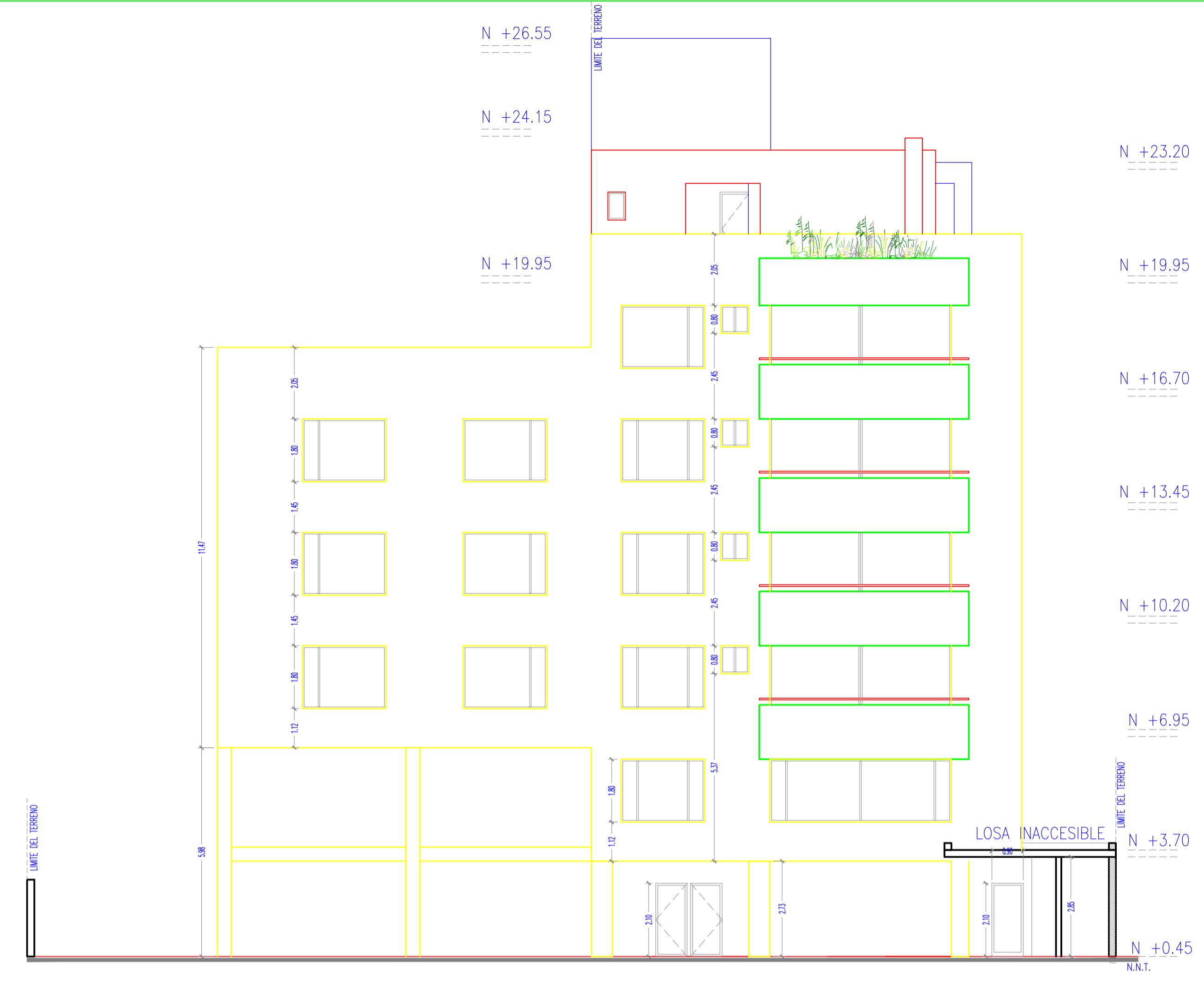
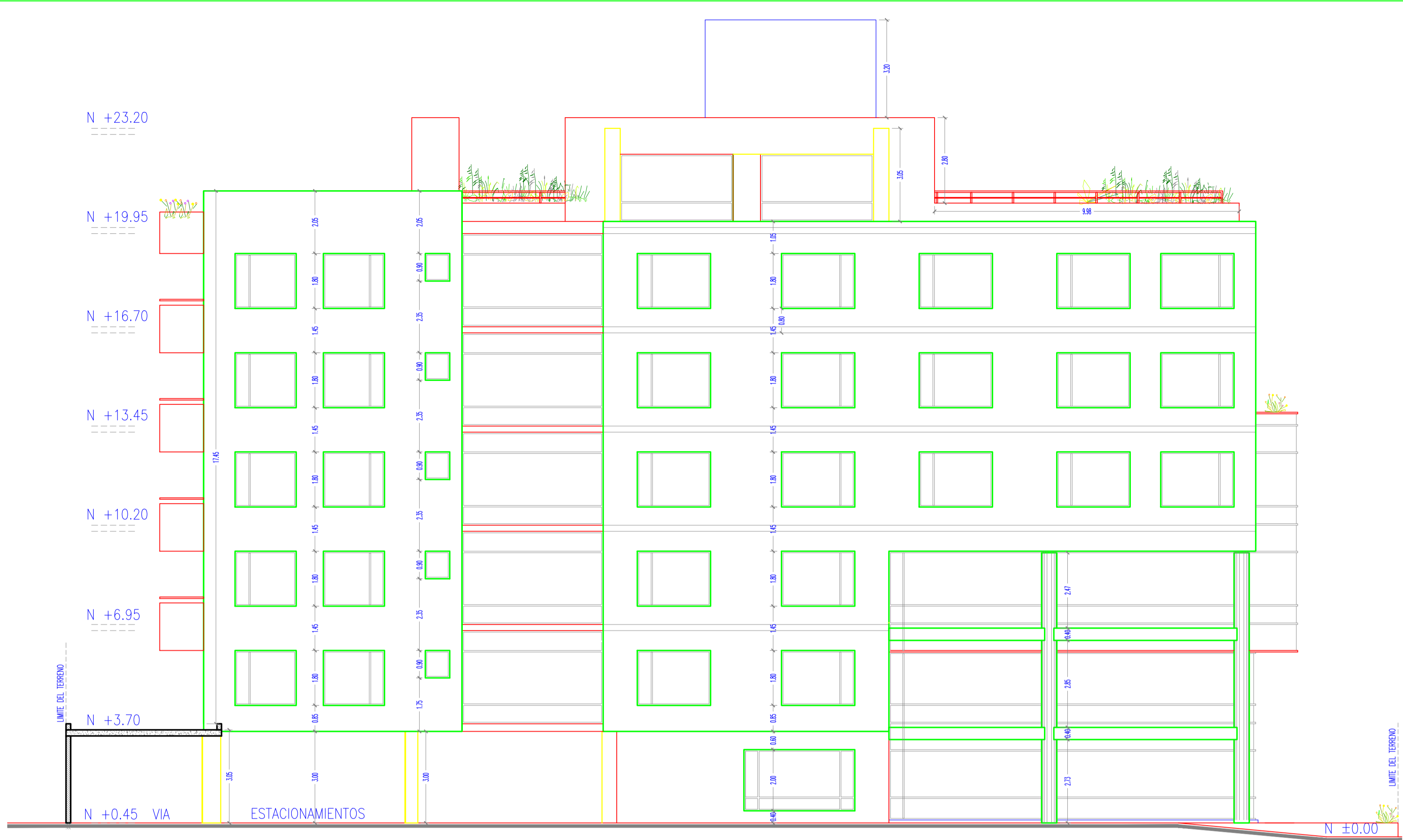
PLANTA CUARTO DE MAQUINAS
N +23.20
ESCALA 1:100



FACHADA PRINCIPAL
ESCALA 1:100

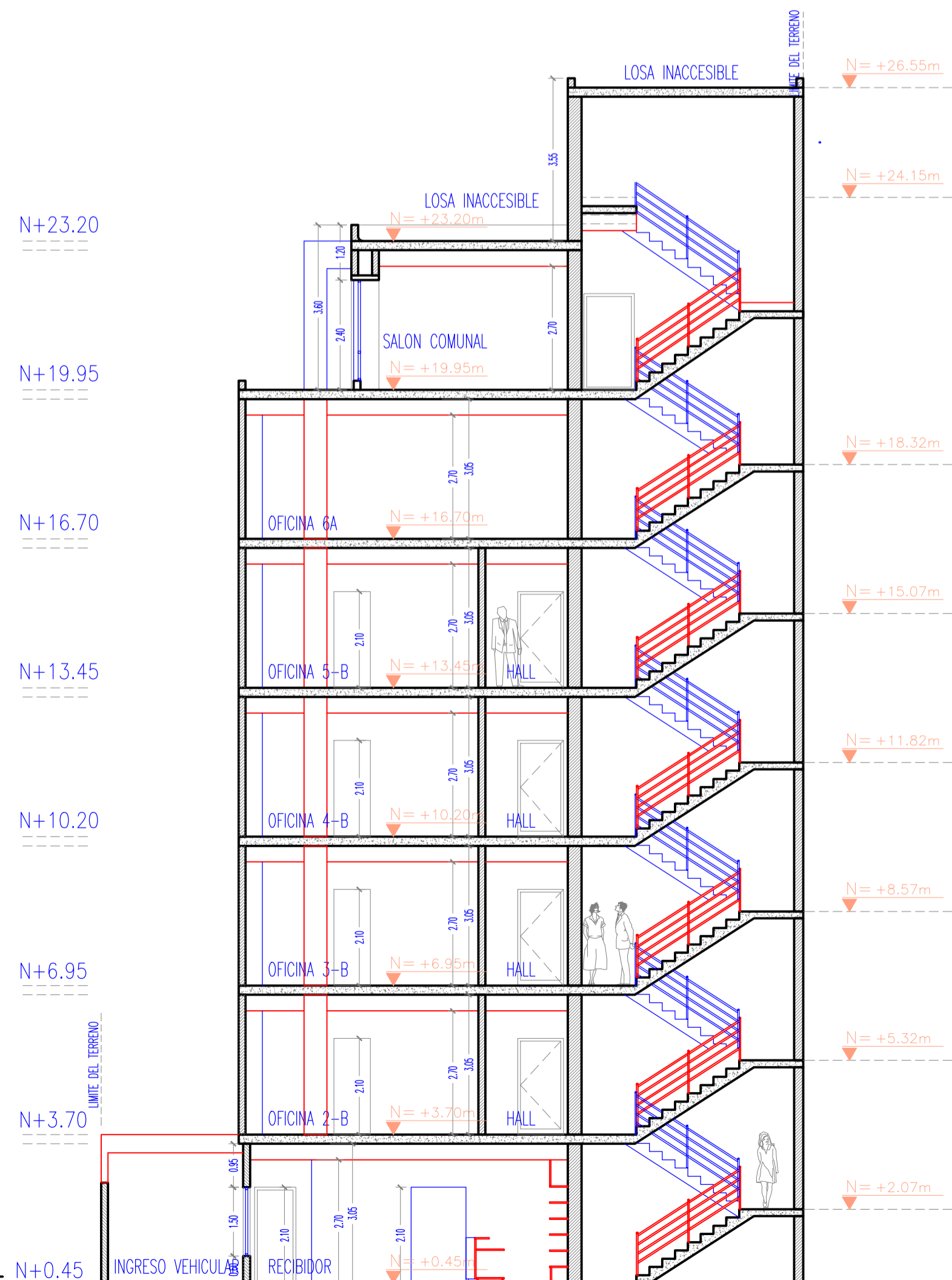
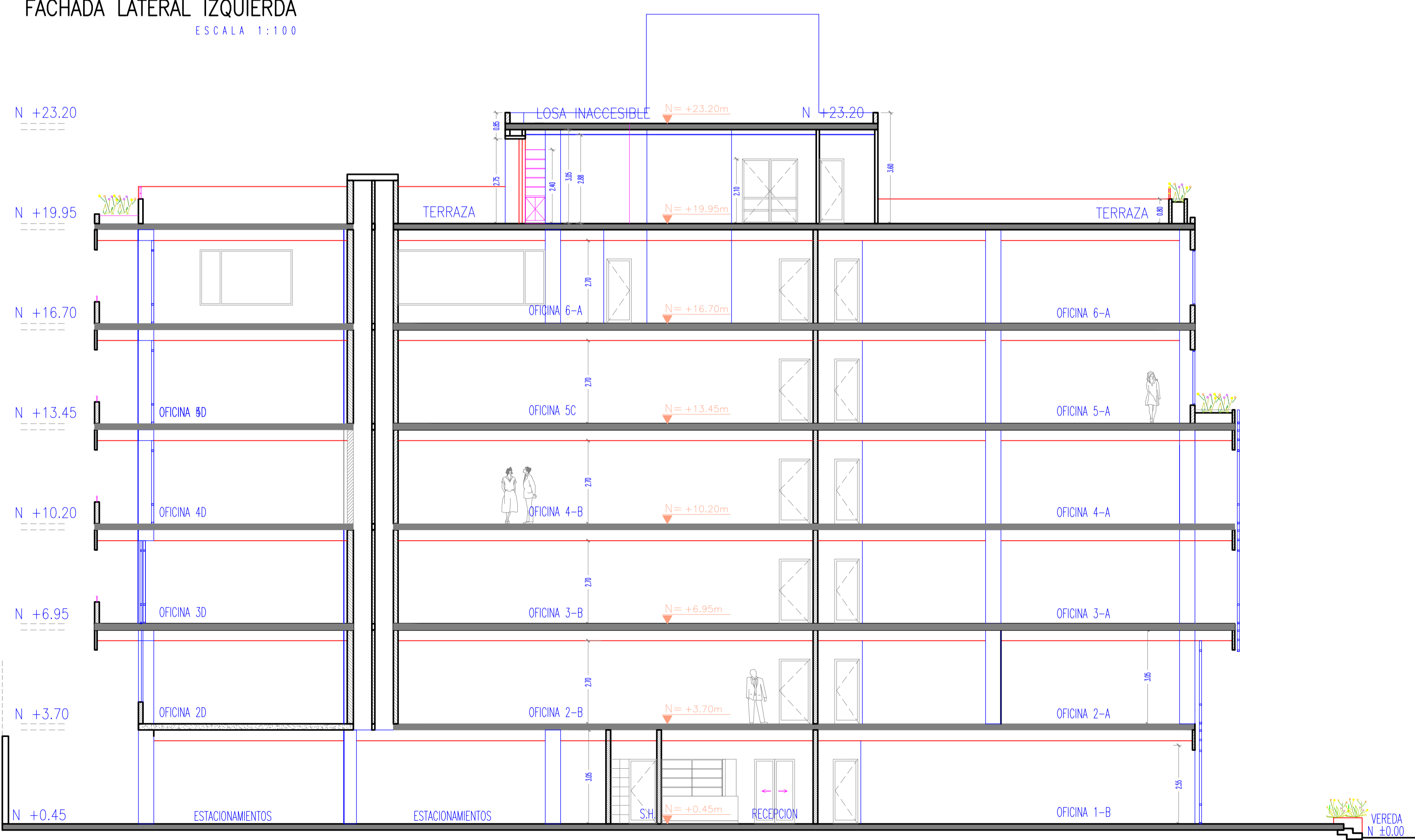
FACHADA LATERAL DERECHA
ESCALA 1:100

PROYECTO	EDIFICIO  BARANZU
UBICACION	QUITO
CONTIENE	PLANTA SALON COMUNAL, N +19.95 PLANTA CUARTO DE MAQUINAS, N +23.20 FACHADA PRINCIPAL FACHADA LATERAL DERECHA
CLAVE CATASTRAL	1130404019
FECHA	6-OCT-2011
ESCALA	1:100
A-04 DE-5	



FACHADA LATERAL IZQUIERDA
ESCALA 1:100

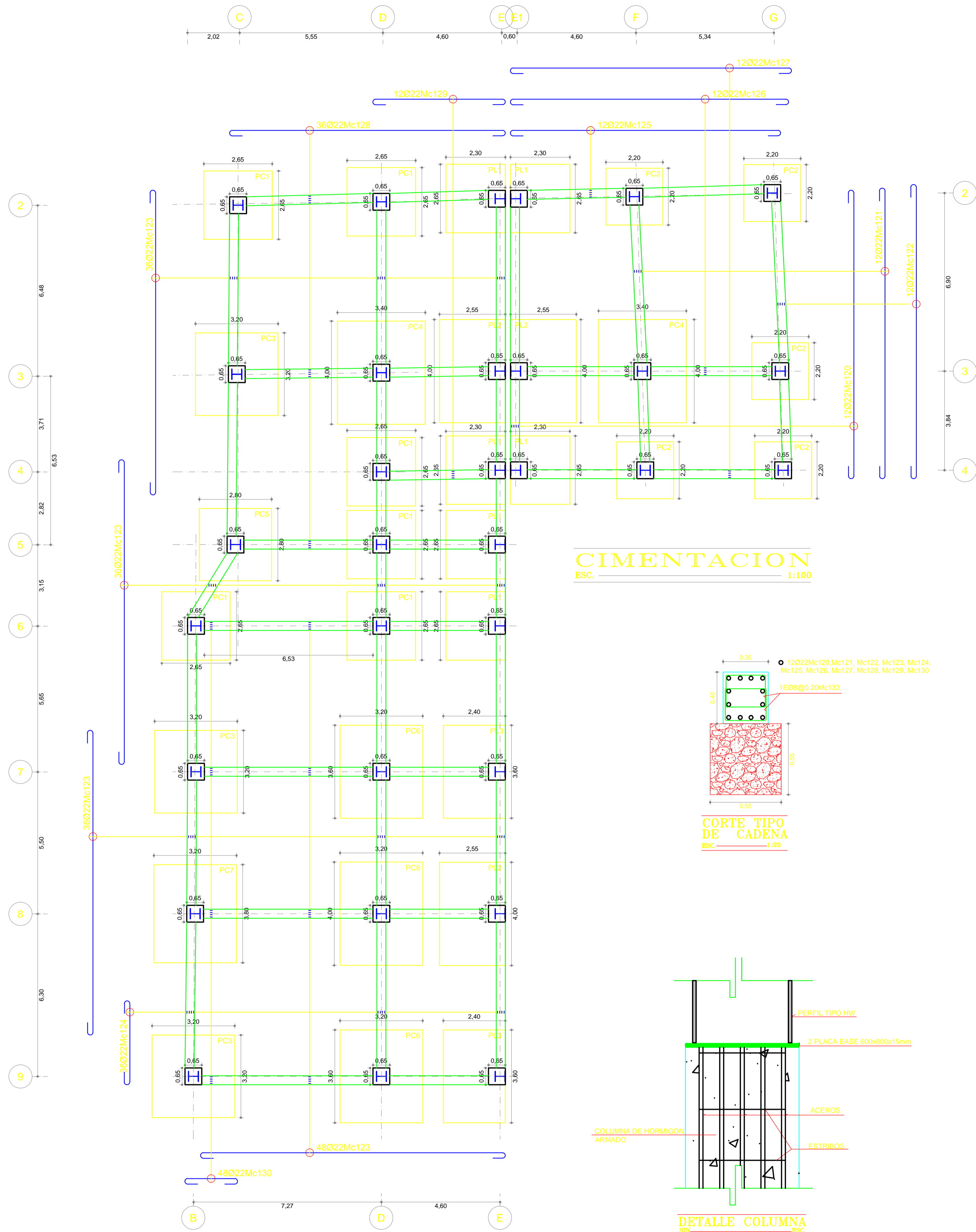
FACHADA POSTERIOR
ESCALA 1:100



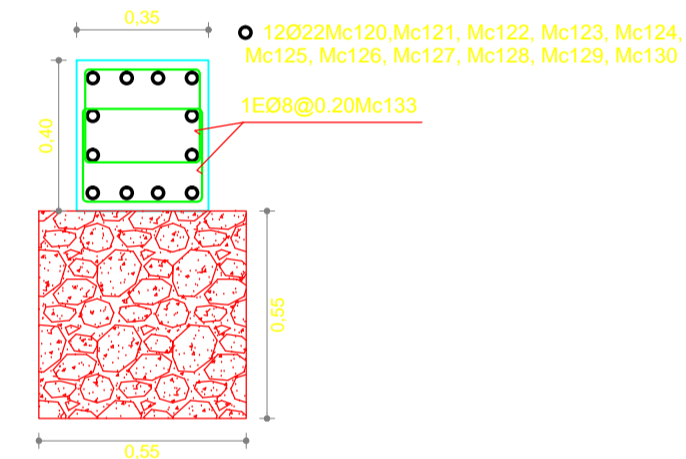
CORTE B-B'
ESCALA 1:100

CORTE A-A'
ESCALA 1:125

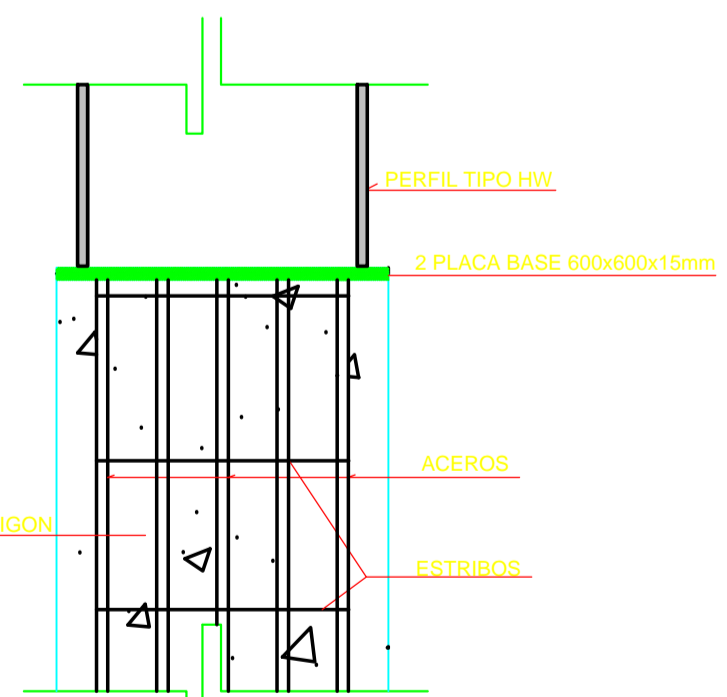
PROYECTO	EDIFICIO  BARANZU
UBICACION	QUITO
CONTIENE	FACHADA LATERAL IZQUIERDA FACHADA PORTERIOR CORTE A-A' CORTE B-B'
CLAVE CATASTRAL	113040419
FECHA	6-OCT-2011
ESCALA	1:100
A-05 DE-5	



CIMENTACION
ESC. 1:100



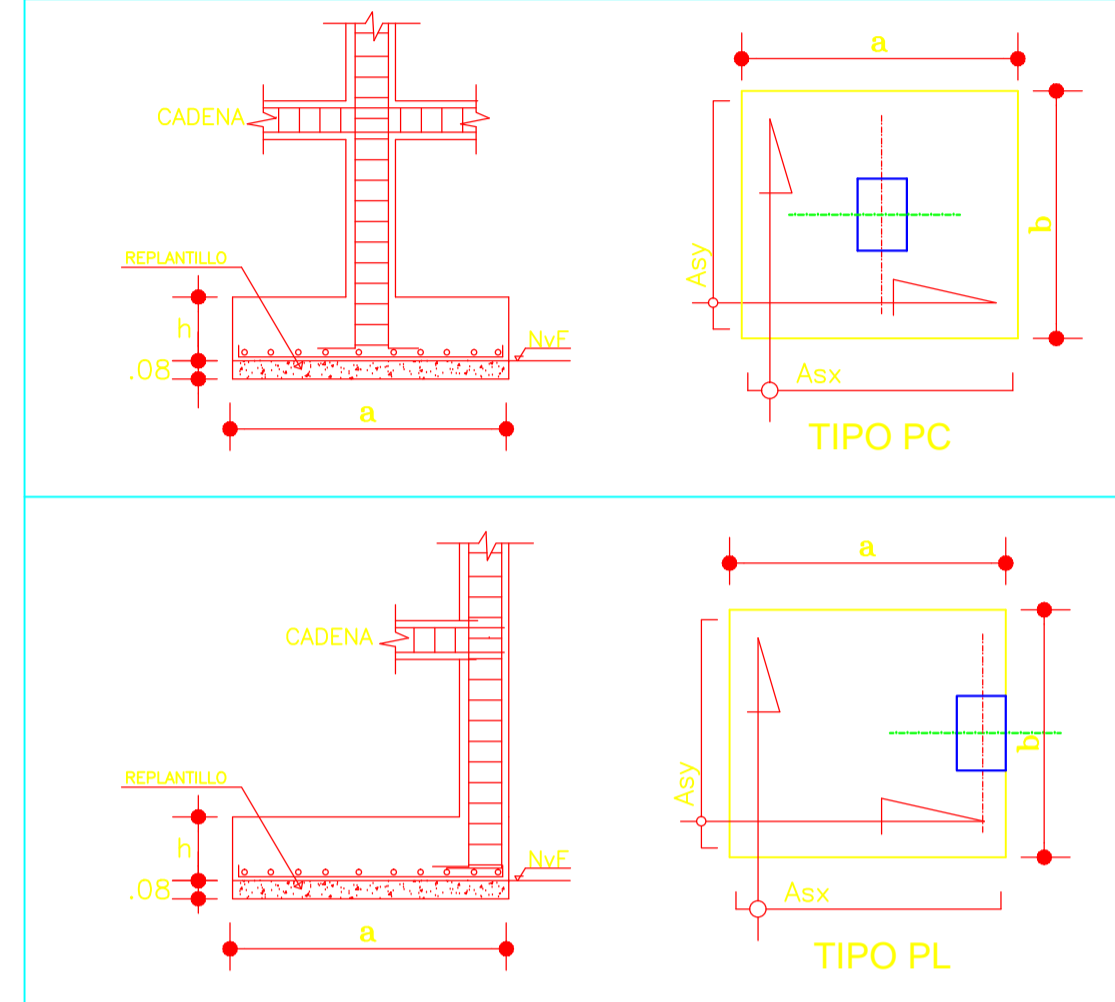
CORTE TIPO DE CADENA
ESC. 1:20



DETALLE COLUMNA
ESC.

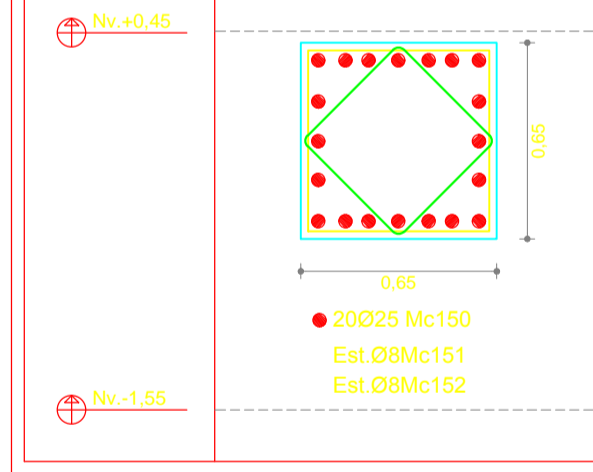
CUADRO DE PLINTOS

UBICACION	#	TIPO	DIMENSIONES				ARMADURA	
			a	b	h	NvF	Asx	Asy
C2, D2, D4, D5, D6, B6	6	PC1	2,65	2,65	0,50	-1,55	1Ø18@17,5 Mc100	1Ø18@17,5 Mc100
F2, F4, G2, G3, G4	5	PC2	2,20	2,20	0,50	-1,55	1Ø18@17,5 Mc101	1Ø18@17,5 Mc101
C3, B7, B9	3	PC3	3,20	3,20	0,50	-1,55	1Ø18@17,5 Mc102	1Ø18@17,5 Mc102
D3, F3	2	PC4	3,40	4,00	0,50	-1,55	1Ø18@17,5 Mc103	1Ø18@17,5 Mc104
C5	1	PC5	2,90	2,80	0,50	-1,55	1Ø18@17,5 Mc105	1Ø18@17,5 Mc105
D7, D9	2	PC6	3,20	3,60	0,50	-1,55	1Ø18@17,5 Mc102	1Ø18@17,5 Mc106
B6	1	PC7	3,20	3,80	0,50	-1,55	1Ø18@17,5 Mc102	1Ø18@17,5 Mc107
D8	1	PC8	3,20	4,00	0,50	-1,55	1Ø18@17,5 Mc102	1Ø18@17,5 Mc104
E (2, 4, 5, 6) E1 (2, 4)	6	PL1	2,30	2,65	0,50	-1,55	1Ø18@17,5 Mc108	1Ø18@17,5 Mc100
E3, E1(5), E8	3	PL2	2,55	4,00	0,50	-1,55	1Ø18@17,5 Mc109	1Ø18@17,5 Mc104
E7, E9	2	PL3	2,40	3,60	0,50	-1,55	1Ø18@17,5 Mc110	1Ø18@17,5 Mc106



CUADRO DE COLUMNAS

DIAMETRO	LONG	ELEMENTO	m3	LONG. COM.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES							
mm pulg	cm				8	10	12	14	16	18	22	25
10	3/8	40 PLINTOS	139,17	6,00m								
12	1/2	50 COLUMNAS	66,04	9,00m								
14	5/8	55 CADENAS	27,04	12,00m	313,00	-	-	-	-	308,00	289,00	128,00
16	3/4	65 LOSAS	30,56							5.832,3	6.929,1	3.787,8
18	3/4	75										
20	3/4	80										
22	7/8	90										
25-32		TOTAL=	262,82		TOTAL =	16.549,13 KG					364,08 qq	

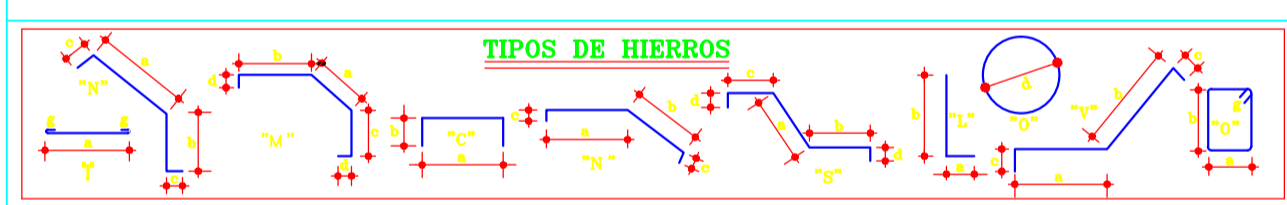


CORTE TIPO DE COLUMNA
ESC.

PLANILLA DE HIERROS

Mc	Tipo	Ø	#	DIMENSIONES				LONG. DESA.	LONG. VAR.	# VARILL.	OBSERVACIONES	
				a	b	c	d					
CIMENTACION												
100	I	18	276	2,60				0,15	2,90	12,00	69	-
101	I	18	130	2,15				0,15	2,45	12,00	31	t Mc 107
102	I	18	203	3,15				0,15	3,45	12,00	51	t Mc 104
103	I	18	48	3,35				0,15	3,65	12,00	16	-
104	I	18	104	3,95				0,15	4,25	12,00	52	-
105	I	18	34	2,75				0,15	3,05	12,00	11	t Mc 104
106	I	18	66	3,55				0,15	3,85	12,00	22	-
107	I	18	19	3,75				0,15	4,05	12,00	19	-
108	I	18	96	2,25				0,15	2,55	12,00	22	t Mc 107
109	I	18	72	2,50				0,15	2,80	12,00	15	t Mc 104, Mc 105
110	I	18	42	2,35				0,15	2,65	12,00	-	t Mc 107
CADENA DE AMARRE												
120	I	22	12	11,17				0,10	11,37	12,00	12	-
121	I	22	12	11,24				0,10	11,44	12,00	12	-
122	I	22	12	11,39				0,10	11,59	12,00	12	-
123	I	22	156	11,80				0,10	12,00	12,00	156	-
124	I	22	36	3,25				0,10	3,45	12,00	9	-
125	I	22	12	10,46				0,10	10,66	12,00	12	-
126	I	22	12	10,77				0,10	10,97	12,00	12	-
127	I	22	12	10,88				0,10	11,08	12,00	12	-
128	I	22	36	10,68				0,10	10,88	12,00	36	-
129	I	22	12	5,13				0,10	5,33	12,00	6	-
130	I	22	48	2,03				0,10	2,23	12,00	10	-
133	O	8	1254	0,30	0,35			0,05	1,40	12,00	157	-
COLUMNAS												
150	L	25	640	2,00	0,40			0,05	2,50	12,00	104	-
151	O	8	416	0,60	0,60			0,05	1,82	12,00	52	t Mc 151
152	O	8	416	0,43	0,43							-

TRASLAPAR		RESUMEN DE HORMIGON		RESUMEN DE HIERROS											
DIAMETRO	LONG	ELEMENTO	m3	LONG. COM.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES										
mm pulg	cm				8	10	12	14	16	18	22	25			
10	3/8	40 PLINTOS	139,17	6,00m											
12	1/2	50 COLUMNAS	66,04	9,00m											
14	5/8	55 CADENAS	27,04	12,00m	313,00	-	-	-	-	-	308,00	289,00	128,00		
16	3/4	65 LOSAS	30,56								5.832,3	6.929,1	3.787,8		
18	3/4	75													
20	3/4	80													
22	7/8	90													
25-32		TOTAL=	262,82		TOTAL =	16.549,13 KG					364,08 qq				



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA

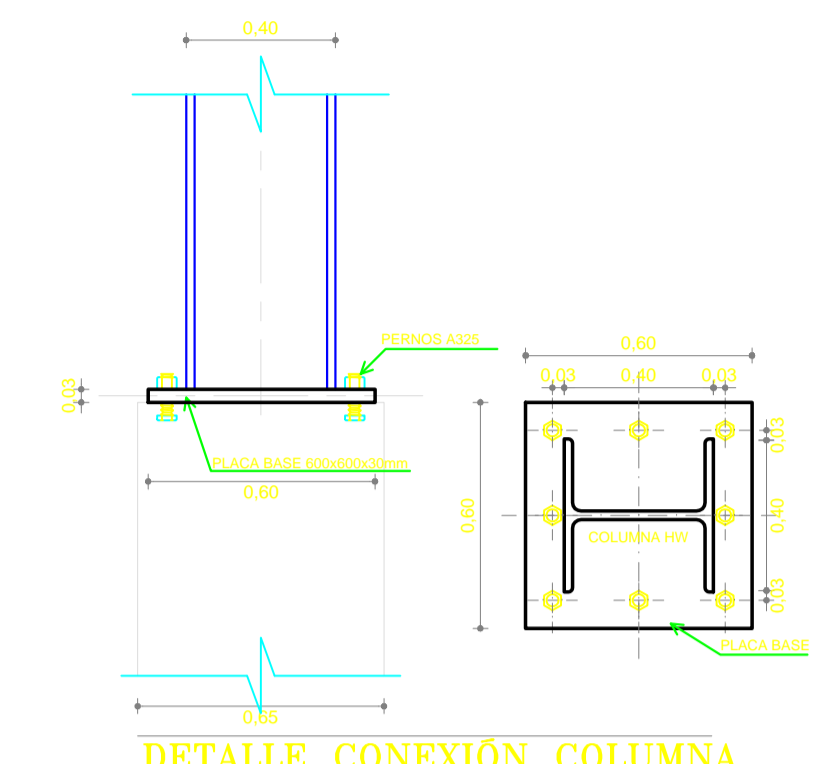
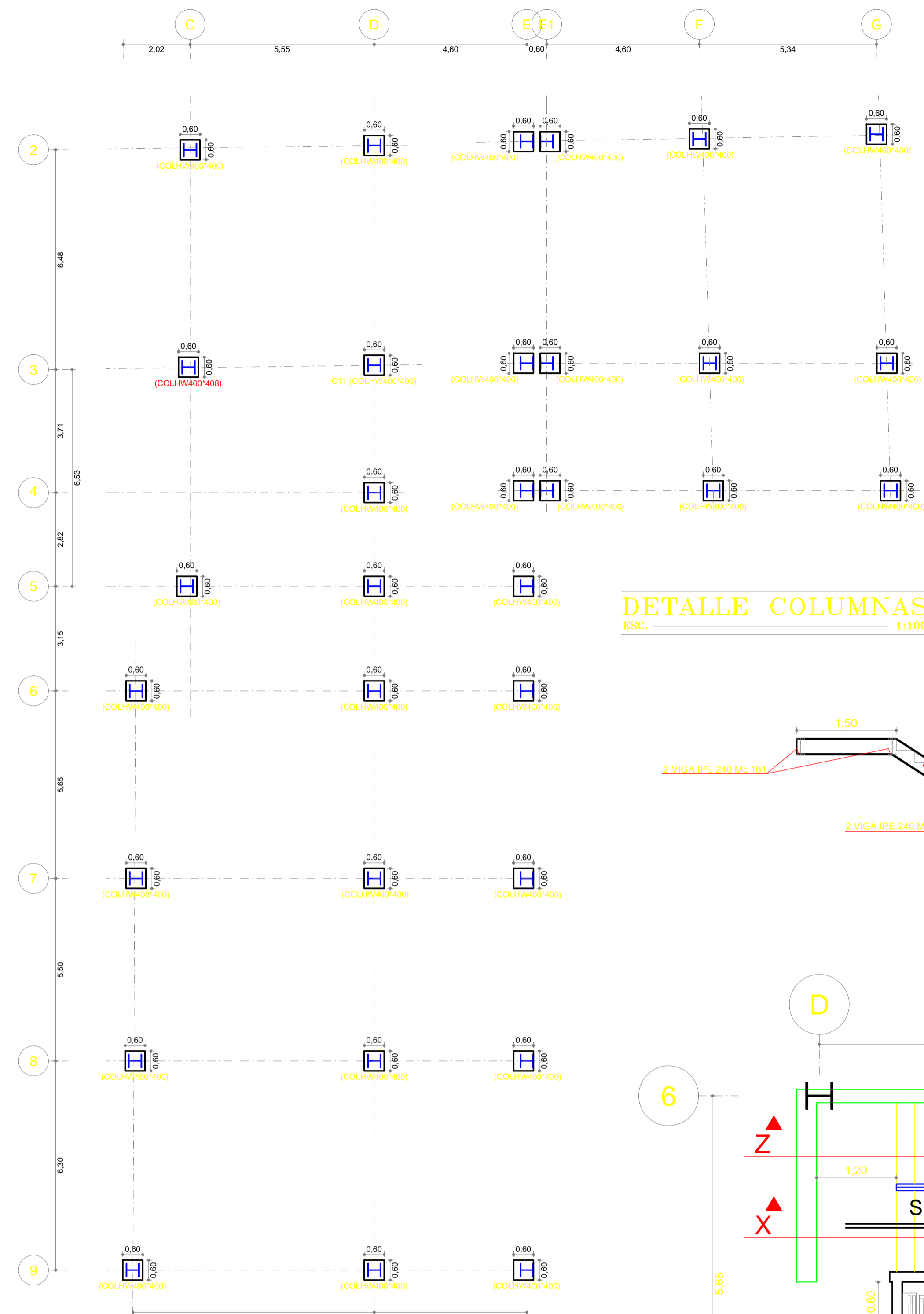
PROYECTO: ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METALICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO.

CONTIENE: PLANTA DE CIMENTACION, CUADRO DE PLINTOS Y DETALLES.

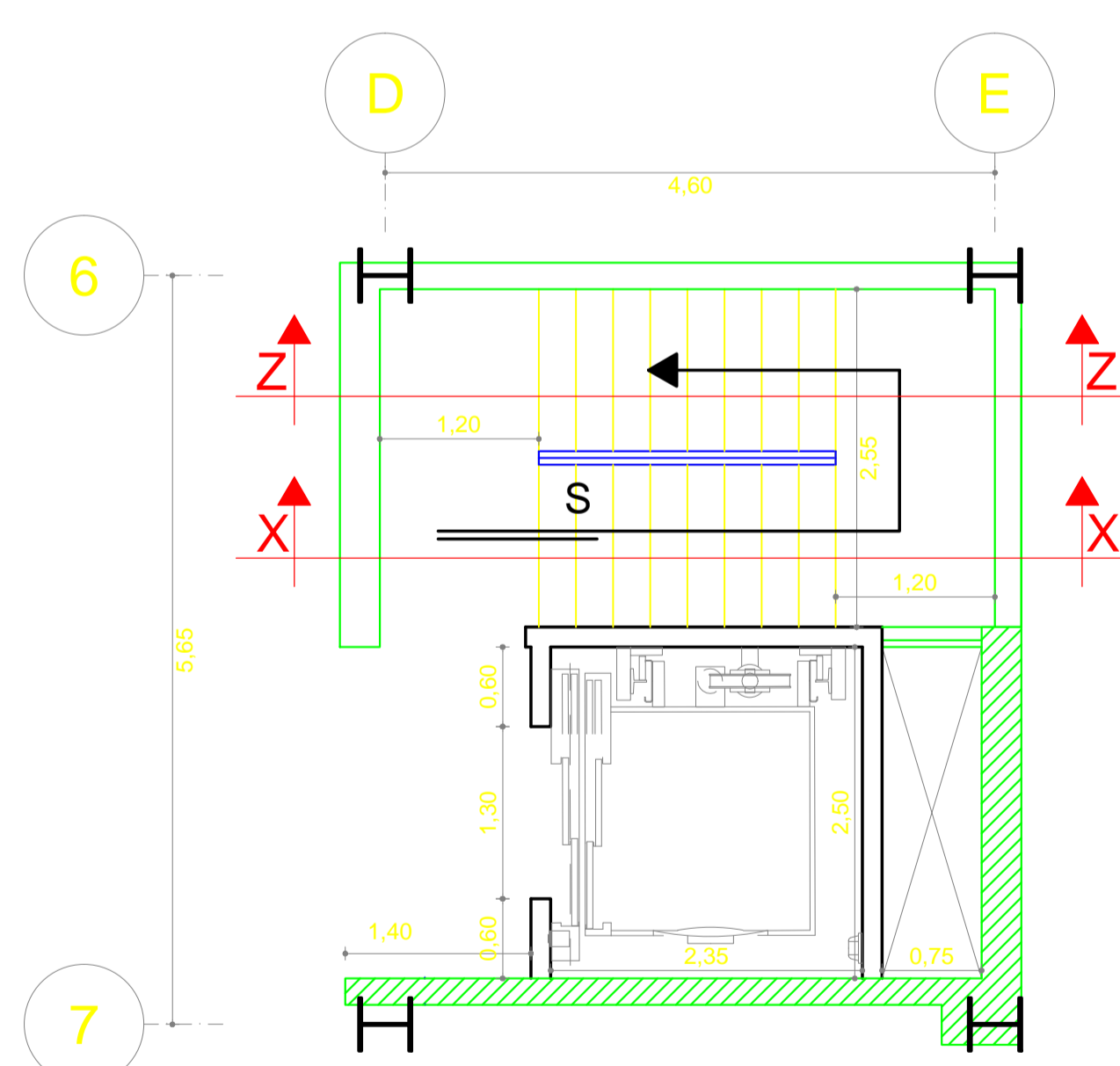
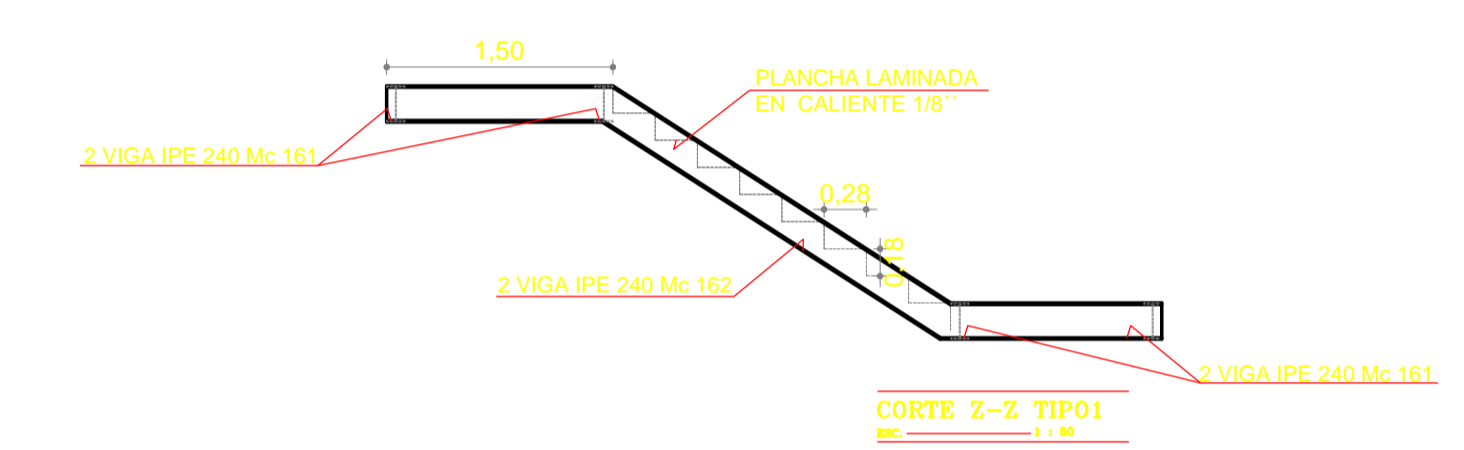
FECHA: ENERO/2016
DIBUJO: ANA GABRIELA GARZÓN FREIRE EGRESADA
UBICACION: QUITO
ESCALA: INDICADAS

CALCULO: ANA GABRIELA GARZÓN FREIRE EGRESADA
REVISO Y APROBO: ING. CARLOS NAVARRO
LAMINA: 1-8E

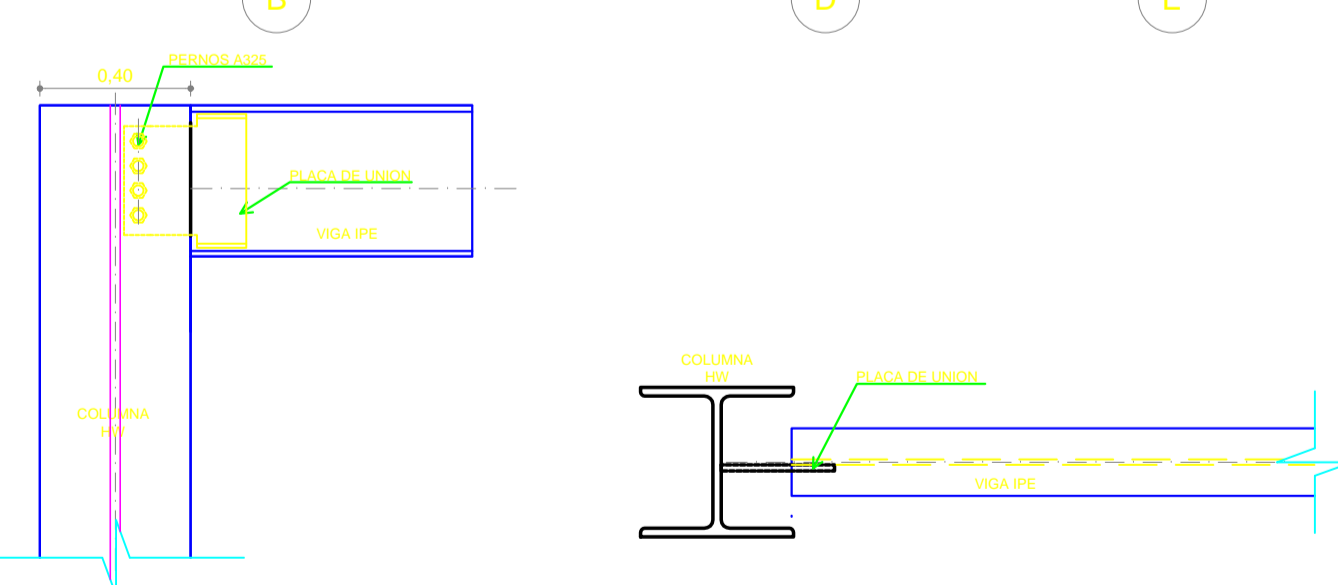
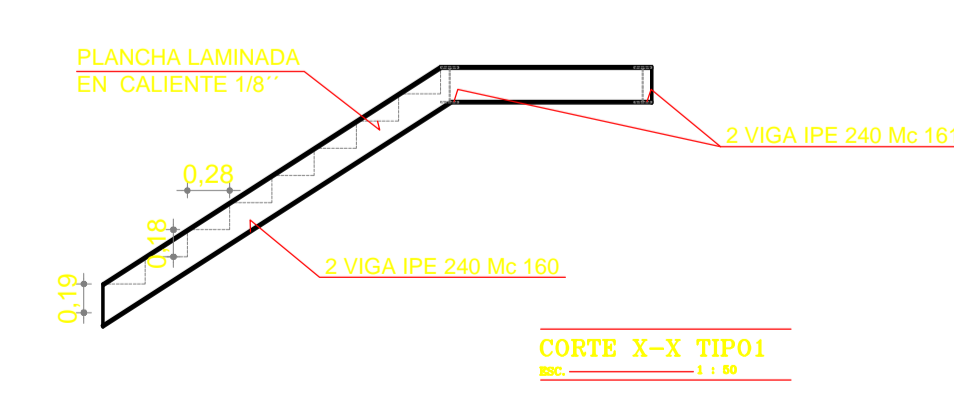
SELLOS



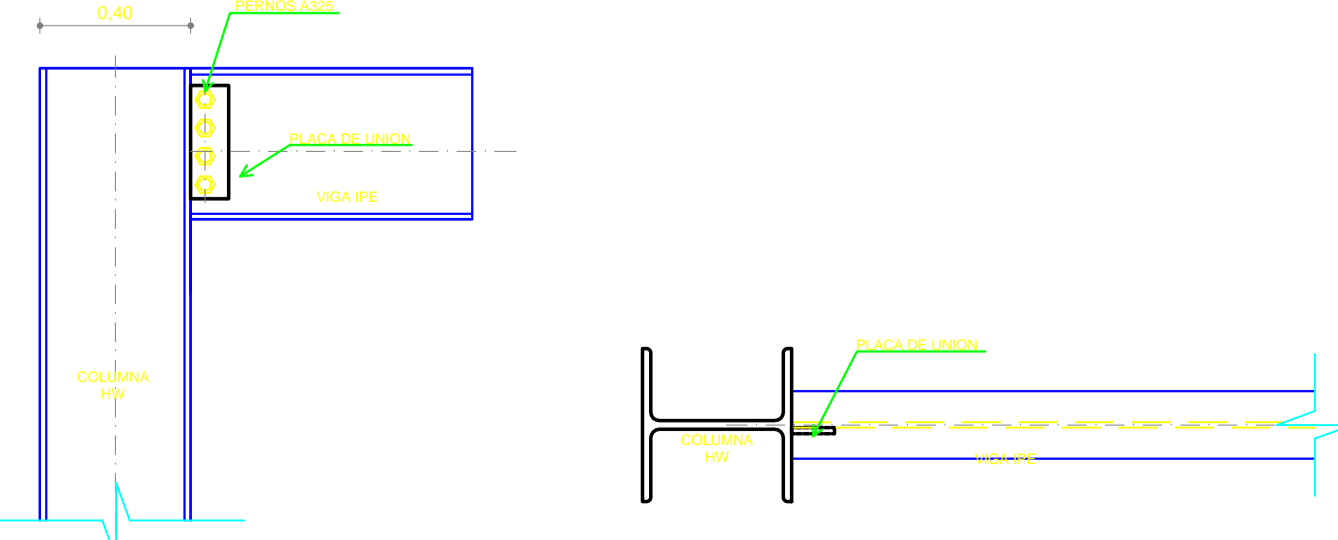
DETALLE COLUMNAS
ESC. 1:100



IMPLANTACION GRADA TIPO
ESC. 1:50

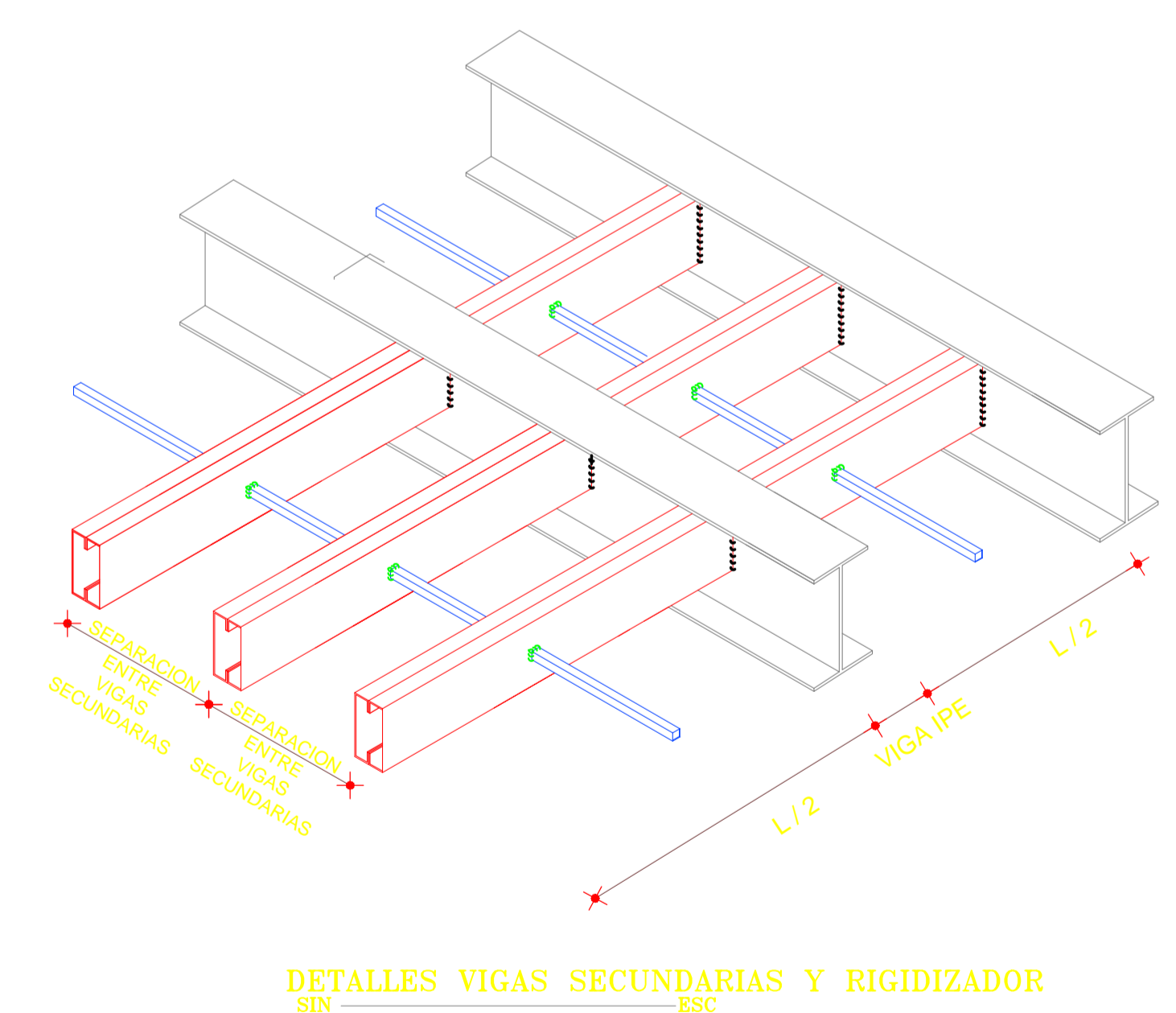


DETALLE CONEXIÓN VIGA-ALMA COLUMNA
ESC. 1:20



DETALLE CONEXIÓN VIGA-ALA COLUMNA
ESC. 1:20

CUADRO DE COLUMNAS					
EJES	D(6,7),E(6,7)	C5,D5,E5,B7	C2,D(2,3,4,8,9) E(2,3,4,8,9) B(6,8,9)	C3	E(12,3,4) F(2,3,4) G(2,3,4)
# DE COLUM.	4	4	14	1	0
TIPO	COLHW400*400	COLHW400*400	COLHW400*400	COLHW400*408	COLHW400*400
Nv.+26.55					
Nv.+23.20					
Nv.+19.95					
Nv.+16.70					
Nv.+13.45					
Nv.+6.95					
Nv.+3.70					



DETALLES VIGAS SECUNDARIAS Y RIGIDIZADOR
ESC.

PLANILLA ELEMENTOS ESTRUCTURALES													
COLUMNAS													
Mc	Tipo	#	LONA (m)	LONA DESA.	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)	Mc	Tipo	#	LONA (m)	LONA DESA.	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)
C1	HW 400*400	4	26.10	104.40	172.00	17956,80							
C2	HW 400*400	4	22.75	91.00	172.00	15652,00							
C3	HW 400*400	14	19.50	273.00	172.00	46956,00							
C4	HW 400*408	1	19.50	19.50	197.00	3841,50							
C5	HW 400*400	9	16.25	146.25	172.00	25155,00							
ESCALERAS, Nv.+3.70; Nv.+6.95; Nv.+10.20; Nv.+13.45; Nv.+16.70; Nv.+19.95 y Nv.+23.20													
160	IPE 240	14	4.10	57.40	30.70	1762,18							
161	IPE 240	28	2.75	77.00	30.70	2363,90							
162	IPE 240	14	5.60	78.40	30.70	2406,88							
PLACAS DE UNIÓN COLUMNAS													
Mc	#	a	b	e	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)	Mc	#	a	b	e	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)
180	32	0,6	0,60	0,03	84,67	2709,50							
RESUMEN DE ACERO A 36													
PLANILLA Nv. + 3,70 m =				118803,76	kg	TOTAL =	118803,76	kg					

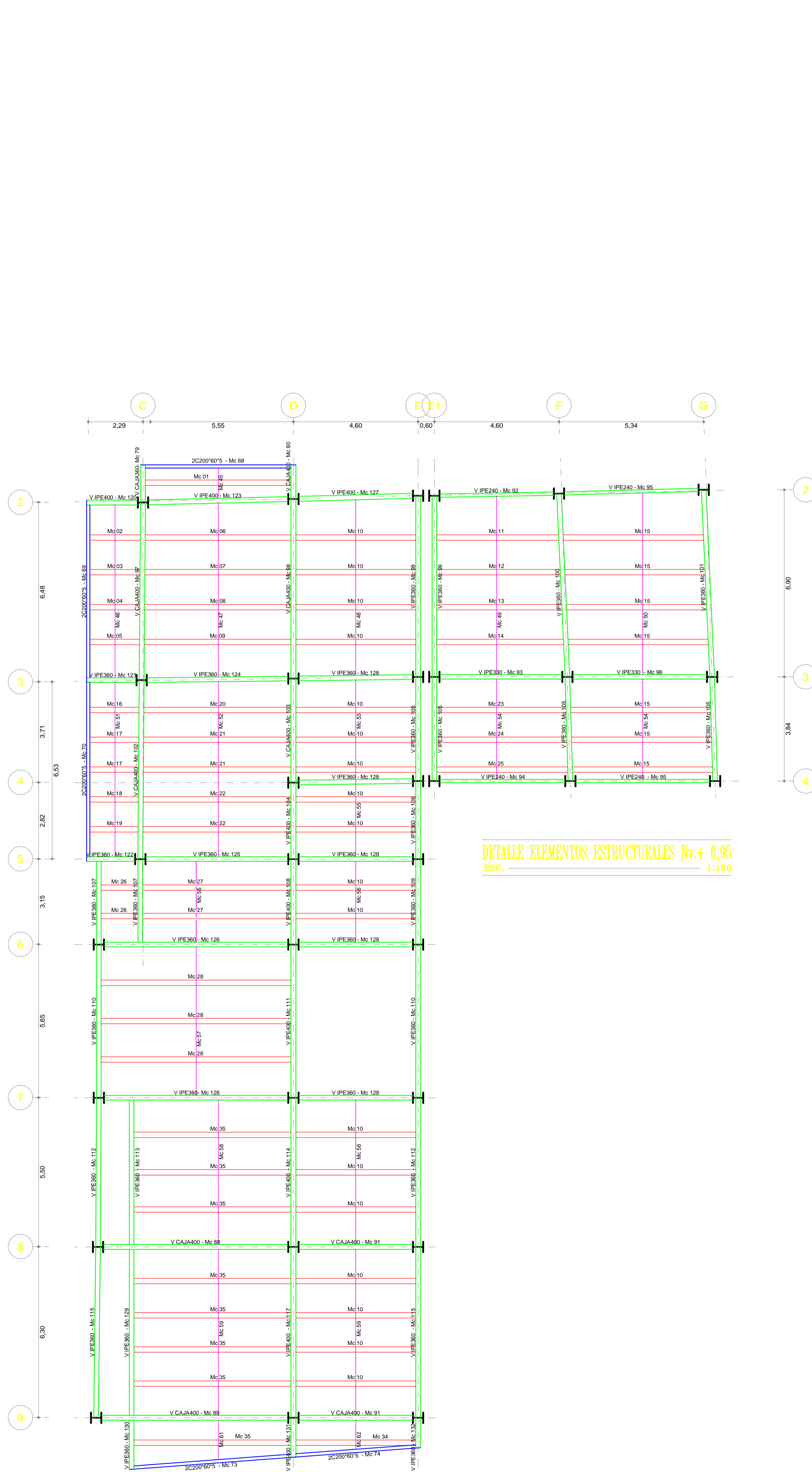
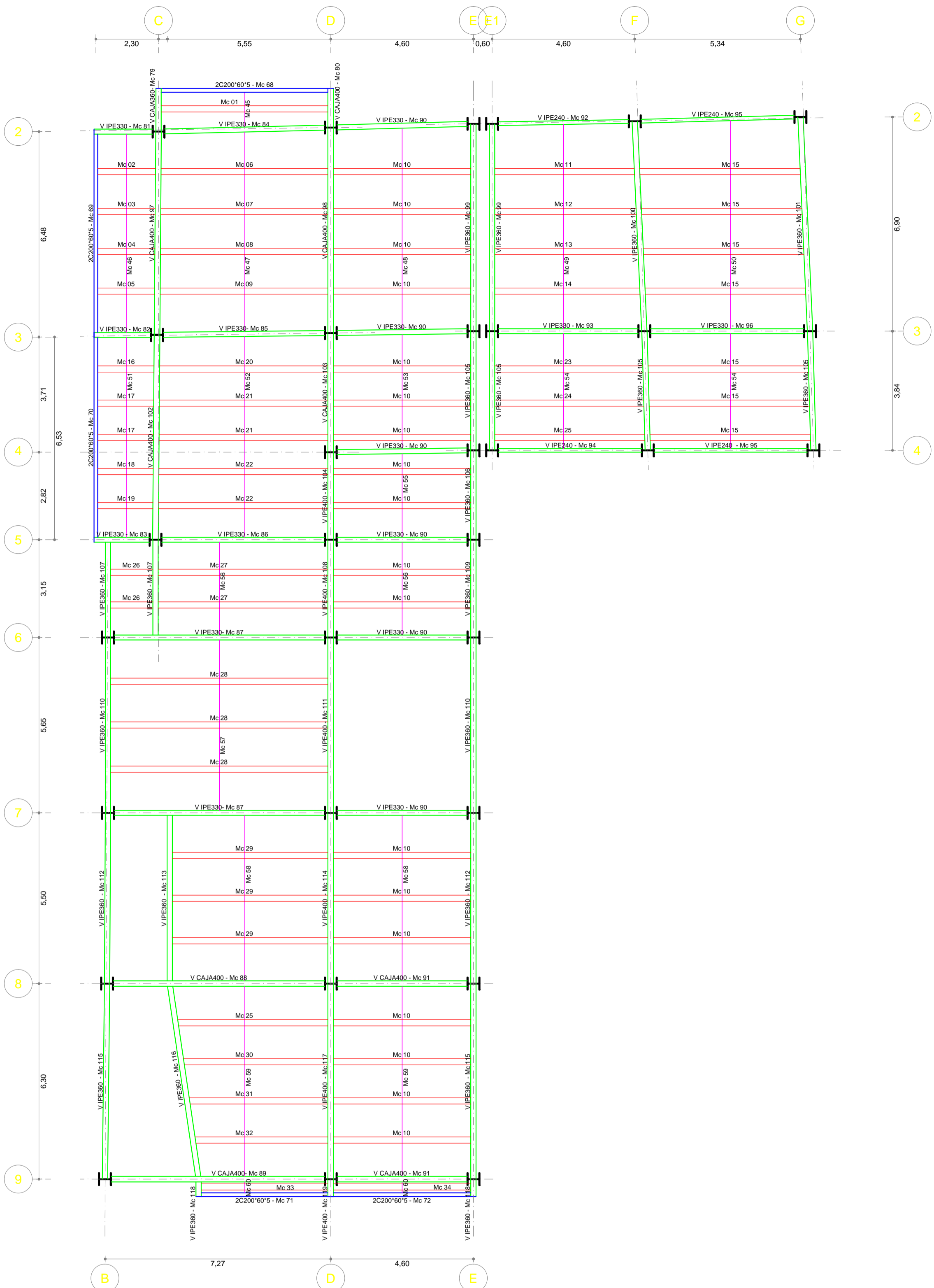
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO: ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METALICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO*.

CONTIENE: IMPLANTACION PLACAS Y COLUMNAS DE ACERO, CUADRO DE COLUMNAS, GRADAS, CORTES, DETALLES CONEXIONES Y UNION VIGAS.

FECHA: ENERO/2015	DIBUJO: ANA GABRIELA GARZÓN PERIRE EGORRADA	UBICACION: QUITO	ESCALA: INDICADAS
CALCULO: ANA GABRIELA GARZÓN PERIRE EGORRADA	REVISO Y APROBO: ING. CARLOS NAVARRO	LAMINA 2-8E	

SELLOS



PLANILLA ELEMENTOS ESTRUCTURALES											
Nv. + 3,70 m						Nv. + 6,95 m					
Mc	Tipo	#	LONG.(m)	LONG. (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)	Mc	Tipo	#	LONG.(m)	LONG. (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)
1	2G300*100*35*6	1	5.37	51.58	276.98	1	2G300*100*35*6	1	5.37	51.58	276.98
2	2G300*100*35*6	1	1.86	18.6	95.94	2	2G300*100*35*6	1	1.86	18.6	95.94
3	2G300*100*35*6	1	1.85	18.5	95.42	3	2G300*100*35*6	1	1.85	18.5	95.42
4	2G300*100*35*6	1	1.84	18.4	94.91	4	2G300*100*35*6	1	1.84	18.4	94.91
5	2G300*100*35*6	1	1.83	18.3	94.39	5	2G300*100*35*6	1	1.83	18.3	94.39
6	2G300*100*35*6	1	5.38	53.8	277.50	6	2G300*100*35*6	1	5.38	53.8	277.50
7	2G300*100*35*6	1	5.39	53.9	278.02	7	2G300*100*35*6	1	5.39	53.9	278.02
8	2G300*100*35*6	1	5.40	54.0	278.53	8	2G300*100*35*6	1	5.40	54.0	278.53
9	2G300*100*35*6	1	5.41	54.1	279.05	9	2G300*100*35*6	1	5.41	54.1	279.05
10	2G300*100*35*6	18	4.42	79.56	51.58	10	2G300*100*35*6	18	4.42	79.56	51.58
11	2G300*100*35*6	1	4.48	44.8	231.08	11	2G300*100*35*6	1	4.48	44.8	231.08
12	2G300*100*35*6	1	4.56	45.6	235.20	12	2G300*100*35*6	1	4.56	45.6	235.20
13	2G300*100*35*6	1	4.62	46.2	238.30	13	2G300*100*35*6	1	4.62	46.2	238.30
14	2G300*100*35*6	1	4.68	46.8	241.39	14	2G300*100*35*6	1	4.68	46.8	241.39
15	2G300*100*35*6	7	5.17	36.19	51.58	15	2G300*100*35*6	7	5.17	36.19	51.58
16	2G300*100*35*6	1	1.81	18.1	93.36	16	2G300*100*35*6	1	1.81	18.1	93.36
17	2G300*100*35*6	2	1.80	3.60	51.58	17	2G300*100*35*6	2	1.80	3.60	51.58
18	2G300*100*35*6	1	1.79	1.79	92.33	18	2G300*100*35*6	1	1.79	1.79	92.33
19	2G300*100*35*6	1	1.78	1.78	91.81	19	2G300*100*35*6	1	1.78	1.78	91.81
20	2G300*100*35*6	1	5.43	54.3	280.08	20	2G300*100*35*6	1	5.43	54.3	280.08
21	2G300*100*35*6	2	5.44	10.88	51.58	21	2G300*100*35*6	2	5.44	10.88	51.58
22	2G300*100*35*6	2	5.45	10.90	51.58	22	2G300*100*35*6	2	5.45	10.90	51.58
23	2G300*100*35*6	1	4.77	4.77	51.58	23	2G300*100*35*6	1	4.77	4.77	51.58
24	2G300*100*35*6	1	4.80	4.80	51.58	24	2G300*100*35*6	1	4.80	4.80	51.58
25	2G300*100*35*6	2	4.84	9.68	51.58	25	2G300*100*35*6	2	4.84	9.68	51.58
26	2G300*100*35*6	2	1.36	2.72	51.58	26	2G300*100*35*6	2	1.36	2.72	51.58
27	2G300*100*35*6	2	5.48	10.96	51.58	27	2G300*100*35*6	2	5.48	10.96	51.58
28	2G300*100*35*6	3	7.01	21.03	51.58	28	2G300*100*35*6	3	7.01	21.03	51.58
29	2G300*100*35*6	3	5.02	15.06	51.58	29	2G300*100*35*6	3	5.02	15.06	51.58
30	2G300*100*35*6	1	4.66	4.66	51.58	30	2G300*100*35*6	1	4.66	4.66	51.58
31	2G300*100*35*6	1	4.47	4.47	51.58	31	RIGIDIZADOR	1	1.12	1.12	9.17
32	2G300*100*35*6	1	4.28	4.28	51.58	32	RIGIDIZADOR	1	6.39	6.39	9.17
33	2G300*100*35*6	1	4.09	4.09	51.58	33	RIGIDIZADOR	1	6.42	6.42	9.17
34	2G300*100*35*6	1	4.43	4.43	51.58	34	RIGIDIZADOR	1	6.49	6.49	9.17
35	RIGIDIZADOR	1	3.68	3.68	9.17	35	RIGIDIZADOR	1	5.49	5.49	9.17
36	RIGIDIZADOR	1	1.12	1.12	9.17	36	RIGIDIZADOR	1	6.70	6.70	9.17
37	RIGIDIZADOR	1	6.39	6.39	9.17	37	RIGIDIZADOR	1	6.70	6.70	9.17
38	RIGIDIZADOR	1	6.42	6.42	9.17	38	RIGIDIZADOR	1	6.44	6.44	9.17
39	RIGIDIZADOR	1	6.49	6.49	9.17	39	RIGIDIZADOR	1	6.47	6.47	9.17
40	RIGIDIZADOR	1	6.58	6.58	9.17	40	RIGIDIZADOR	1	3.68	3.68	9.17
41	RIGIDIZADOR	1	6.70	6.70	9.17	41	RIGIDIZADOR	2	3.70	7.40	9.17
42	RIGIDIZADOR	1	6.44	6.44	9.17	42	RIGIDIZADOR	2	2.69	5.38	9.17
43	RIGIDIZADOR	1	6.47	6.47	9.17	43	RIGIDIZADOR	2	2.99	5.98	9.17
44	RIGIDIZADOR	1	3.68	3.68	9.17	44	RIGIDIZADOR	1	5.49	5.49	9.17
45	RIGIDIZADOR	2	3.70	7.40	9.17	45	RIGIDIZADOR	2	5.33	10.66	9.17
46	RIGIDIZADOR	1	2.69	2.69	9.17	46	RIGIDIZADOR	2	6.12	12.24	9.17
47	RIGIDIZADOR	2	2.99	5.98	9.17	47	RIGIDIZADOR	1	1.45	1.45	9.17
48	RIGIDIZADOR	1	5.49	5.49	9.17	48	RIGIDIZADOR	1	1.07	1.07	9.17
49	RIGIDIZADOR	2	5.33	10.66	9.17	49	RIGIDIZADOR	1	5.73	5.73	23.80
50	RIGIDIZADOR	2	6.12	12.24	9.17	50	RIGIDIZADOR	1	6.67	6.67	23.80
51	RIGIDIZADOR	2	0.35	0.70	9.17	51	RIGIDIZADOR	1	6.64	6.64	23.80
52	2C200*60*5	1	5.73	5.73	23.80	52	2C200*60*5	1	6.07	6.07	23.80
53	2C200*60*5	1	6.67	6.67	23.80	53	2C200*60*5	1	4.70	4.70	23.80
54	2C200*60*5	1	6.64	6.64	23.80	54	2C200*60*5	1	4.70	4.70	23.80
55	2C200*60*5	1	4.34	4.34	23.80	55	VIGA CAJA 400	1	1.25	1.25	113.60
56	2C200*60*5	1	4.69	4.69	23.80	56	VIGA CAJA 400	1	6.81	6.81	113.60
57	VIGA CAJA 360	1	1.38	1.38	99.07	57	VIGA CAJA 400	1	6.88	6.88	113.60
58	VIGA CAJA 400	1	1.25	1.25	113.60	58	VIGA CAJA 400	2	4.20	8.40	113.60
59	IPE 330	1	1.88	1.88	49.10	59	IPE 360	1	4.20	4.20	30.70
60	IPE 330	1	1.83	1.83	49.10	60	IPE 360	1	4.51	4.51	49.10
61	IPE 330	1	1.78	1.78	49.10	61	IPE 240	1	4.62	4.62	30.70
62	IPE 330	1	5.15	5.15	49.10	62	IPE 240	2	4.94	9.88	30.70
63	IPE 330	1	5.20	5.20	49.10	63	IPE 360	1	4.94	4.94	49.10
64	IPE 330	1	5.25	5.25	49.10	64	VIGA CAJA 400	1	6.61	6.61	113.60
65	IPE 330	2	6.78	13.56	49.10	65	IPE 360	2	6.67	13.34	57.10
66	IPE 330	1	6.81	6.81	113.60	66	IPE 360	2	6.75	6.75	57.10
67	VIGA CAJA 400	1	6.88	6.88	113.60	67	IPE 360	1	6.89	6.89	57.10
68	IPE 330	6	4.20	25.20	49.10	68	VIGA CAJA 400	1	6.58	6.58	113.60
69	VIGA CAJA 400	2	4.20	8.40	113.60	69	VIGA CAJA 400	102	6.58	658.16	747.49
70	IPE 240	1	4.20	4.20	30.70	70	VIGA CAJA 400	1	3.83	3.83	113.60
71	IPE 330	1	4.51	4.51	49.10	71	IPE 400	1	2.81	2.81	63.30
72	IPE 240	1	4.62	4.62	30.70	72	IPE 360	4	3.83	15.32	57.10
73	IPE 240	2	4.94	9.88	30.70	73	IPE 360	1	2.87	2.87	57.10
74	IPE 330	1	4.94	4.94	49.10	74	IPE 360	2	3.06	6.12	57.10
75	VIGA CAJA 400	1	6.53	6.53	113.60	75	IPE 400	1	3.14	3.14	63.30
76	VIGA CAJA 400	1	6.61	6.61	113.60	76	IPE 360	1	3.14	3.14	57.10
77	IPE 360	2	6.67	13.34	57.10	77	IPE 360	2	5.64	11.28	57.10
78	IPE 360	1	6.75	6.75	57.10	78	IPE 400	1	5.64	5.64	63.30
79	IPE 360	4	3.83	15.32	57.10	79	IPE 360	2	5.49	10.98	57.10
80	IPE 400	1	2.81	2.81	63.30	80	IPE 360	1	5.33	5.33	57.10
81	IPE 360	4	3.83	15.32	57.10	81	IPE 400	1	5.49	5.49	63.30
82	IPE 360	1	2.87	2.87	57.10	82	IPE 400	1	1.88	1.88	63.30
83	IPE 360	2	3.06	6.12	57.10	83	IPE 360	1	1.83	1.83	57.10
84	IPE 400	1	3.14	3.14	63.30	84	IPE 360	1	1.82	1.82	57.10
85	IPE 360	1	3.14	3.14	57.10	85	IPE 360	1	1.78	1.78	57.10
86	IPE 360	2	5.64	11.28	57.10	86	IPE 360	1	5.15	5.15	57.10
87	IPE 400	1	5.64	5.64	63.30	87	IPE 360	1	5.20	5.20	57.10
88	IPE 360	2	5.49	10.98	57.10	88	IPE 360	1	5.25	5.25	57.10
89	IPE 360	1	5.33	5.33	57.10	89	IPE 360	2	6.78	13.56	57.10
90	IPE 400	1	5.49	5.49	63.30	90	IPE 360	1	4.20	4.20	30.70
91	IPE 360	2	6.29	12.58	57.10	91	IPE 360	5	4.20	21.00	119.10
92	IPE 360	1	6.19	6.19	57.10	92	IPE 360	1	6.12	6.12	57.10
93	IPE 400	1	6.29	6.29	63.30	93	IPE 360	1	1.82	1.82	57.10
94	IPE 360	2	0.47	0.94	57.10	94	IPE 400	1	1.45	1.45	63.30
95	IPE 400	1	0.47	0.47	63.30	95	IPE 360	1	1.11	1.11	57.10

DETALLE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Nv.+ 6,95 ESC. 1:100

RESUMEN DE ACERO A 36			
PLANILLA Nv. + 3,70 m =	33546.3229	kg	
PLANILLA Nv. + 6,95 m =	34756.8063	kg	
TOTAL =	68303.1292	kg	

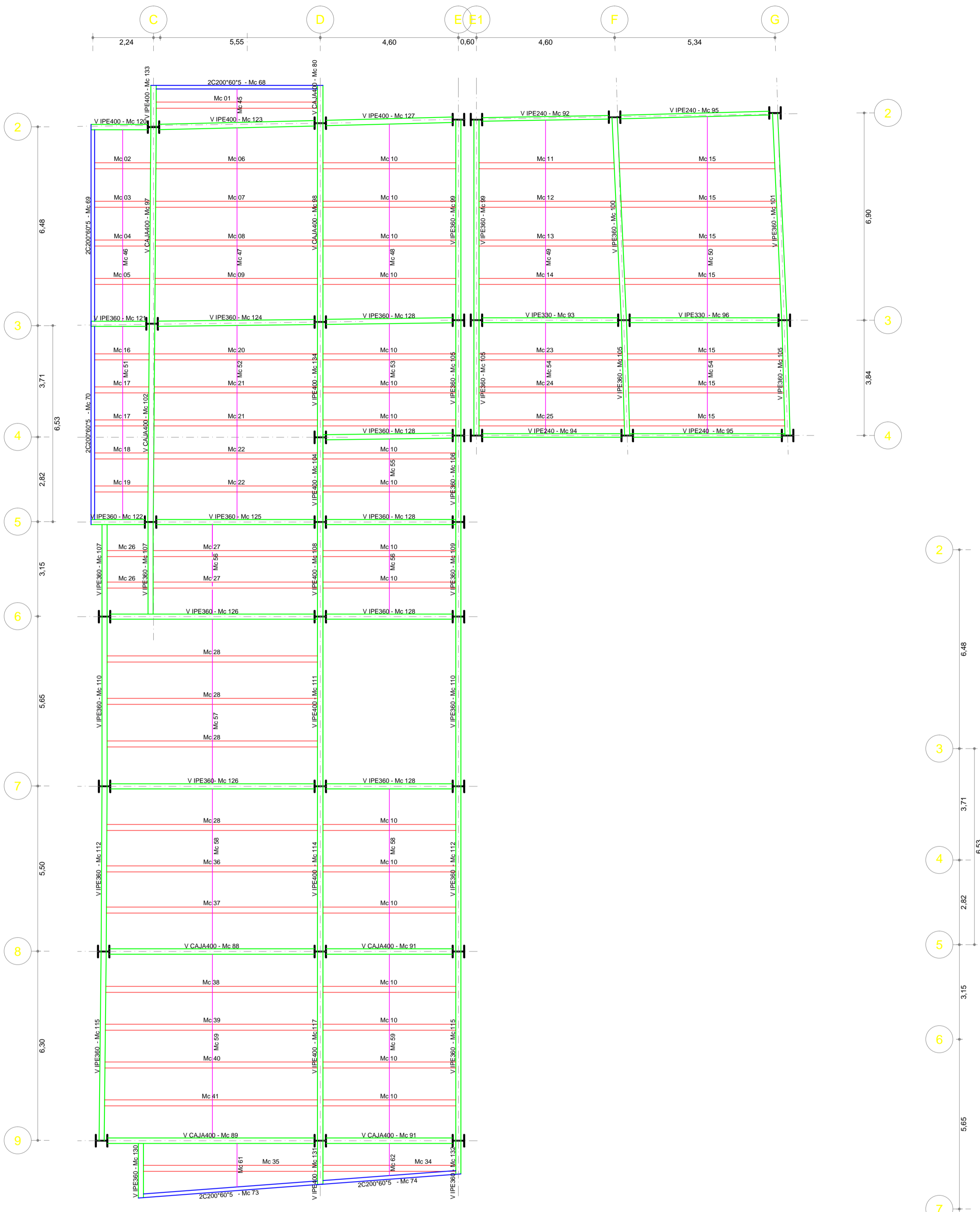
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO: ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METALICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO.

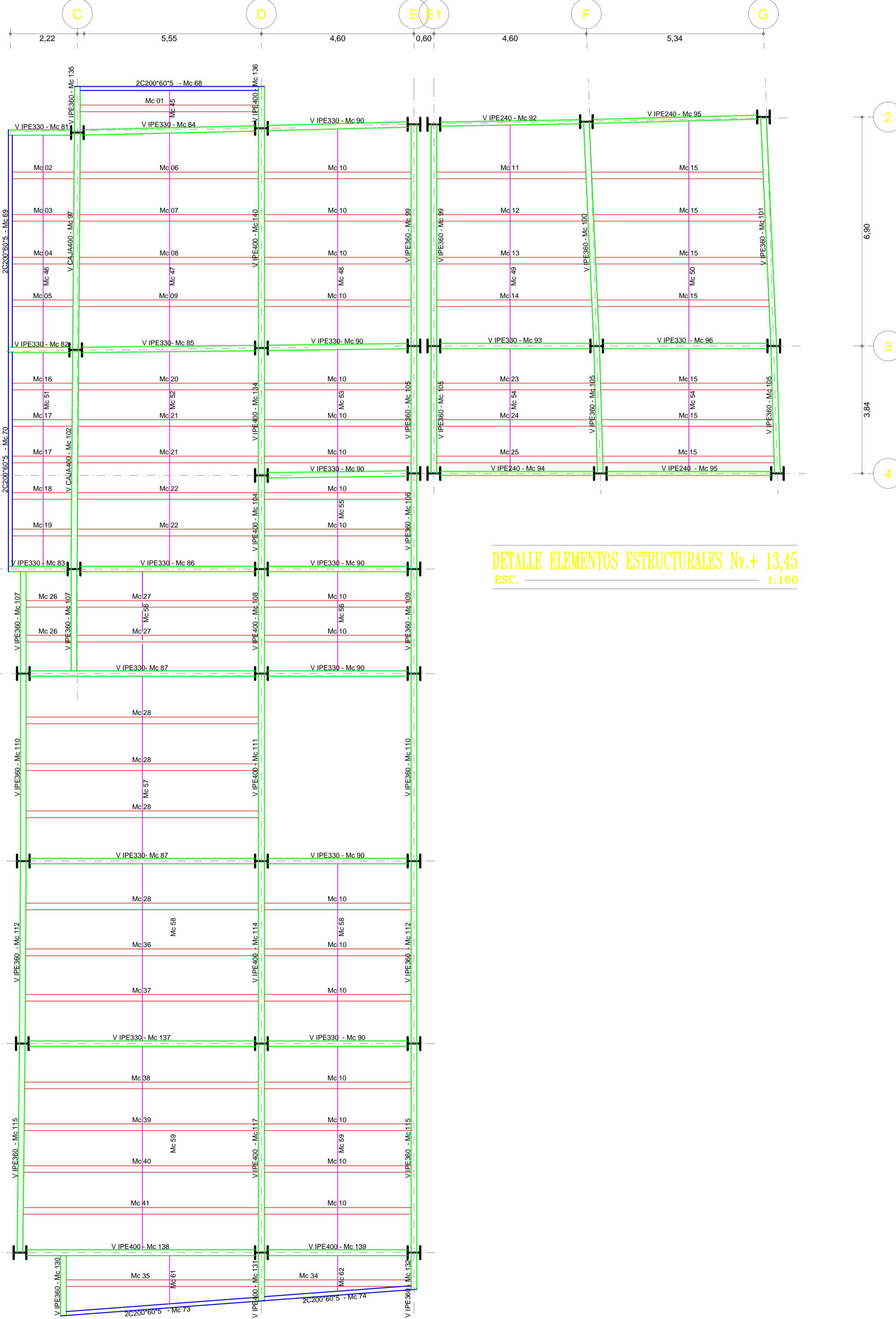
CONTIENE: DETALLE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Nv.+3,70 m y Nv.+ 6,95 m

FECHA: ENERO/2015	DIBUJO: ANA GABRIELA GARZÓN PERIRE ESCRIBANA	UBICACION: QUITO	ESCALA: INDICADAS
CALCULO: ANA GABRIELA GARZÓN PERIRE ESCRIBANA	REVISO Y APROBO: ING. CARLOS NAVARRO	LAMINA: 3-8E	

SELLOS

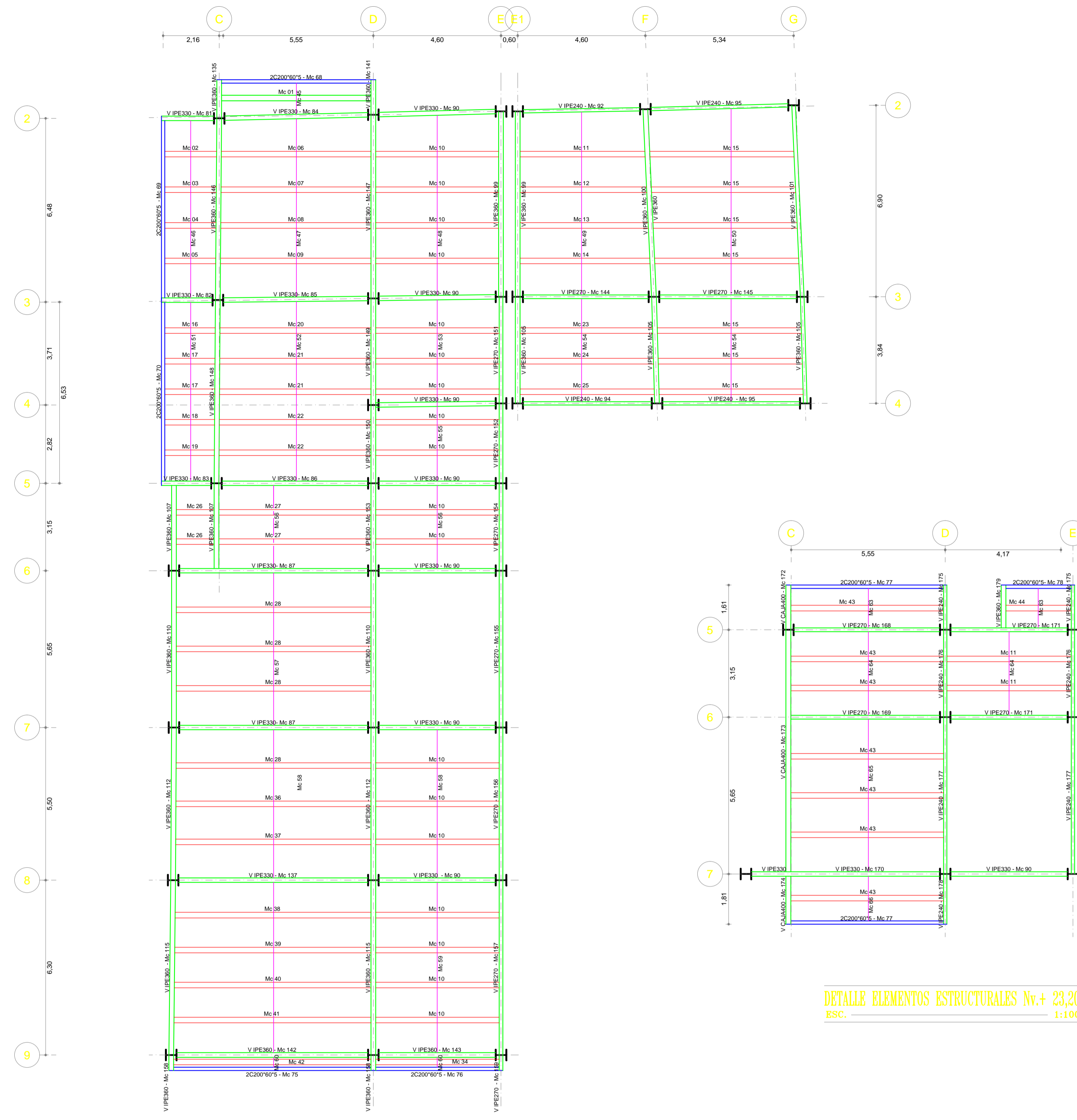


DETALLE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Nv.+ 10,20 ESC. 1:100

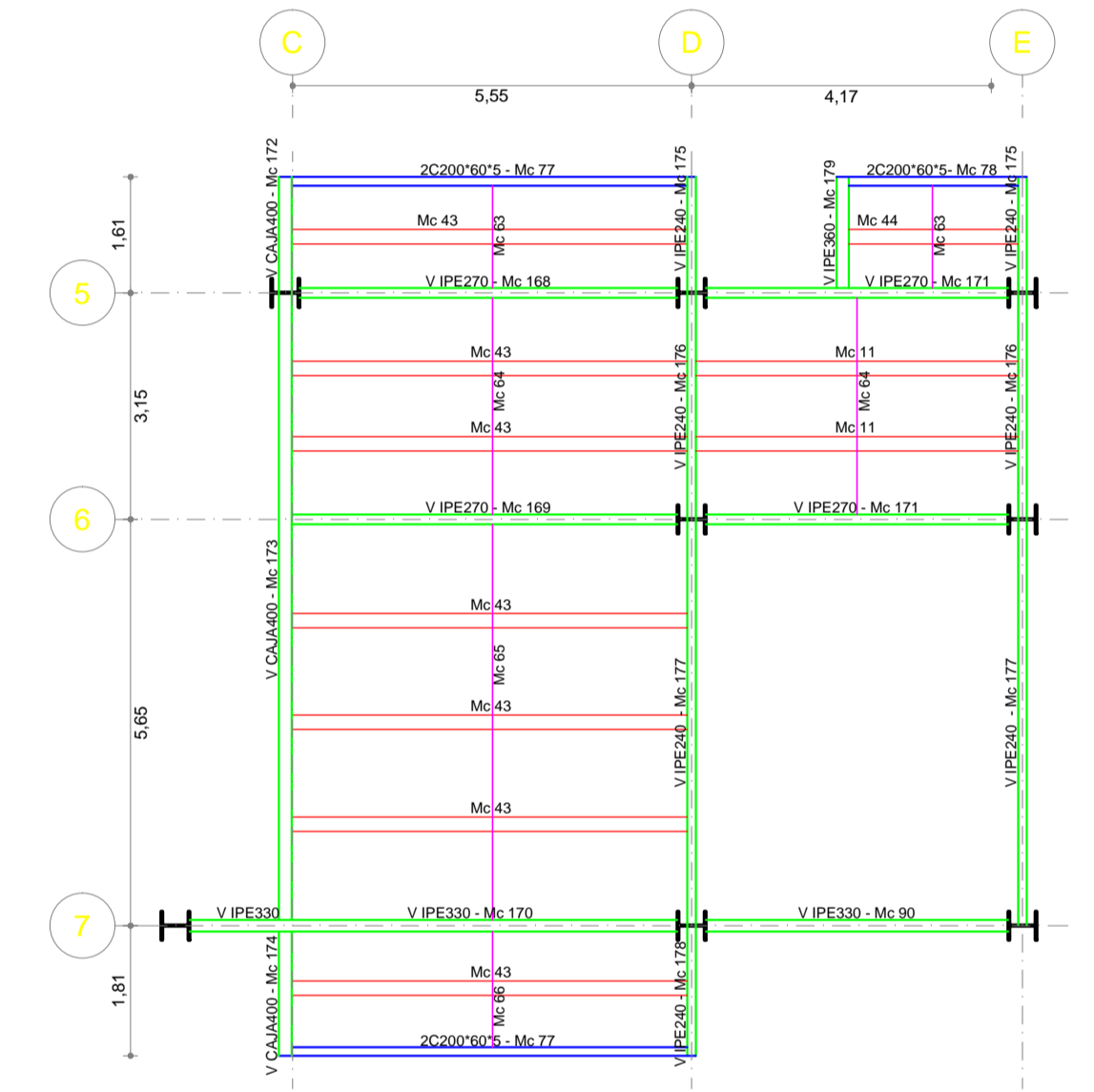


DETALLE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Nv.+ 13,45 ESC. 1:100

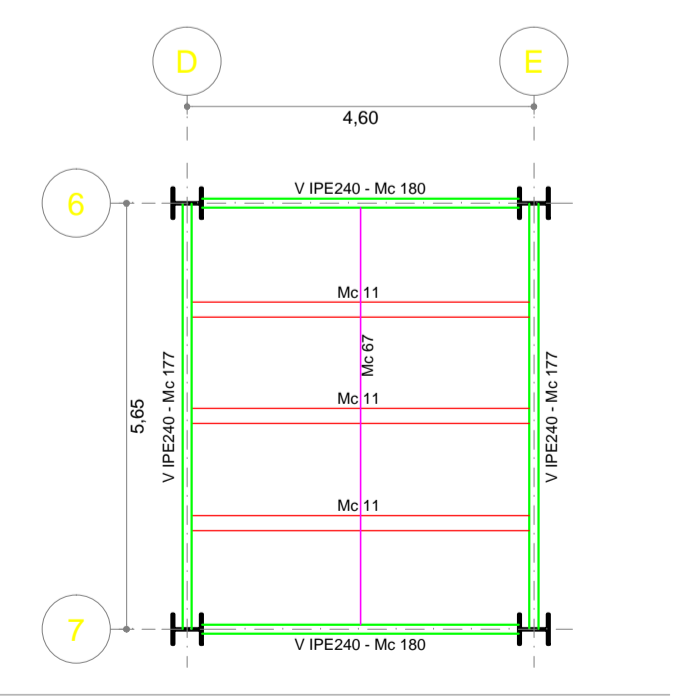
PLANILLA ELEMENTOS ESTRUCTURALES													
Nv. + 10,20 m					Nv. + 13,45 m								
Mc	Tipo	#	LONG. (m)	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)	Mc	Tipo	#	LONG. (m)	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)		
1	2G300*100*35*6	1	5,37	51,58	276,98	1	2G300*100*35*6	1	5,37	51,58	276,98		
2	2G300*100*35*6	1	1,86	1,86	51,58	95,94	2	2G300*100*35*6	1	1,86	1,86	51,58	95,94
3	2G300*100*35*6	1	1,85	1,85	51,58	95,42	3	2G300*100*35*6	1	1,85	1,85	51,58	95,42
4	2G300*100*35*6	1	1,84	1,84	51,58	94,91	4	2G300*100*35*6	1	1,84	1,84	51,58	94,91
5	2G300*100*35*6	1	1,83	1,83	51,58	94,39	5	2G300*100*35*6	1	1,83	1,83	51,58	94,39
6	2G300*100*35*6	1	5,38	5,38	51,58	277,50	6	2G300*100*35*6	1	5,38	5,38	51,58	277,50
7	2G300*100*35*6	1	5,39	5,39	51,58	278,02	7	2G300*100*35*6	1	5,39	5,39	51,58	278,02
8	2G300*100*35*6	1	5,40	5,40	51,58	278,53	8	2G300*100*35*6	1	5,40	5,40	51,58	278,53
9	2G300*100*35*6	1	5,41	5,41	51,58	279,05	9	2G300*100*35*6	1	5,41	5,41	51,58	279,05
10	2G300*100*35*6	18	4,42	4,42	51,58	4103,70	10	2G300*100*35*6	18	4,42	4,42	51,58	4103,70
11	2G300*100*35*6	1	4,48	4,48	51,58	231,08	11	2G300*100*35*6	1	4,48	4,48	51,58	231,08
12	2G300*100*35*6	1	4,56	4,56	51,58	235,20	12	2G300*100*35*6	1	4,56	4,56	51,58	235,20
13	2G300*100*35*6	1	4,62	4,62	51,58	238,30	13	2G300*100*35*6	1	4,62	4,62	51,58	238,30
14	2G300*100*35*6	1	4,68	4,68	51,58	241,39	14	2G300*100*35*6	1	4,68	4,68	51,58	241,39
15	2G300*100*35*6	7	5,17	36,19	51,58	1866,68	15	2G300*100*35*6	7	5,17	36,19	51,58	1866,68
16	2G300*100*35*6	1	1,81	1,81	51,58	93,36	16	2G300*100*35*6	1	1,81	1,81	51,58	93,36
17	2G300*100*35*6	2	1,80	3,60	51,58	185,69	17	2G300*100*35*6	2	1,80	3,60	51,58	185,69
18	2G300*100*35*6	1	1,79	1,79	51,58	92,33	18	2G300*100*35*6	1	1,79	1,79	51,58	92,33
19	2G300*100*35*6	1	1,78	1,78	51,58	91,81	19	2G300*100*35*6	1	1,78	1,78	51,58	91,81
20	2G300*100*35*6	1	5,43	5,43	51,58	280,08	20	2G300*100*35*6	1	5,43	5,43	51,58	280,08
21	2G300*100*35*6	2	5,44	10,88	51,58	561,19	21	2G300*100*35*6	2	5,44	10,88	51,58	561,19
22	2G300*100*35*6	2	5,45	10,90	51,58	562,22	22	2G300*100*35*6	2	5,45	10,90	51,58	562,22
23	2G300*100*35*6	1	4,77	4,77	51,58	246,04	23	2G300*100*35*6	1	4,77	4,77	51,58	246,04
24	2G300*100*35*6	1	4,80	4,80	51,58	247,58	24	2G300*100*35*6	1	4,80	4,80	51,58	247,58
25	2G300*100*35*6	1	4,84	4,84	51,58	249,65	25	2G300*100*35*6	1	4,84	4,84	51,58	249,65
26	2G300*100*35*6	2	1,36	2,72	51,58	140,30	26	2G300*100*35*6	2	1,36	2,72	51,58	140,30
27	2G300*100*35*6	2	5,48	10,96	51,58	565,32	27	2G300*100*35*6	2	5,48	10,96	51,58	565,32
28	2G300*100*35*6	4	7,01	28,04	51,58	1446,30	28	2G300*100*35*6	4	7,01	28,04	51,58	1446,30
34	2G300*100*35*6	1	4,43	4,43	51,58	228,50	34	2G300*100*35*6	1	4,43	4,43	51,58	228,50
35	2G300*100*35*6	1	5,80	5,80	51,58	299,16	35	2G300*100*35*6	1	5,80	5,80	51,58	299,16
36	2G300*100*35*6	1	7,02	7,02	51,58	362,09	36	2G300*100*35*6	1	7,02	7,02	51,58	362,09
37	2G300*100*35*6	1	7,03	7,03	51,58	362,61	37	2G300*100*35*6	1	7,03	7,03	51,58	362,61
38	2G300*100*35*6	1	7,05	7,05	51,58	363,64	38	2G300*100*35*6	1	7,05	7,05	51,58	363,64
39	2G300*100*35*6	1	7,06	7,06	51,58	364,15	39	2G300*100*35*6	1	7,06	7,06	51,58	364,15
40	2G300*100*35*6	1	7,08	7,08	51,58	365,19	40	2G300*100*35*6	1	7,08	7,08	51,58	365,19
41	2G300*100*35*6	1	7,09	7,09	51,58	365,70	41	2G300*100*35*6	1	7,09	7,09	51,58	365,70
45	RIGIDIZADOR	1	1,12	1,12	9,17	10,27	45	RIGIDIZADOR	1	1,12	1,12	9,17	10,27
46	RIGIDIZADOR	1	6,39	6,39	9,17	58,60	46	RIGIDIZADOR	1	6,39	6,39	9,17	58,60
47	RIGIDIZADOR	1	6,42	6,42	9,17	58,87	47	RIGIDIZADOR	1	6,42	6,42	9,17	58,87
48	RIGIDIZADOR	1	6,49	6,49	9,17	59,51	48	RIGIDIZADOR	1	6,49	6,49	9,17	59,51
49	RIGIDIZADOR	1	6,58	6,58	9,17	60,34	49	RIGIDIZADOR	1	6,58	6,58	9,17	60,34
50	RIGIDIZADOR	1	6,70	6,70	9,17	61,44	50	RIGIDIZADOR	1	6,70	6,70	9,17	61,44
51	RIGIDIZADOR	1	6,44	6,44	9,17	59,05	51	RIGIDIZADOR	1	6,44	6,44	9,17	59,05
52	RIGIDIZADOR	1	6,47	6,47	9,17	59,33	52	RIGIDIZADOR	1	6,47	6,47	9,17	59,33
53	RIGIDIZADOR	1	3,68	3,68	9,17	33,75	53	RIGIDIZADOR	1	3,68	3,68	9,17	33,75
54	RIGIDIZADOR	2	3,70	7,40	9,17	67,86	54	RIGIDIZADOR	2	3,70	7,40	9,17	67,86
55	RIGIDIZADOR	1	2,69	2,69	9,17	24,67	55	RIGIDIZADOR	1	2,69	2,69	9,17	24,67
56	RIGIDIZADOR	2	2,99	5,98	9,17	54,84	56	RIGIDIZADOR	2	2,99	5,98	9,17	54,84
57	RIGIDIZADOR	1	5,49	5,49	9,17	50,34	57	RIGIDIZADOR	1	5,49	5,49	9,17	50,34
58	RIGIDIZADOR	2	5,33	10,66	9,17	97,75	58	RIGIDIZADOR	2	5,33	10,66	9,17	97,75
59	RIGIDIZADOR	2	6,12	12,24	9,17	112,24	59	RIGIDIZADOR	2	6,12	12,24	9,17	112,24
61	RIGIDIZADOR	1	1,45	1,45	9,17	13,30	61	RIGIDIZADOR	1	1,45	1,45	9,17	13,30
62	RIGIDIZADOR	1	1,07	1,07	9,17	9,81	62	RIGIDIZADOR	1	1,07	1,07	9,17	9,81
68	2C200*60*5	1	5,73	5,73	23,80	136,37	68	2C200*60*5	1	5,73	5,73	23,80	136,37
69	2C200*60*5	1	6,67	6,67	23,80	158,75	69	2C200*60*5	1	6,67	6,67	23,80	158,75
70	2C200*60*5	1	6,64	6,64	23,80	158,03	70	2C200*60*5	1	6,64	6,64	23,80	158,03
73	2C200*60*5	1	6,07	6,07	23,80	144,47	73	2C200*60*5	1	6,07	6,07	23,80	144,47
74	2C200*60*5	1	4,70	4,70	23,80	111,86	74	2C200*60*5	1	4,70	4,70	23,80	111,86
80	VIGA CAJA 400	1	1,25	1,25	113,60	142,00	80	VIGA CAJA 400	1	1,88	1,88	49,10	92,31
88	VIGA CAJA 400	1	6,81	6,81	113,60	773,62	88	VIGA CAJA 400	1	1,83	1,83	49,10	89,85
89	VIGA CAJA 400	1	6,88	6,88	113,60	781,57	89	VIGA CAJA 400	1	1,78	1,78	49,10	87,40
91	VIGA CAJA 400	2	4,20	8,40	113,60	954,24	91	VIGA CAJA 400	1	1,15	1,15	49,10	252,87
92	IPE 240	1	4,20	4,20	30,70	128,94	92	IPE 330	1	5,20	5,20	49,10	255,32
93	IPE 330	1	4,51	4,51	49,10	221,44	93	IPE 330	1	5,25	5,25	49,10	257,78
94	IPE 240	1	4,62	4,62	30,70	141,83	94	IPE 330	2	6,78	13,56	49,10	665,80
95	IPE 240	2	4,94	9,88	30,70	303,32	95	IPE 330	7	4,20	29,40	49,10	1443,54
96	IPE 330	1	4,94	4,94	49,10	242,55	96	IPE 240	1	4,20	4,20	30,70	128,94
97	VIGA CAJA 400	1	6,53	6,53	113,60	741,81	97	IPE 330	1	4,51	4,51	49,10	221,44
98	VIGA CAJA 400	1	6,61	6,61	113,60	750,90	98	IPE 240	1	4,62	4,62	30,70	141,83
99	IPE 360	2	6,67	13,34	57,10	761,71	99	IPE 240	2	4,94	9,88	30,70	303,32
100	IPE 360	1	6,75	6,75	57,10	385,43	100	IPE 330	1	4,94	4,94	49,10	242,55
101	IPE 360	1	6,89	6,89	57,10	393,42	101	VIGA CAJA 400	1	6,53	6,53	113,60	741,81
102	VIGA CAJA 400	1	6,58	6,58	113,60	747,49	102	IPE 360	2	6,67	13,34	57,10	761,71
104	IPE 400	1	2,81	2,81	63,30	177,87	104	IPE 360	1	6,75	6,75	57,10	385,43
105	IPE 360	4	3,83	15,32	57,10	874,77	105	IPE 360	1	6,89	6,89	57,10	393,42
106	IPE 360	1	2,87	2,87	57,10	163,88	106	VIGA CAJA 400	1	6,58	6,58	113,60	747,49
107	IPE 360	2	3,06	6,12	57,10	349,45	107	IPE 400	1	2,81	2,81	63,30	177,87
108	IPE 400	1	3,14	3,14	63,30	198,76	108	IPE 360	4	3,83	15,32	57,10	874,77
109	IPE 360	1	3,14	3,14	57,10	179,29	109	IPE 360	1	2,87	2,87	57,10	163,88
110	IPE 360	2	3,14	6,28	57,10	344,09	110	IPE 360	2	3,06	6,12	57,10	349,45
111	IPE 400	1	5,64	5,64	63,30	357,01	111	IPE 400	1	3,14	3,14	63,30	198,76
112	IPE 360	2	5,49	10,98	57,10	626,96	112	IPE 360	1	3,14	3,14	57,10	179,29
114	IPE 400	1	5,49	5,49	63,30	347,52	114	IPE 360	2	5,64	11,28	57,10	644,09
115	IPE 360	2	6,29	12,58	57,10	718,32	115	IPE 400	1	5,64	5,64	63,30	357,01
117	IPE 400	1	6,29	6,29	63,30	398,16	117	IPE 360	2	5,49	10,98	57,10	626,96
120	IPE 400	1	1,88	1,88	63,30	119,00	12						



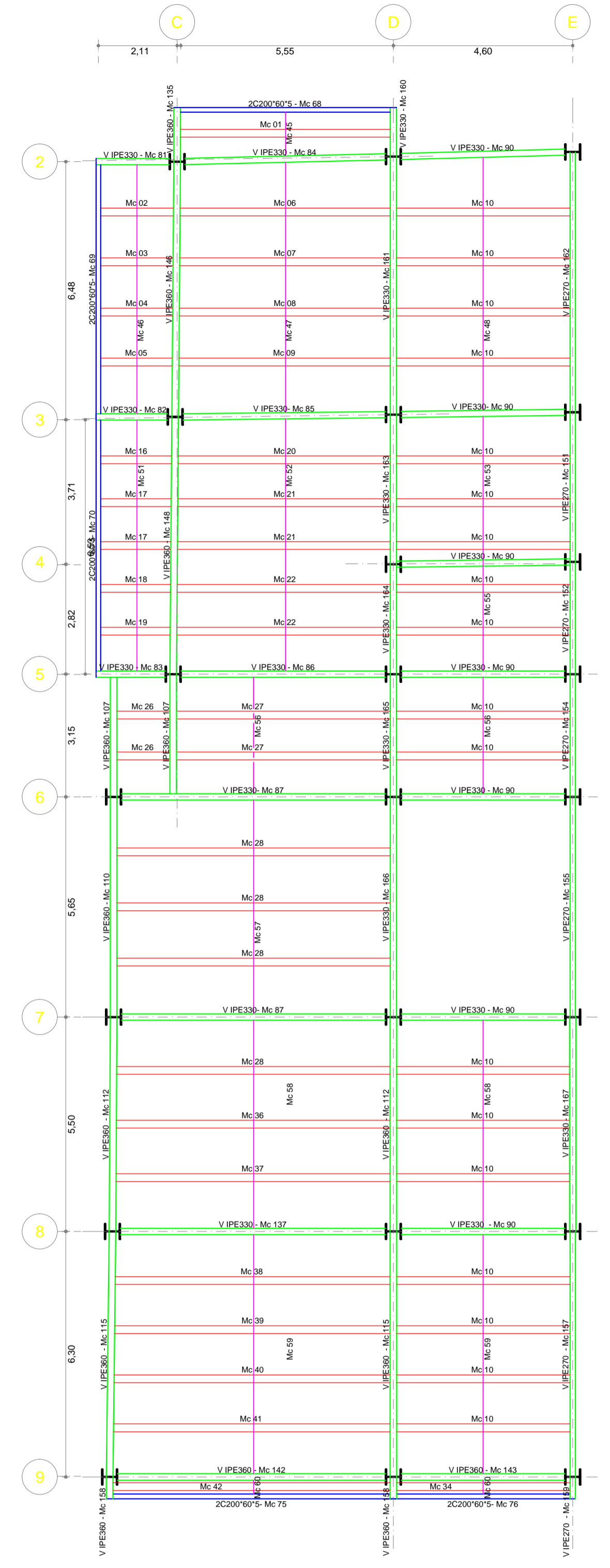
DETALLE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Nv. + 16,70 ESC. 1:100



DETALLE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Nv. + 23,20 ESC. 1:100

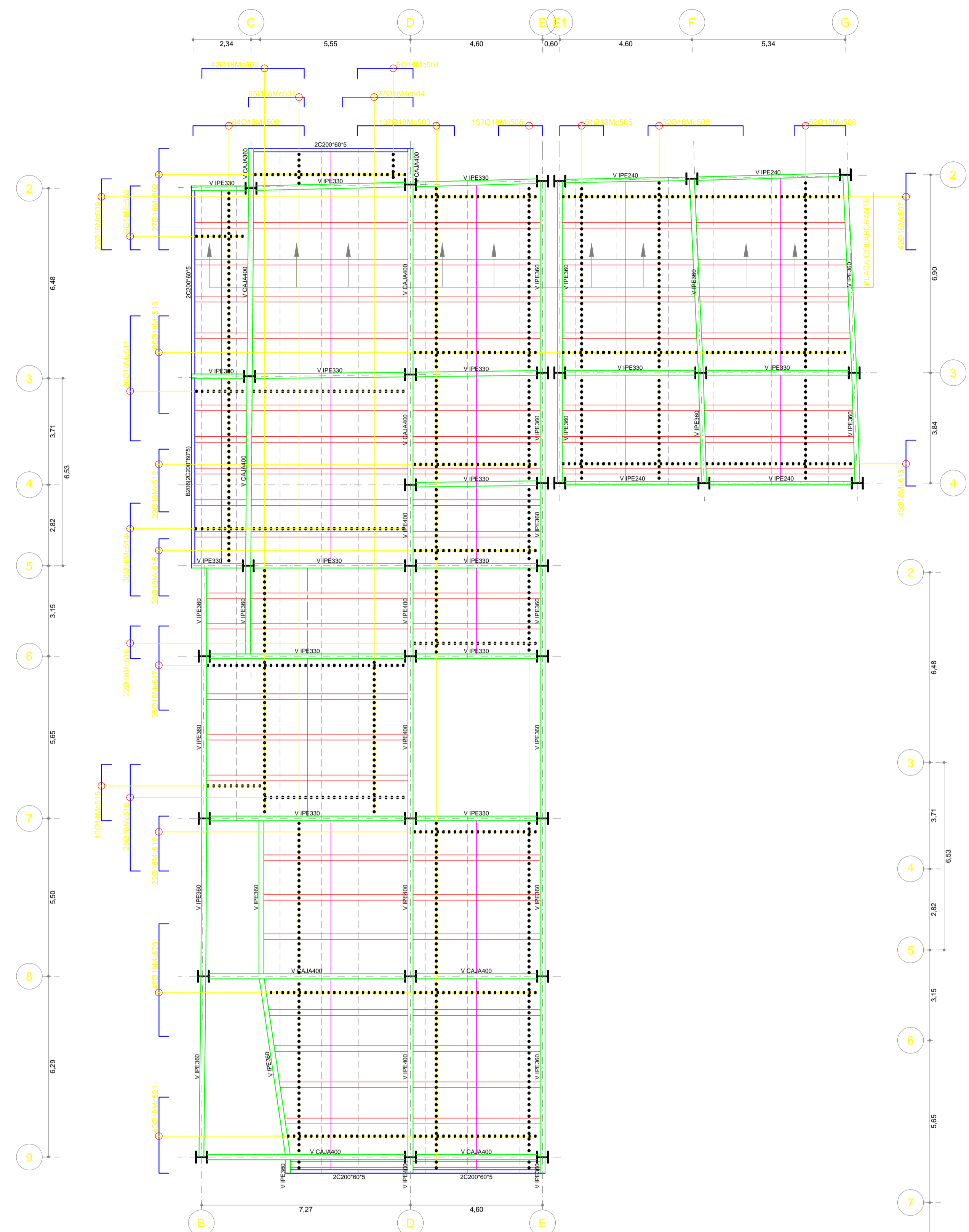


DETALLE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Nv. + 26,55 ESC. 1:100

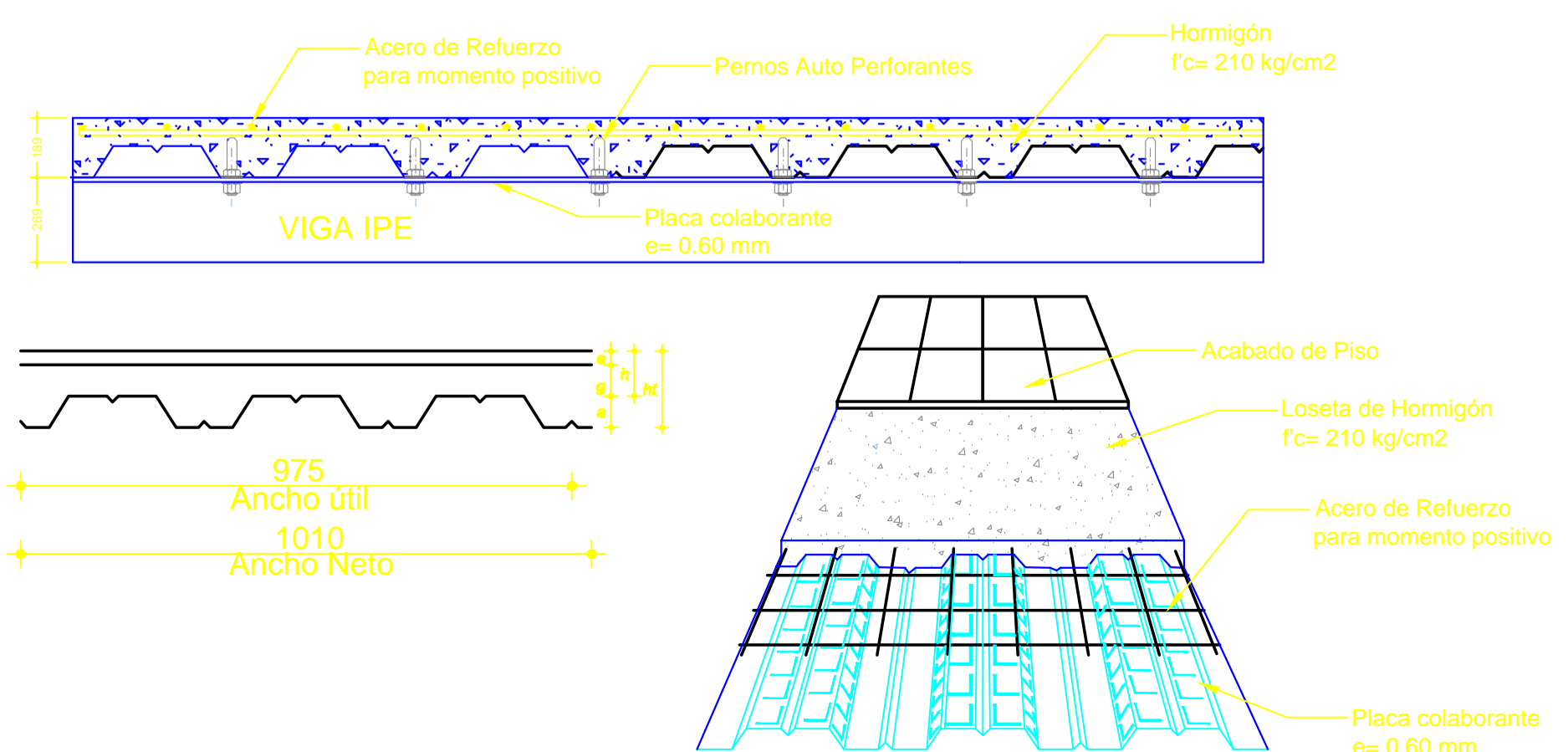


DETALLE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Nv. + 19,95 ESC. 1:100

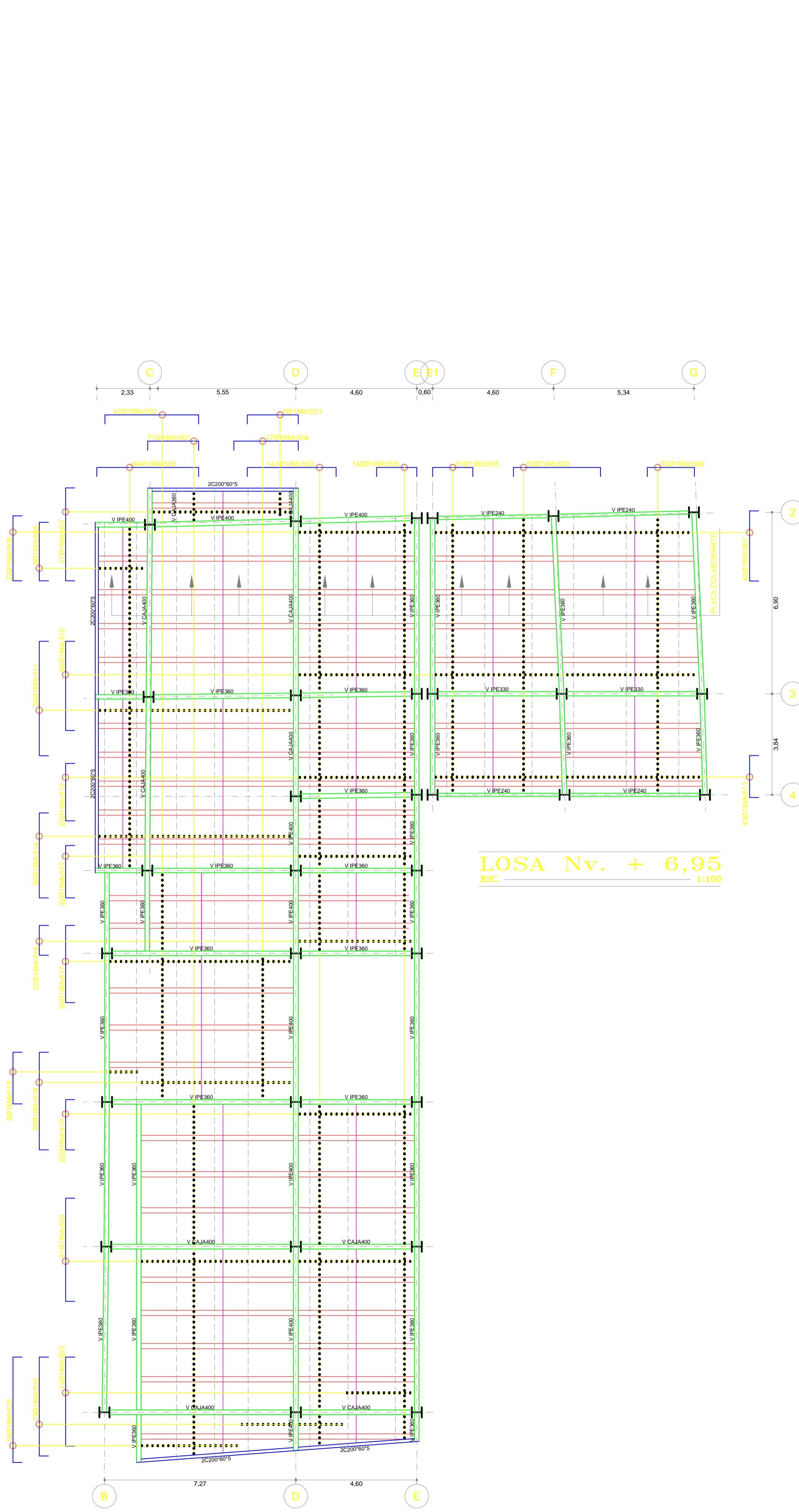
PLANILLA ELEMENTOS ESTRUCTURALES													
Nv. + 16,70 m					Nv. + 19,95 m								
Mc	Tipo	#	LONG. (m)	LONG. DESA. (kg/m)	PESO TOTAL (kg)	Mc	Tipo	#	LONG. (m)	LONG. DESA. (kg/m)	PESO TOTAL (kg)		
1	2G300*100*35*6	1	5,37	5,37	51,58	276,98	1	2G300*100*35*6	1	5,37	5,37	51,58	276,98
2	2G300*100*35*6	1	1,86	1,86	51,58	95,94	2	2G300*100*35*6	1	1,86	1,86	51,58	95,94
3	2G300*100*35*6	1	1,85	1,85	51,58	95,42	3	2G300*100*35*6	1	1,85	1,85	51,58	95,42
4	2G300*100*35*6	1	1,84	1,84	51,58	94,91	4	2G300*100*35*6	1	1,84	1,84	51,58	94,91
5	2G300*100*35*6	1	1,83	1,83	51,58	94,39	5	2G300*100*35*6	1	1,83	1,83	51,58	94,39
6	2G300*100*35*6	1	5,38	5,38	51,58	277,50	6	2G300*100*35*6	1	5,38	5,38	51,58	277,50
7	2G300*100*35*6	1	5,39	5,39	51,58	278,02	7	2G300*100*35*6	1	5,39	5,39	51,58	278,02
8	2G300*100*35*6	1	5,40	5,40	51,58	278,53	8	2G300*100*35*6	1	5,40	5,40	51,58	278,53
9	2G300*100*35*6	1	5,41	5,41	51,58	279,05	9	2G300*100*35*6	1	5,41	5,41	51,58	279,05
10	2G300*100*35*6	18	4,42	4,42	29,36	529,26	10	2G300*100*35*6	18	4,42	4,42	29,36	529,26
11	2G300*100*35*6	1	4,48	4,48	51,58	231,08	11	2G300*100*35*6	1	1,81	1,81	51,58	93,36
12	2G300*100*35*6	1	4,56	4,56	51,58	235,20	12	2G300*100*35*6	2	1,80	3,60	51,58	185,69
13	2G300*100*35*6	1	4,62	4,62	51,58	238,30	13	2G300*100*35*6	1	1,79	1,79	51,58	92,33
14	2G300*100*35*6	1	4,68	4,68	51,58	241,39	14	2G300*100*35*6	1	1,78	1,78	51,58	91,81
15	2G300*100*35*6	7	5,17	36,19	51,58	1866,68	15	2G300*100*35*6	1	5,43	5,43	51,58	280,08
16	2G300*100*35*6	1	1,81	1,81	51,58	93,36	16	2G300*100*35*6	2	5,44	10,88	51,58	561,19
17	2G300*100*35*6	2	1,80	3,60	51,58	185,69	17	2G300*100*35*6	2	5,45	10,90	51,58	562,22
18	2G300*100*35*6	1	1,79	1,79	51,58	92,33	18	2G300*100*35*6	2	1,36	2,72	51,58	140,30
19	2G300*100*35*6	1	1,78	1,78	51,58	91,81	19	2G300*100*35*6	2	5,48	10,96	51,58	563,32
20	2G300*100*35*6	1	5,43	5,43	51,58	280,08	20	2G300*100*35*6	4	7,01	28,04	51,58	1446,30
21	2G300*100*35*6	2	5,44	10,88	51,58	561,19	21	2G300*100*35*6	1	4,43	4,43	51,58	228,50
22	2G300*100*35*6	2	5,45	10,90	51,58	562,22	22	2G300*100*35*6	1	7,02	7,02	51,58	362,09
23	2G300*100*35*6	1	4,77	4,77	51,58	246,04	23	2G300*100*35*6	1	7,03	7,03	51,58	362,61
24	2G300*100*35*6	1	4,80	4,80	51,58	247,58	24	2G300*100*35*6	1	7,05	7,05	51,58	363,64
25	2G300*100*35*6	1	4,84	4,84	51,58	249,65	25	2G300*100*35*6	1	7,06	7,06	51,58	364,15
26	2G300*100*35*6	1	7,08	7,08	51,58	365,19	26	2G300*100*35*6	1	7,08	7,08	51,58	365,19
27	2G300*100*35*6	2	5,48	10,96	51,58	563,32	27	2G300*100*35*6	1	7,09	7,09	51,58	365,70
28	2G300*100*35*6	4	7,01	28,04	51,58	1446,30	28	2G300*100*35*6	1	7,11	7,11	51,58	366,73
29	2G300*100*35*6	1	4,43	4,43	51,58	228,50	29	RIGIDIZADOR	1	1,12	1,12	9,17	10,27
30	2G300*100*35*6	1	7,02	7,02	51,58	362,09	30	RIGIDIZADOR	1	6,39	6,39	9,17	58,60
31	2G300*100*35*6	1	7,03	7,03	51,58	362,61	31	RIGIDIZADOR	1	6,42	6,42	9,17	58,87
32	2G300*100*35*6	1	7,05	7,05	51,58	363,64	32	RIGIDIZADOR	1	6,49	6,49	9,17	59,51
33	2G300*100*35*6	1	7,06	7,06	51,58	364,15	33	RIGIDIZADOR	1	6,44	6,44	9,17	59,05
34	2G300*100*35*6	1	7,08	7,08	51,58	365,19	34	RIGIDIZADOR	1	6,47	6,47	9,17	59,33
35	2G300*100*35*6	1	7,09	7,09	51,58	365,70	35	RIGIDIZADOR	1	6,68	6,68	9,17	61,35
36	2G300*100*35*6	1	7,11	7,11	51,58	366,73	36	RIGIDIZADOR	1	2,69	2,69	9,17	24,67
37	2G300*100*35*6	1	1,12	1,12	9,17	10,27	37	RIGIDIZADOR	2	2,99	5,98	9,17	54,84
38	2G300*100*35*6	1	6,39	6,39	9,17	58,60	38	RIGIDIZADOR	1	5,49	5,49	9,17	50,34
39	2G300*100*35*6	1	6,42	6,42	9,17	58,87	39	RIGIDIZADOR	2	5,33	10,66	9,17	97,75
40	2G300*100*35*6	1	6,49	6,49	9,17	59,51	40	RIGIDIZADOR	2	6,12	12,24	9,17	112,24
41	2G300*100*35*6	1	6,58	6,58	9,17	60,34	41	RIGIDIZADOR	2	0,35	0,70	9,17	6,42
42	2G300*100*35*6	1	6,70	6,70	9,17	61,44	42	RIGIDIZADOR	1	5,73	5,73	23,80	136,37
43	2G300*100*35*6	1	6,44	6,44	9,17	59,05	43	RIGIDIZADOR	1	6,67	6,67	23,80	158,75
44	2G300*100*35*6	1	6,47	6,47	9,17	59,33	44	RIGIDIZADOR	1	6,64	6,64	23,80	158,03
45	2G300*100*35*6	1	3,68	3,68	9,17	33,75	45	RIGIDIZADOR	1	7,36	7,36	23,80	175,17
46	2G300*100*35*6	2	3,70	7,40	9,17	67,86	46	RIGIDIZADOR	1	4,67	4,67	23,80	111,15
47	2G300*100*35*6	2	2,69	5,38	9,17	24,67	47	RIGIDIZADOR	1	1,88	1,88	49,10	92,31
48	2G300*100*35*6	2	2,99	5,98	9,17	54,84	48	RIGIDIZADOR	1	1,83	1,83	49,10	89,85
49	2G300*100*35*6	1	5,49	5,49	9,17	50,34	49	RIGIDIZADOR	1	1,78	1,78	49,10	87,40
50	2G300*100*35*6	2	3,33	6,66	9,17	27,75	50	RIGIDIZADOR	1	5,15	5,15	49,10	252,87
51	2G300*100*35*6	1	6,44	6,44	9,17	59,05	51	RIGIDIZADOR	1	5,20	5,20	49,10	252,85
52	2G300*100*35*6	1	6,47	6,47	9,17	59,33	52	RIGIDIZADOR	1	5,25	5,25	49,10	252,78
53	2G300*100*35*6	1	6,47	6,47	9,17	59,33	53	RIGIDIZADOR	1	6,64	6,64	23,80	158,03
54	2G300*100*35*6	1	3,68	3,68	9,17	33,75	54	RIGIDIZADOR	1	7,36	7,36	23,80	175,17
55	2G300*100*35*6	2	3,70	7,40	9,17	67,86	55	RIGIDIZADOR	1	4,67	4,67	23,80	111,15
56	2G300*100*35*6	2	2,69	5,38	9,17	24,67	56	RIGIDIZADOR	1	1,88	1,88	49,10	92,31
57	2G300*100*35*6	2	2,99	5,98	9,17	54,84	57	RIGIDIZADOR	1	1,83	1,83	49,10	89,85
58	2G300*100*35*6	1	5,49	5,49	9,17	50,34	58	RIGIDIZADOR	1	1,78	1,78	49,10	87,40
59	2G300*100*35*6	2	3,33	6,66	9,17	27,75	59	RIGIDIZADOR	1	5,15	5,15	49,10	252,87
60	2G300*100*35*6	1	6,44	6,44	9,17	59,05	60	RIGIDIZADOR	1	5,20	5,20	49,10	252,85
61	2G300*100*35*6	1	6,47	6,47	9,17	59,33	61	RIGIDIZADOR	1	5,25	5,25	49,10	252,78
62	2G300*100*35*6	1	6,47	6,47	9,17	59,33	62	RIGIDIZADOR	1	6,64	6,64	23,80	158,03
63	2G300*100*35*6	1	3,68	3,68	9,17	33,75	63	RIGIDIZADOR	1	7,36	7,36	23,80	175,17
64	2G300*100*35*6	2	3,70	7,40	9,17	67,86	64	RIGIDIZADOR	1	4,67	4,67	23,80	111,15
65	2G300*100*35*6	2	2,69	5,38	9,17	24,67	65	RIGIDIZADOR	1	1,88	1,88	49,10	92,31
66	2G300*100*35*6	2	2,99	5,98	9,17	54,84	66	RIGIDIZADOR	1	1,83	1,83	49,10	89,85
67	2G300*100*35*6	1	5,49	5,49	9,17	50,34	67	RIGIDIZADOR	1	1,78	1,78	49,10	87,40
68	2G300*100*35*6	2	3,33	6,66	9,17	27,75	68	RIGIDIZADOR	1	5,15	5,15	49,10	252,87
69	2G300*100*35*6	1	6,44	6,44	9,17	59,05	69	RIGIDIZADOR	1	5,20	5,20	49,10	252,85
70	2G300*100*35*6	1	6,47	6,47	9,17	59,33	70	RIGIDIZADOR	1	5,25	5,25	49,10	252,78
71	2G300*100*35*6	1	6,47	6,47	9,17	59,33	71	RIGIDIZADOR	1	6,64	6,64	23,80	158,03
72	2G300*100*35*6	1	3,68	3,68	9,17	33,75	72	RIGIDIZADOR	1	7,36	7,36	23,80	175,17
73	2G300*100*35*6	2	3,70	7,40	9,17	67,86	73	RIGIDIZADOR	1	4,67	4,67	23,80	111,15
74	2G300*100*35*6	2	2,69	5,38	9,17	24,67	74	RIGIDIZADOR	1	1,88	1,88	49,10	92,31
75	2G300*100*35*6	2	2,99	5,98	9,17	54,84	75	RIGIDIZADOR	1	1,83	1,83	49,10	89,85
76	2G300*100*35*6	1	5,49	5,49	9,17	50,34	76	RIGIDIZADOR	1	1,78	1,78	49,10	87,40
77	2G300*100*35*6	2	3,33	6,66	9,17	27,75	77	RIGIDIZADOR	1	5,15	5,15	49,10	252,87
78	2G300*100*35*6	1	6,44	6,44	9,17	59,05	78	RIGIDIZADOR	1	5,20	5,20	49,10	252,85
79	2G300*100*35*6	1	6,47	6,47	9,17	59,33	79	RIGIDIZADOR	1	5,25	5,25	49,10	252,78
80	2G300*100*35*6	1	6,47	6,47	9,17	59,33	80	RIGIDIZADOR	1	6,64	6,64	23,80	158,03
81	2G300*100*35*6	1	3,68	3,68	9,17	33,75	81	RIGIDIZADOR	1	7,36	7,36	23,80	175,17
82	2G300*100*35*6	2	3,70	7,40	9,17	67,86	82	RIGIDIZADOR	1	4,67	4,67	23,80	111,15
83	2G												



LOSA Nv. + 3,70
ESC. 1:100



DETALLE DE PLACA COLABORANTE
SIN ESC.

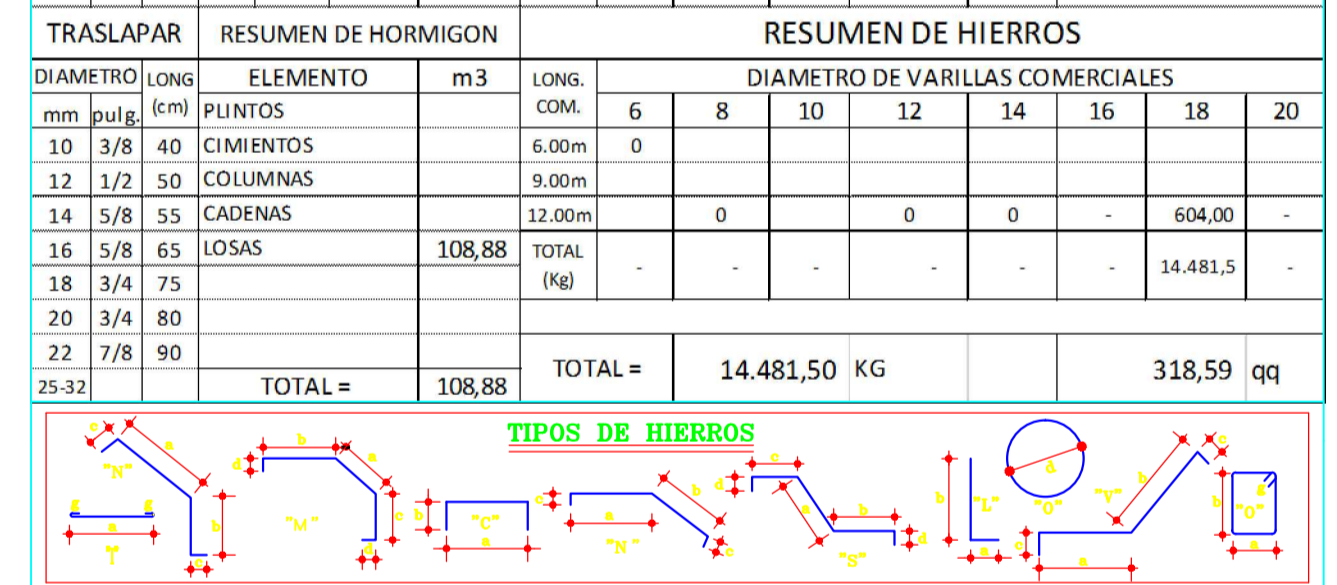


LOSA Nv. + 6,95
ESC. 1:100

PLANILLA DE HIERROS													
Mc	Tipo	Ø	#	DIMENSIONES						LONG. DESA.	LONG. VAR.	# VARILL.	OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e	g				
PLACA DECK Nv. + 3,70 m													
500	C	18	64	3,87	0,10					4,07	12,00	32	-
501	C	18	70	1,93	0,10					2,13	12,00	14	-
502	C	18	69	3,56	0,10					3,76	12,00	5	t Mc 520, Mc 500
503	C	18	189	3,35	0,10					3,55	12,00	63	s4*1,35
504	C	18	27	2,45	0,10					2,65	12,00	7	s6*1,40
505	C	18	188	1,51	0,10					1,71	12,00	27	-
506	C	18	52	1,80	0,10					2,00	12,00	9	-
507	C	18	42	2,67	0,10					2,87	12,00	14	-
508	C	18	9	2,20	0,10					2,40	12,00	1	t Mc 518
509	C	18	22	2,47	0,10					2,67	12,00	5	-
510	C	18	66	3,40	0,10					3,60	12,00	33	-
511	C	18	36	4,35	0,10					4,55	12,00	2	t Mc 510
512	C	18	22	2,18	0,10					2,38	12,00	2	t Mc 517, Mc 504
513	C	18	43	1,60	0,10					1,80	12,00	7	t Mc 506
514	C	18	36	3,23	0,10					3,43	12,00	17	t Mc 500
515	C	18	32	2,00	0,10					2,20	12,00	-	t Mc 514
516	C	18	22	1,13	0,10					1,33	12,00	-	t Mc 503
517	C	18	35	2,93	0,10					3,13	12,00	12	-
518	C	18	25	3,71	0,10					3,91	12,00	9	-
519	C	18	31	1,91	0,10					2,11	12,00	6	t Mc 506
520	C	18	46	3,92	0,10					4,12	12,00	23	-
521	C	18	43	2,65	0,10					2,85	12,00	10	t Mc 511

PLACA DECK Nv. + 6,95 m													
500	C	18	64	3,87	0,10					4,07	12,00	32	-
501	C	18	76	1,93	0,10					2,13	12,00	15	-
502	C	18	69	3,56	0,10					3,76	12,00	-	t Mc 520, Mc 522, Mc 520
503	C	18	206	3,35	0,10					3,55	12,00	69	s4*1,35
504	C	18	27	2,45	0,10					2,65	12,00	7	s6*1,40
505	C	18	191	1,51	0,10					1,71	12,00	25	t Mc 514, Mc 504, Mc 506
506	C	18	52	1,80	0,10					2,00	12,00	9	-
507	C	18	42	2,67	0,10					2,87	12,00	6	t Mc 509, Mc 511
508	C	18	9	2,20	0,10					2,40	12,00	-	t Mc 517
509	C	18	22	2,47	0,10					2,67	12,00	6	-
510	C	18	66	3,40	0,10					3,60	12,00	22	-
511	C	18	36	4,35	0,10					4,55	12,00	18	s1*2,90
512	C	18	22	2,18	0,10					2,38	12,00	4	t Mc 517
513	C	18	43	1,60	0,10					1,80	12,00	7	t Mc 511
514	C	18	36	3,23	0,10					3,43	12,00	12	-
515	C	18	28	2,00	0,10					2,20	12,00	6	-
516	C	18	22	1,13	0,10					1,33	12,00	-	t Mc 503
517	C	18	35	2,93	0,10					3,13	12,00	10	t Mc 520
518	C	18	29	3,71	0,10					3,91	12,00	10	s1*4,18
519	C	18	22	1,91	0,10					2,11	12,00	4	t Mc 515
520	C	18	51	3,92	0,10					4,12	12,00	25	t Mc 503
522	C	18	19	3,76	0,10					3,96	12,00	19	-
523	C	18	19	4,00	0,10					4,20	12,00	-	t Mc 522

TRASLAPAR		RESUMEN DE HORMIGON			RESUMEN DE HIERROS									
DIAMETRO	LONG.	ELEMENTO	m3	LONG. COM.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES									
mm	pulg.	PLINTOS		6	8	10	12	14	16	18	20			
10	3/8	40		6,00m										
12	1/2	50		9,00m										
14	5/8	55		12,00m	0	0	0	0	-	604,00	-			
16	5/8	65		108,88	TOTAL (Kg)	-	-	-	-	-	14.481,50	-		
18	3/4	75												
20	3/4	80												
22	7/8	90												
25-32														
TOTAL =			108,88	TOTAL =	14.481,50 KG						318,59 qq			



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

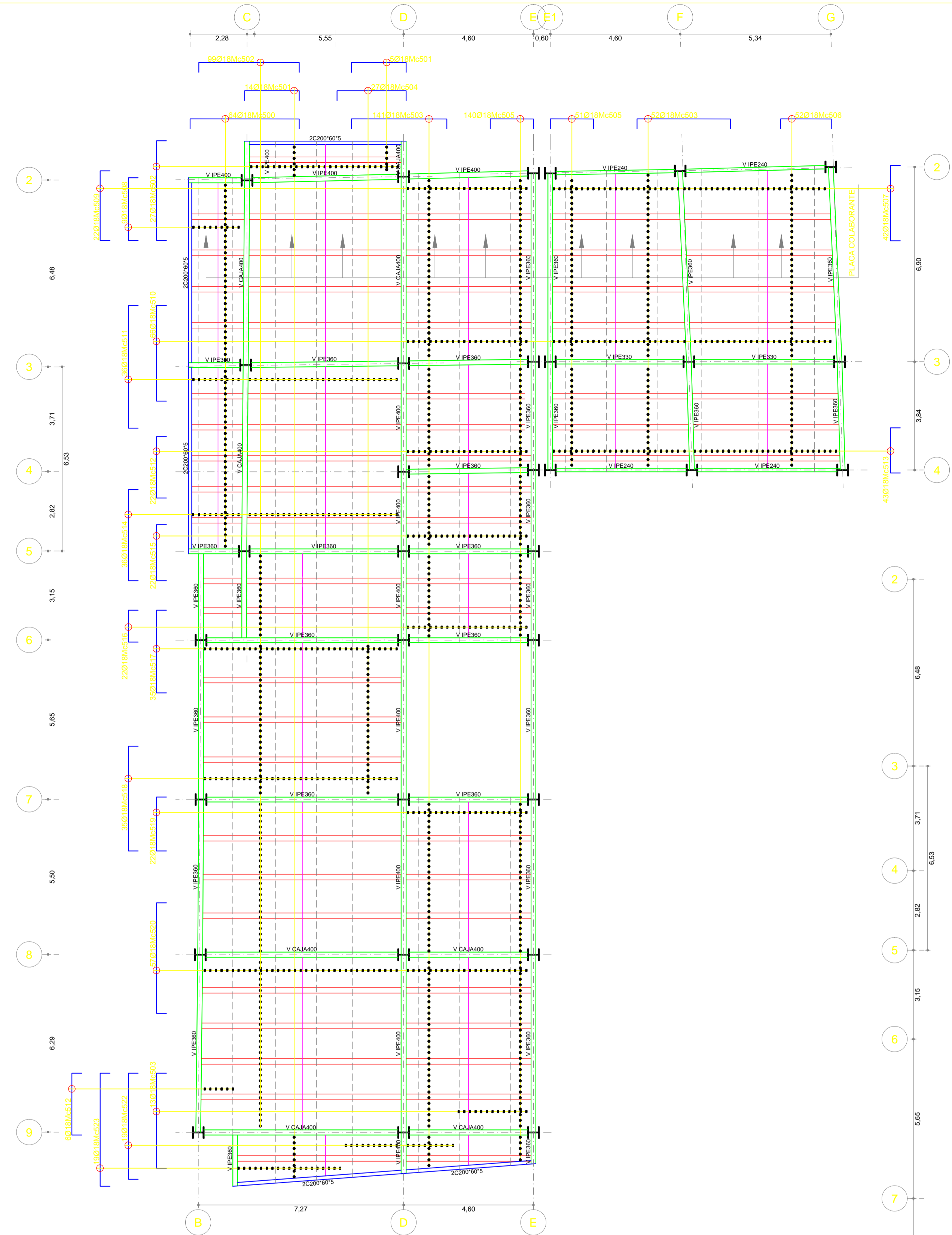
PROYECTO: ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METALICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO*.

CONTIENE: LOSA Nv. +3,70 m y Nv. + 6,95 m

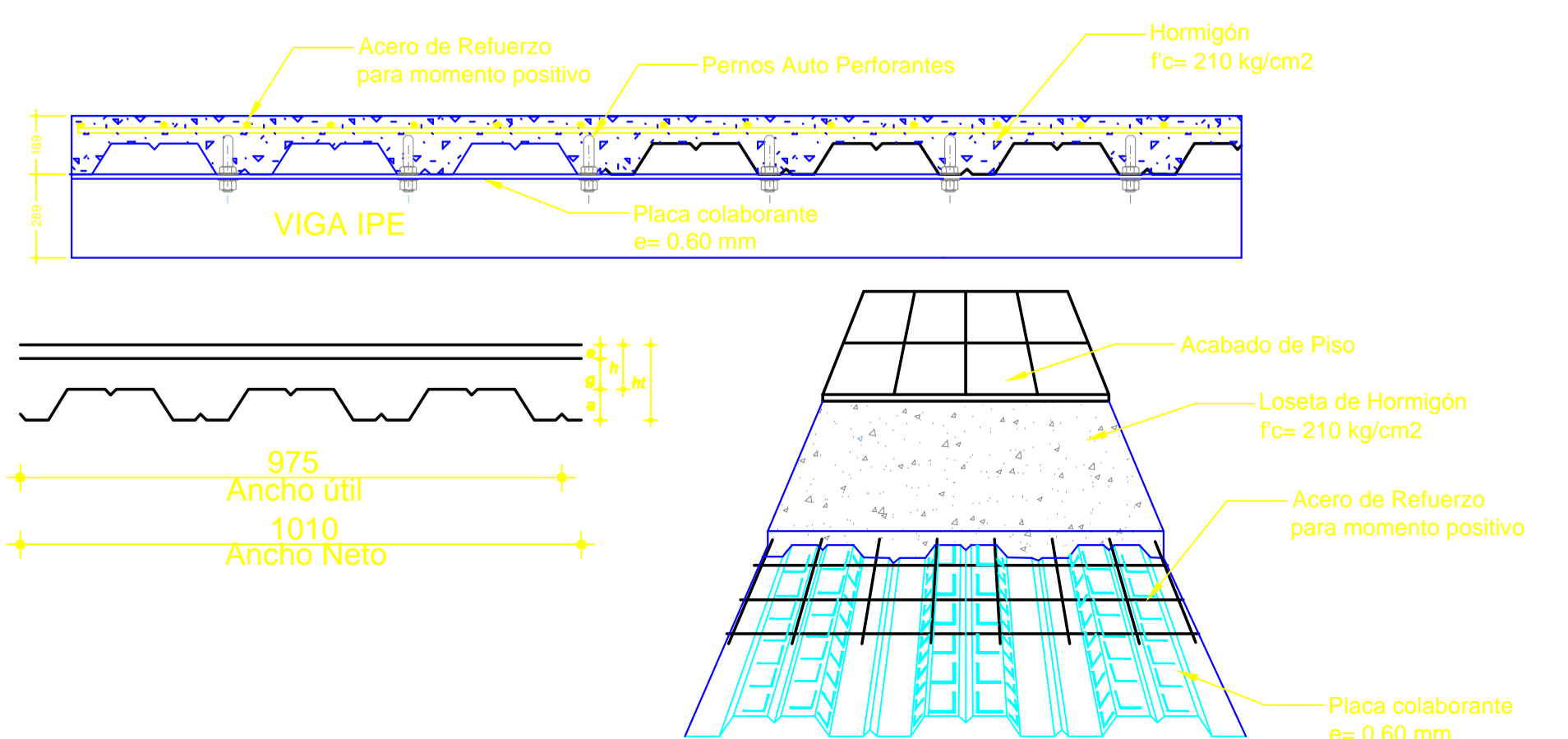
FECHA: ENERO/2015
DIBUJO: ANA GABRIELA GARZÓN FERRER EGROESADA
UBICACION: QUITO
ESCALA: INDICADAS

CALCULO:
REVISO Y APROBO: ING. CARLOS NAVARRO
LAMINA: 6-8E

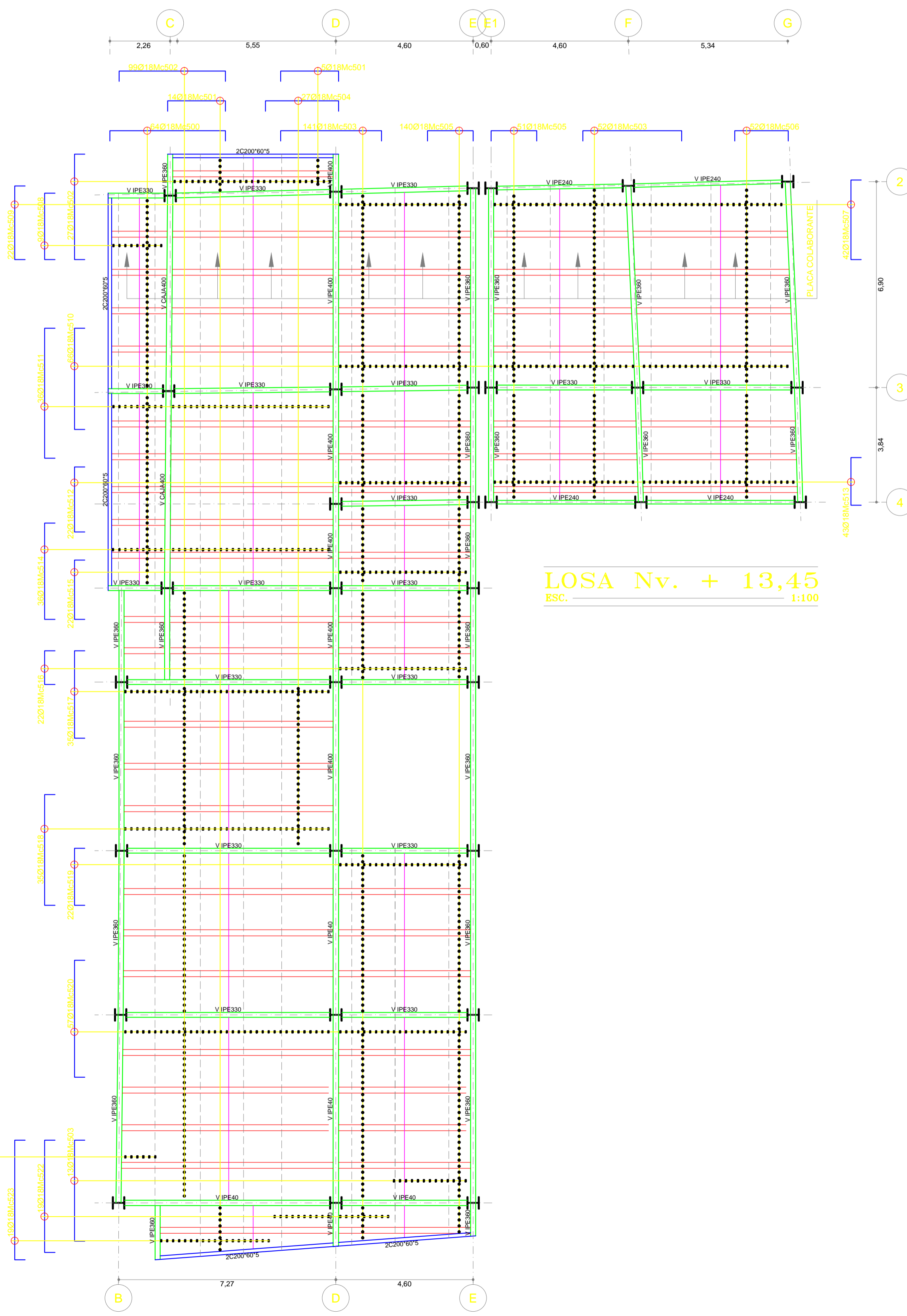
SELLOS



LOSA Nv. + 10,20
ESC. 1:100



DETALLE DE PLACA COLABORANTE
SIN ESC.



LOSA Nv. + 13,45
ESC. 1:100

PLANILLA DE HIERROS													
Mc	Tipo	Ø	#	DIMENSIONES						LONG. DESA.	LONG. VAR.	# VARILL.	OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e	g				
PLACA DECK Nv. + 10,20 m													
500	C	18	64	3,87	0,10				4,07	12,00	32	-	
501	C	18	19	1,93	0,10				2,13	12,00	4	-	
502	C	18	126	3,56	0,10				3,76	12,00	25	t Mc 520, Mc 500	
503	C	18	206	3,35	0,10				3,55	12,00	69	s46° 1,35	
504	C	18	27	2,45	0,10				2,65	12,00	7	-	
505	C	18	191	1,51	0,10				1,71	12,00	25	t Mc 504, Mc 518, Mc 514	
506	C	18	52	1,80	0,10				2,00	12,00	9	-	
507	C	18	42	2,67	0,10				2,87	12,00	6	t Mc 511	
508	C	18	9	2,20	0,10				2,40	12,00	-	t Mc 517, Mc 523	
509	C	18	22	2,47	0,10				2,67	12,00	5	t Mc 500, Mc 523	
510	C	18	66	3,40	0,10				3,60	12,00	22	-	
511	C	18	36	4,35	0,10				4,55	12,00	18	-	
512	C	18	28	2,18	0,10				2,38	12,00	4	t Mc 517	
513	C	18	43	1,60	0,10				1,80	12,00	6	t Mc 501, Mc 506, Mc 523	
514	C	18	36	3,23	0,10				3,43	12,00	12	-	
515	C	18	22	2,00	0,10				2,20	12,00	4	t Mc 503	
516	C	18	22	1,13	0,10				1,33	12,00	-	t Mc 503	
517	C	18	35	2,93	0,10				3,13	12,00	11	t Mc 523	
518	C	18	35	3,71	0,10				3,91	12,00	18	-	
519	C	18	22	1,91	0,10				2,11	12,00	4	t Mc 523	
520	C	18	57	3,92	0,10				4,12	12,00	20	t Mc 518	
522	C	18	19	3,76	0,10				3,96	12,00	6	t Mc 518	
523	C	18	19	4,00	0,10				4,20	12,00	10	-	
PLACA DECK Nv. + 13,45 m													
500	C	18	64	3,87	0,10				4,07	12,00	32	-	
501	C	18	19	1,93	0,10				2,13	12,00	4	-	
502	C	18	126	3,56	0,10				3,76	12,00	25	t Mc 520, Mc 500	
503	C	18	206	3,35	0,10				3,55	12,00	69	s46° 1,35	
504	C	18	27	2,45	0,10				2,65	12,00	7	-	
505	C	18	191	1,51	0,10				1,71	12,00	25	t Mc 504, Mc 518, Mc 514	
506	C	18	52	1,80	0,10				2,00	12,00	9	-	
507	C	18	42	2,67	0,10				2,87	12,00	6	t Mc 511	
508	C	18	9	2,20	0,10				2,40	12,00	-	t Mc 517, Mc 523	
509	C	18	22	2,47	0,10				2,67	12,00	5	t Mc 500, Mc 523	
510	C	18	66	3,40	0,10				3,60	12,00	22	-	
511	C	18	36	4,35	0,10				4,55	12,00	18	-	
512	C	18	28	2,18	0,10				2,38	12,00	4	t Mc 517	
513	C	18	43	1,60	0,10				1,80	12,00	6	t Mc 501, Mc 506, Mc 523	
514	C	18	36	3,23	0,10				3,43	12,00	12	-	
515	C	18	22	2,00	0,10				2,20	12,00	4	t Mc 503	
516	C	18	22	1,13	0,10				1,33	12,00	-	t Mc 503	
517	C	18	35	2,93	0,10				3,13	12,00	11	t Mc 523	
518	C	18	35	3,71	0,10				3,91	12,00	18	-	
519	C	18	22	1,91	0,10				2,11	12,00	4	t Mc 523	
520	C	18	57	3,92	0,10				4,12	12,00	20	t Mc 518	
522	C	18	19	3,76	0,10				3,96	12,00	6	t Mc 518	
523	C	18	19	4,00	0,10				4,20	12,00	10	-	

TRASLAPAR		RESUMEN DE HORMIGON			RESUMEN DE HIERROS									
DIAMETRO	LONG.	ELEMENTO	m3	LONG. COM.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES									
mm	ulg.	PLUNTOS		6	8	10	12	14	16	18	20			
10	3/8	40		6,00m	0									
12	1/2	50		9,00m										
14	5/8	55		12,00m	0		0	0				634,00	-	
16	5/8	65	114,02	TOTAL (Kg)								15.200,8	-	
18	3/4	75												
20	3/4	80												
22	7/8	90												
25-32														
TOTAL =				114,02	TOTAL =		15.200,78 KG				334,42 qq			



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECÁNICA

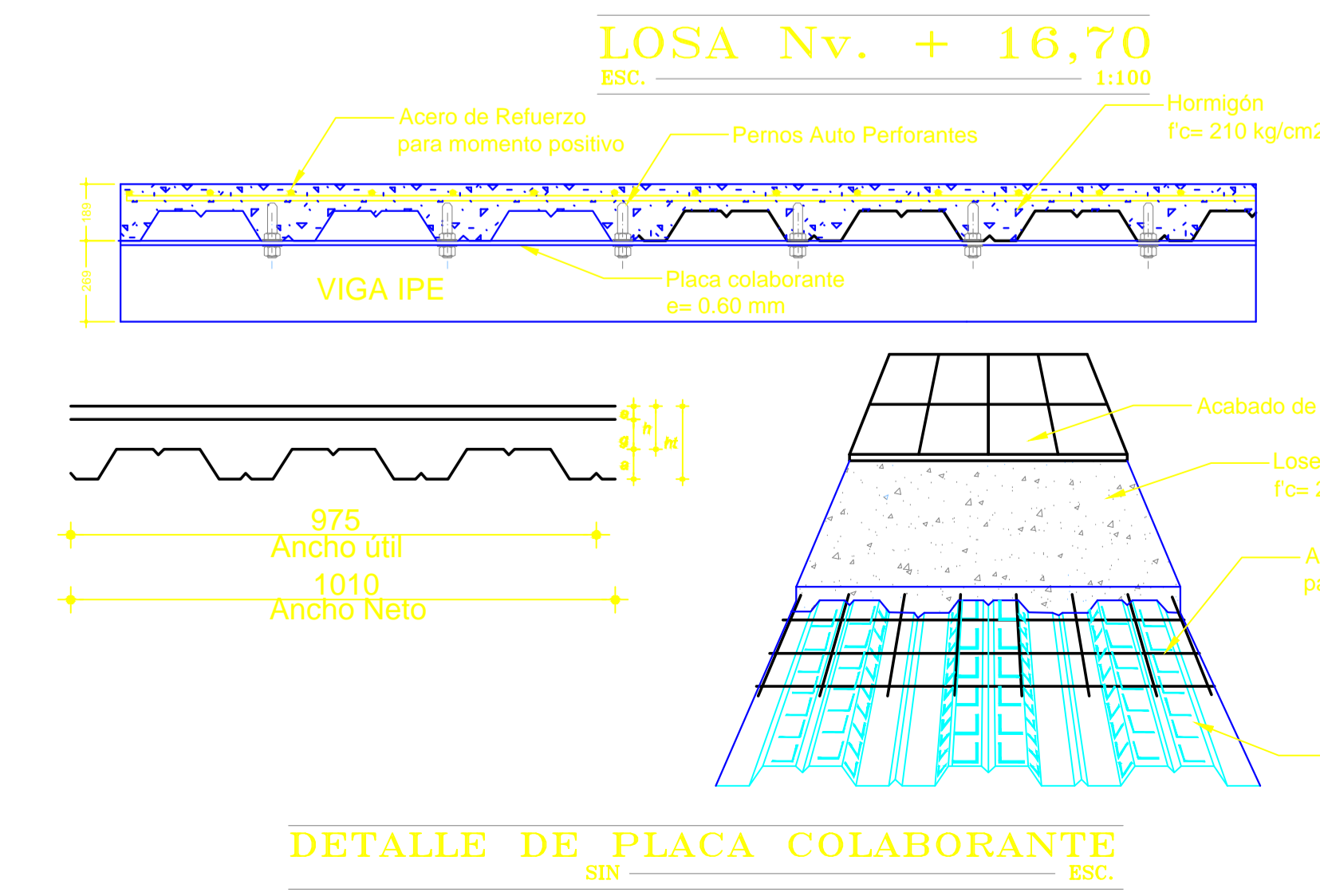
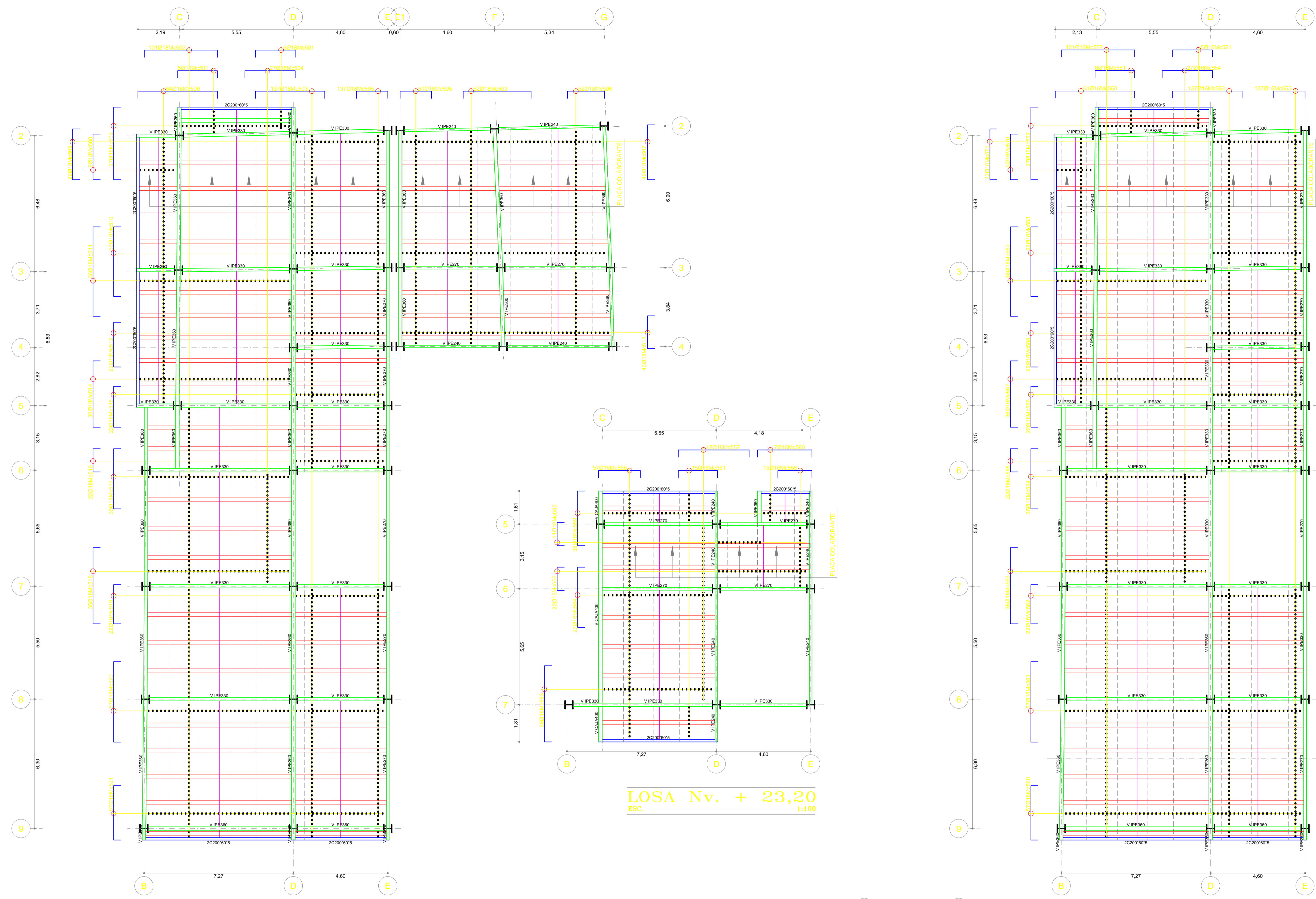
PROYECTO: ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METALICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO.

CONTIENE: LOSA Nv. +10,20 m y Nv. + 13,45 m

FECHA: ENERO/2015 DIBUJO: ANA GABRIELA GARZÓN FREIRE BORRASADA UBICACION: QUITO ESCALA: INDICADAS

CALCULO: ANA GABRIELA GARZÓN FREIRE BORRASADA REVISO Y APROBO: ING. CARLOS NAVARRO LAMINA: 7-8E

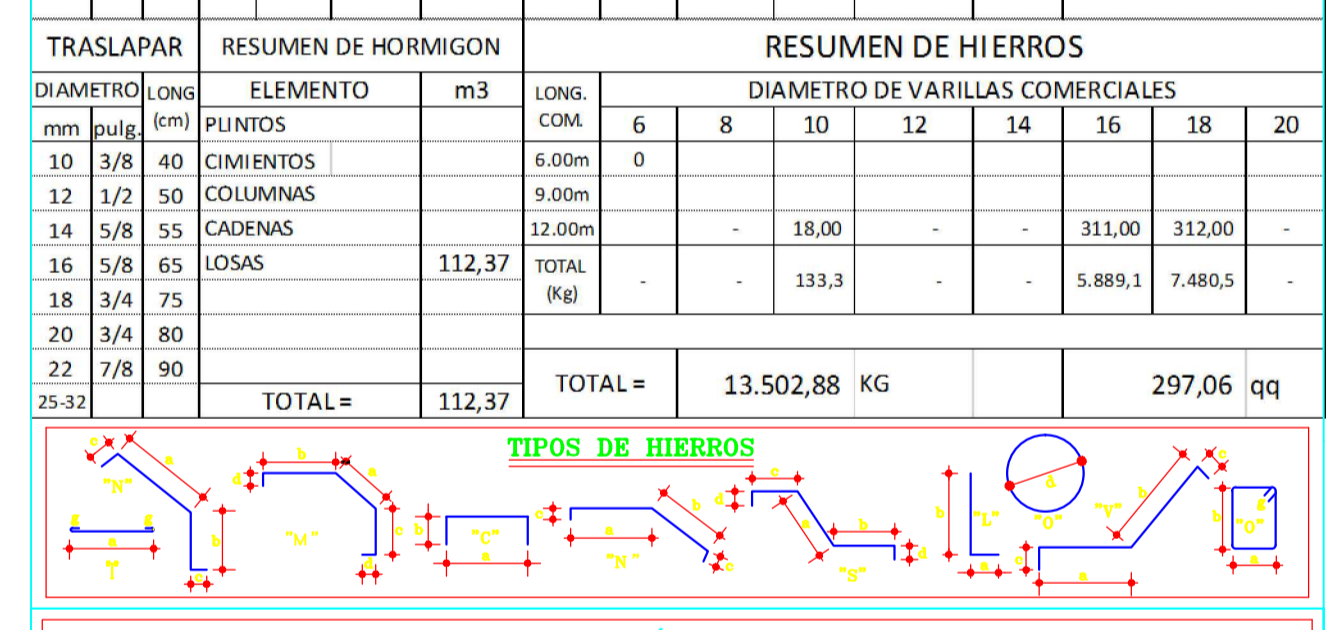
SELLOS



PLANILLA DE HIERROS

Mc	Tipo	Ø	#	DIMENSIONES						LONG. DESA.	LONG. VAR.	# VARILL.	OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e	g				
PLACA DECK Nv. + 16,70 m													
500	C	18	64	3,87	0,10					4,07	12,00	32	-
501	C	18	11	1,93	0,10					2,13	12,00	4	t Mc 517
502	C	18	128	3,56	0,10					3,76	12,00	23	t Mc 500, Mc 520
503	C	18	189	3,35	0,10					3,55	12,00	63	s11*1,35
504	C	18	27	2,45	0,10					2,65	12,00	6	t Mc 500, Mc 511
505	C	18	188	1,51	0,10					1,71	12,00	25	t Mc 514, Mc 506
506	C	18	52	1,80	0,10					2,00	12,00	9	-
507	C	18	42	2,67	0,10					2,87	12,00	8	t Mc 511
508	C	18	9	2,20	0,10					2,40	12,00	-	t Mc 517
509	C	18	22	2,47	0,10					2,67	12,00	4	t Mc 511
510	C	18	66	3,40	0,10					3,60	12,00	22	-
511	C	18	35	3,71	0,10					3,91	12,00	11	-
512	C	18	22	2,18	0,10					2,38	12,00	4	t Mc 517
513	C	18	43	1,60	0,10					1,80	12,00	7	t Mc 515
514	C	18	36	3,23	0,10					3,43	12,00	12	-
515	C	18	22	2,00	0,10					2,20	12,00	5	-
516	C	18	22	1,13	0,10					1,33	12,00	-	t Mc 503
517	C	18	35	2,93	0,10					3,13	12,00	12	-
518	C	18	35	3,71	0,10					3,91	12,00	11	t Mc 520
519	C	18	22	1,51	0,10					1,71	12,00	4	t Mc 515
520	C	18	57	3,92	0,10					4,12	12,00	29	-
521	C	18	57	2,65	0,10					2,85	12,00	14	t Mc 511
PLACA DECK Nv. + 19,95 m													
550	C	16	64	3,87	0,10					4,07	12,00	32	-
551	C	16	11	1,93	0,10					2,13	12,00	2	t Mc 569
552	C	16	128	3,56	0,10					3,76	12,00	22	t Mc 550, Mc 561
553	C	16	159	3,35	0,10					3,55	12,00	53	s31*1,35
554	C	16	27	2,45	0,10					2,65	12,00	6	t Mc 564
555	C	16	137	1,51	0,10					1,71	12,00	18	t Mc 567
560	C	16	57	2,65	0,10					2,85	12,00	12	t Mc 569
561	C	16	57	3,92	0,10					4,12	12,00	29	-
562	C	16	22	1,91	0,10					2,11	12,00	3	t Mc 564
563	C	16	35	3,71	0,10					3,91	12,00	12	s11*4,18
564	C	16	35	2,93	0,10					3,13	12,00	12	s11*3,54
565	C	16	22	1,13	0,10					1,33	12,00	-	t Mc 553
566	C	16	22	2,00	0,10					2,20	12,00	4	t Mc 564
567	C	16	36	3,23	0,10					3,43	12,00	12	s11*1,71
568	C	16	22	2,18	0,10					2,38	12,00	4	t Mc 569
569	C	16	35	4,35	0,10					4,55	12,00	18	-
570	C	16	9	2,20	0,10					2,40	12,00	1	t Mc 569
571	C	16	22	2,47	0,10					2,67	12,00	4	t Mc 569
PLACA DECK Nv. + 23,20 m													
551	C	16	15	1,93	0,10					2,13	12,00	5	s3*1,35
556	C	16	57	2,04	0,10					2,24	12,00	10	t Mc 564
557	C	16	42	3,45	0,10					3,65	12,00	14	-
558	C	16	15	1,56	0,10					1,76	12,00	2	t Mc 564
559	C	16	38	2,56	0,10					2,76	12,00	10	-
560	C	16	7	2,65	0,10					2,85	12,00	1	t Mc 559, Mc 563
563	C	16	35	3,71	0,10					3,91	12,00	12	-
564	C	16	27	2,93	0,10					3,13	12,00	9	-
565	C	16	33	1,13	0,10					1,33	12,00	4	s11*4,02
590	C	10	56	1,60	0,10					1,80	12,00	2	t Mc 591, s11*3,00
591	C	10	46	1,94	0,10					2,14	12,00	16	s11*5,58

TRASLAPAR	RESUMEN DE HORMIGON	RESUMEN DE HIERROS
DIAMETRO	ELEMENTO	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES
mm	m³	6 8 10 12 14 16 18 20
10	3/8	0
12	1/2	9,00m
14	5/8	12,00m
16	5/8	18,00m
18	3/4	133,3
20	3/4	-
22	7/8	-
25-32	TOTAL =	TOTAL =
	112,37	13.502,88 KG
		297,06 qq

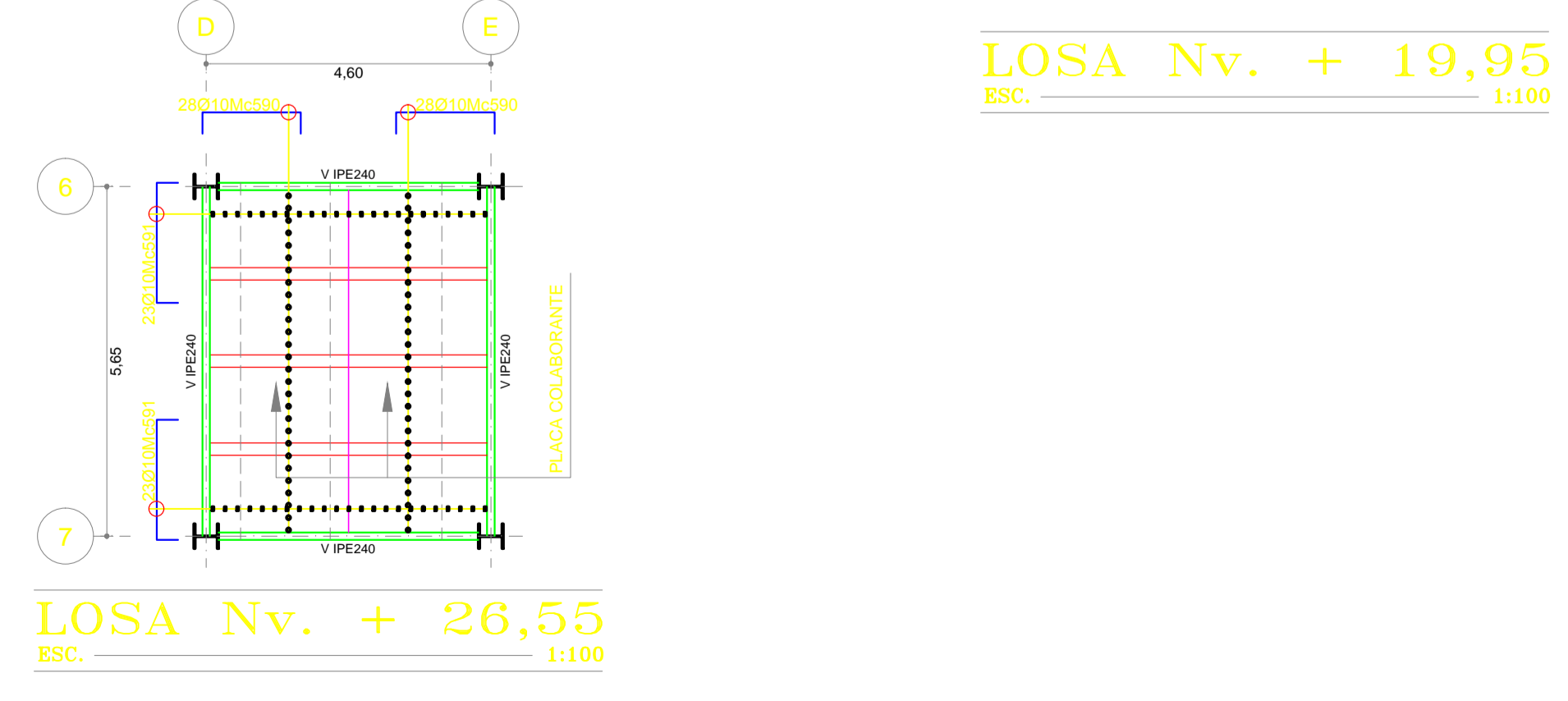


UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

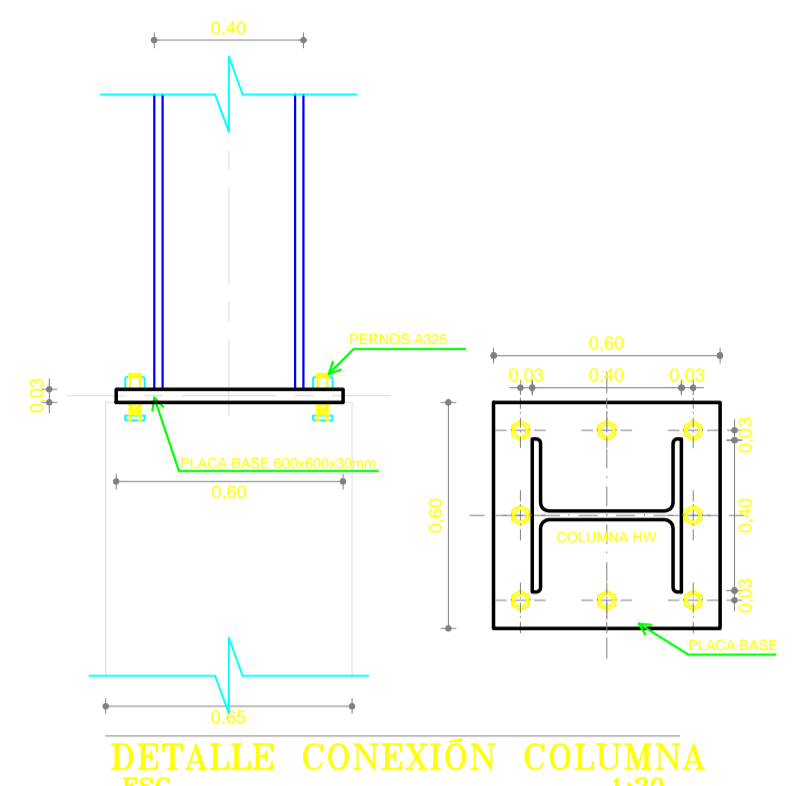
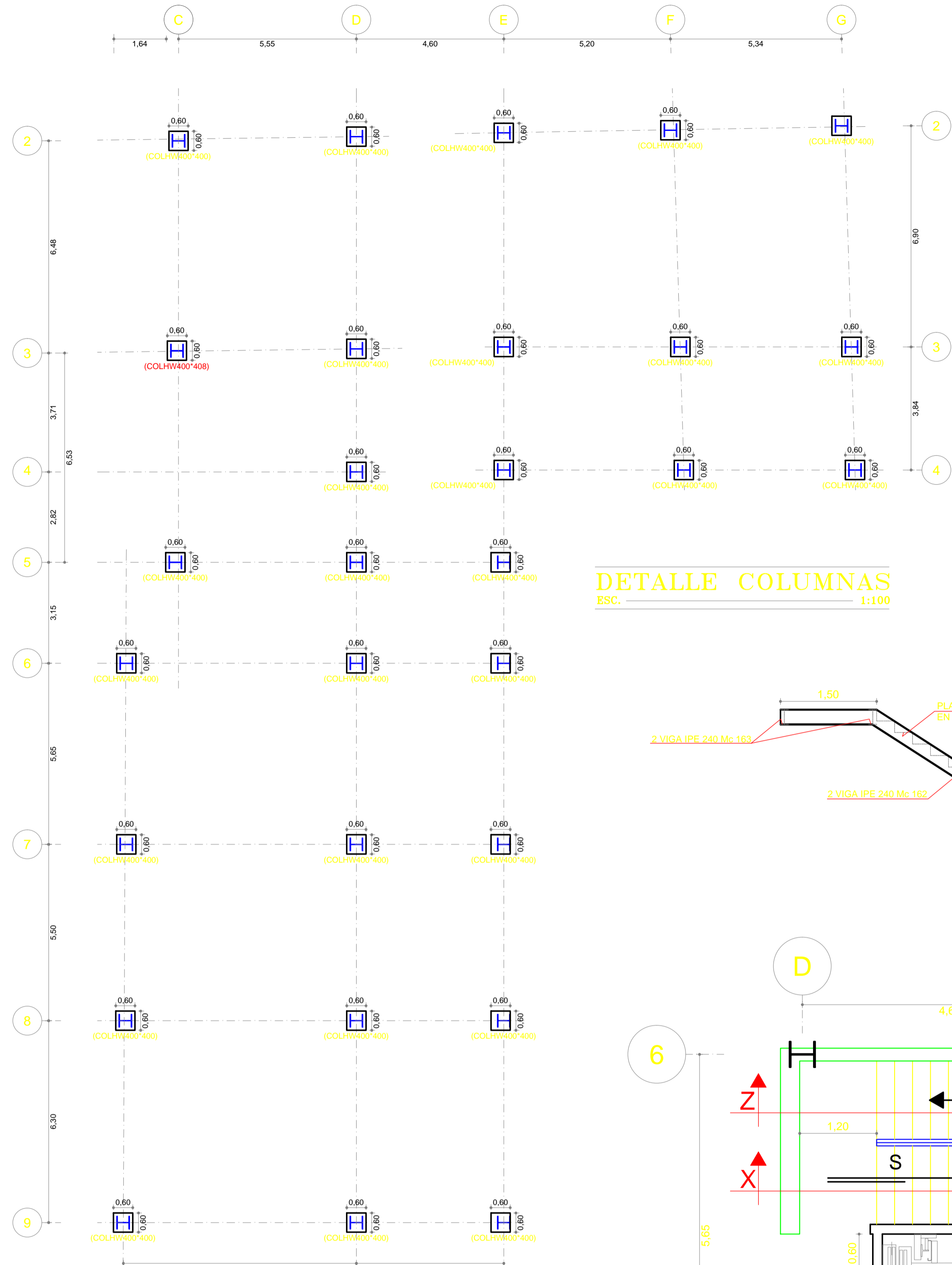
PROYECTO: ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METALICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO*.

CONTIENE: Losa Nv. +16,70 m, Nv. + 19,95 m, Nv. + 23,20 m y Nv. + 26,55 m

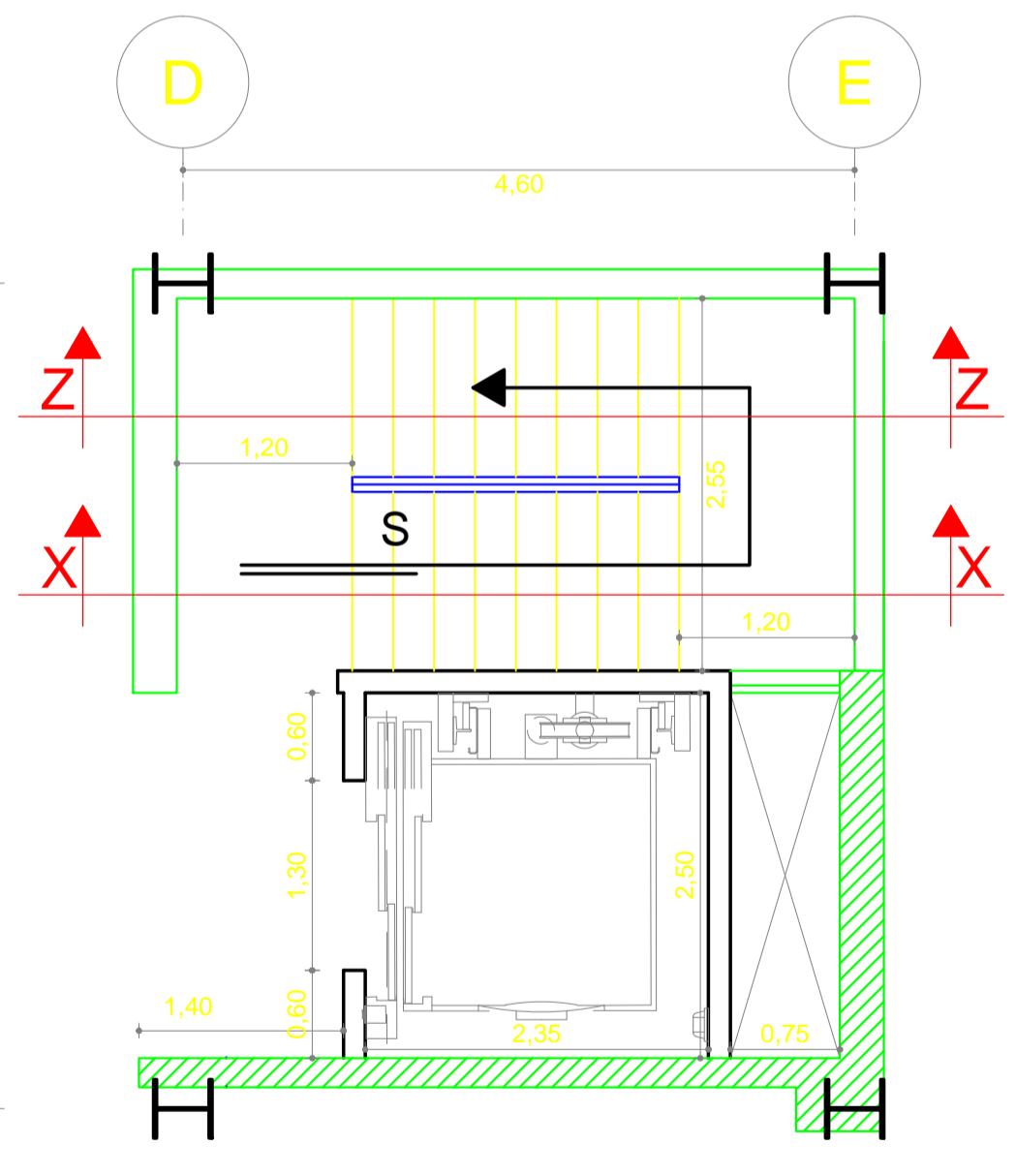
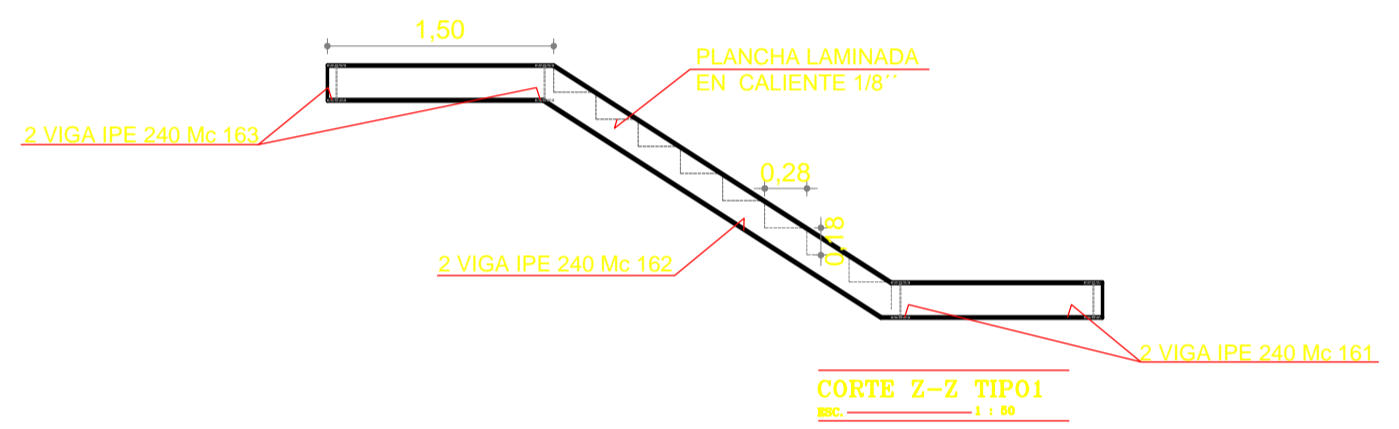
FECHA: ENERO/2015	DIBUJO: ANA GABRIELA GARZÓN FREIRE EGRESADA	UBICACION: QUITO	ESCALA: INDICADAS
CALCULO: ANA GABRIELA GARZÓN FREIRE EGRESADA	REVISO Y APROBO: ING. CARLOS NAVARRO	LAMINA 8-8E	



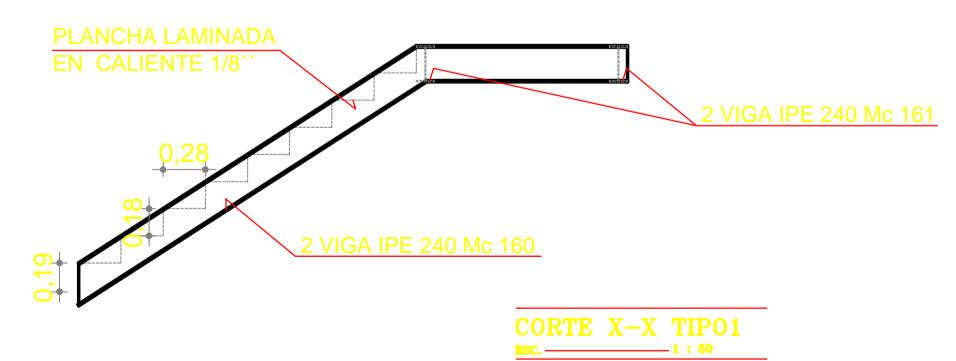
DETALLE DE PLACA COLABORANTE
SIN ESC.



DETALLE COLUMNAS ESC. 1:100



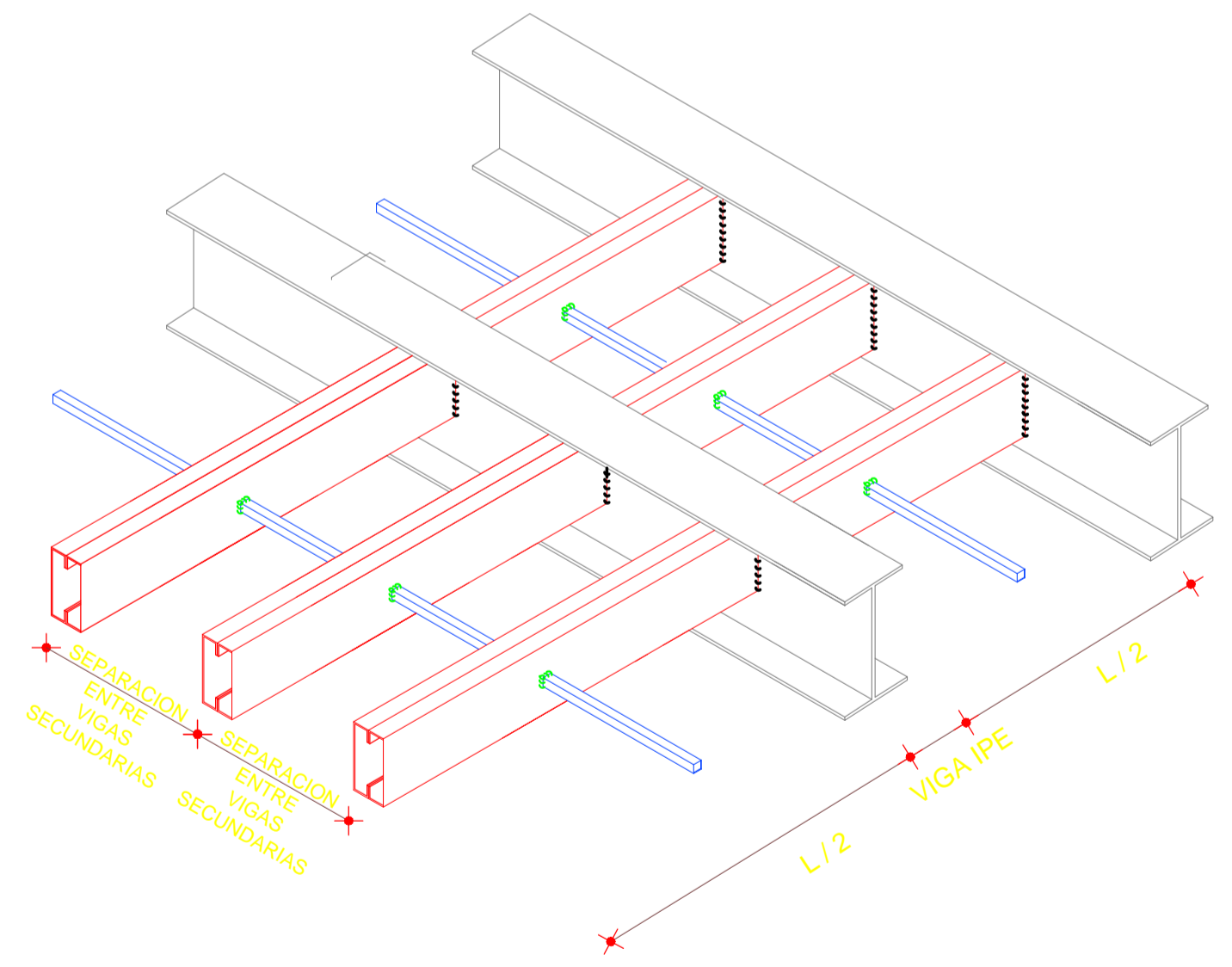
IMPLANTACION GRADA TIPO ESC. 1:50



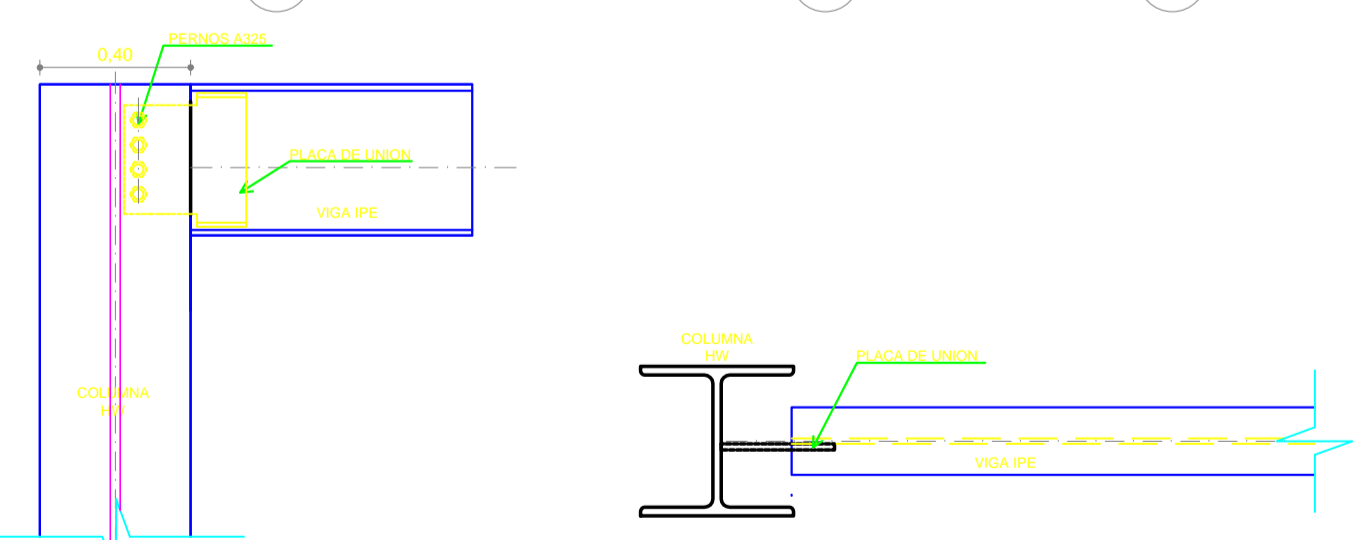
CORTE X-X TIPO1 ESC. 1:100

CUADRO DE COLUMNAS					
EJES	D(6.7),E(6.7)	C5,D5,E5,B7	C2,D2,E2,F(8.9),E(8.3),F(8.9),B(6.8,9)	C3	F(2,3,4),G(2,3,4)
# DE COLUMNAS	4	4	14	1	6
TIPO	COLHW400*400	COLHW400*400	COLHW400*400	COLHW400*408	COLHW400*400

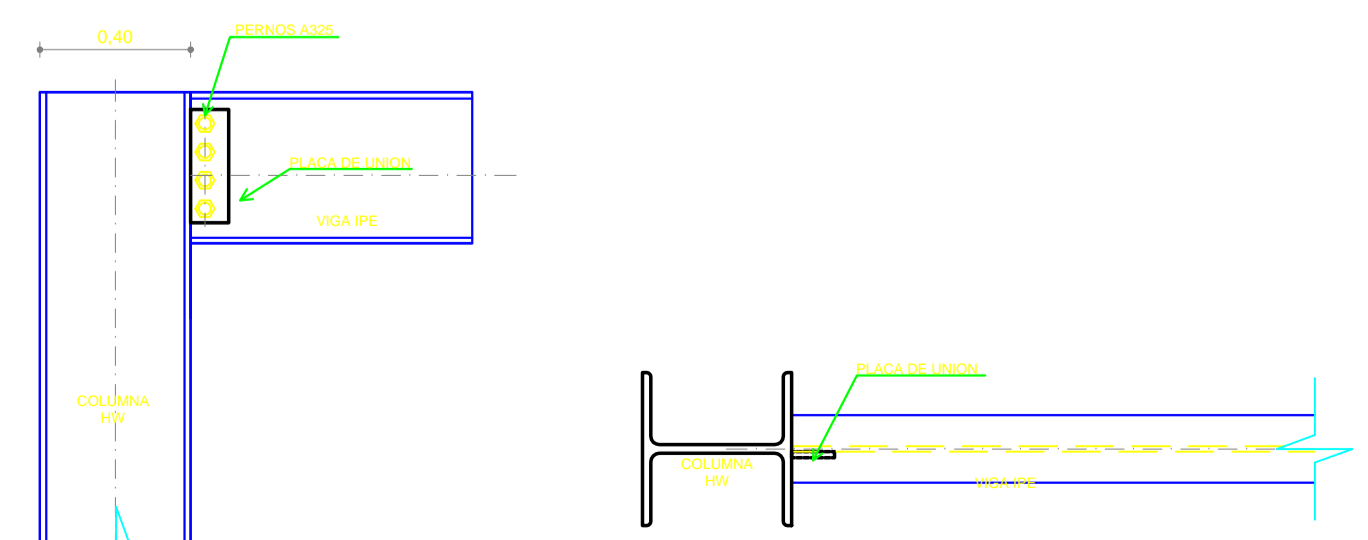
Nv.+26.55					
Nv.+23.20					
Nv.+19.95					
Nv.+16.70					
Nv.+13.45					
Nv.+10.20					
Nv.+6.95					
Nv.+3.70					
Nv.+0.45					



DETALLES VIGAS SECUNDARIAS Y RIGIDIZADOR SIN ESC.



DETALLE CONEXIÓN VIGA-ALMA COLUMNA ESC. 1:20



DETALLE CONEXIÓN VIGA-ALA COLUMNA ESC. 1:20

PLANILLA ELEMENTOS ESTRUCTURALES													
COLUMNAS													
Mc	Tipo	#	LONA (m)	LONA DESA.	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)	Mc	Tipo	#	LONA (m)	LONA DESA.	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)
C1	HW 400*400	4	26.10	104.40	172.00	17956.80							
C2	HW 400*400	4	22.75	91.00	172.00	15652.00							
C3	HW 400*400	14	19.50	273.00	172.00	46956.00							
C4	HW 400*408	1	19.50	19.50	197.00	3841.50							
C5	HW 400*400	6	16.25	97.50	172.00	16770.00							

ESCALERAS, Nv.+3.70, Nv.+6.95, Nv.+10.20, Nv.+13.45, Nv.+16.70, Nv.+19.95 y Nv.+23.20													
160	IPE 240	14	4.10	57.40	30.70	1762.18							
161	IPE 240	28	2.75	77.00	30.70	2363.90							
162	IPE 240	14	5.60	78.40	30.70	2406.88							

PLACAS DE UNION COLUMNAS													
Mc	#	a	b	e	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)	Mc	#	a	b	e	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)
180	29	0.6	0.60	0.03	84.67	2455.49							

RESUMEN DE ACERO A 36									
PLANILLA Nv. + 3.70 m =			110164.75	kg	TOTAL =	110164.75	kg		

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

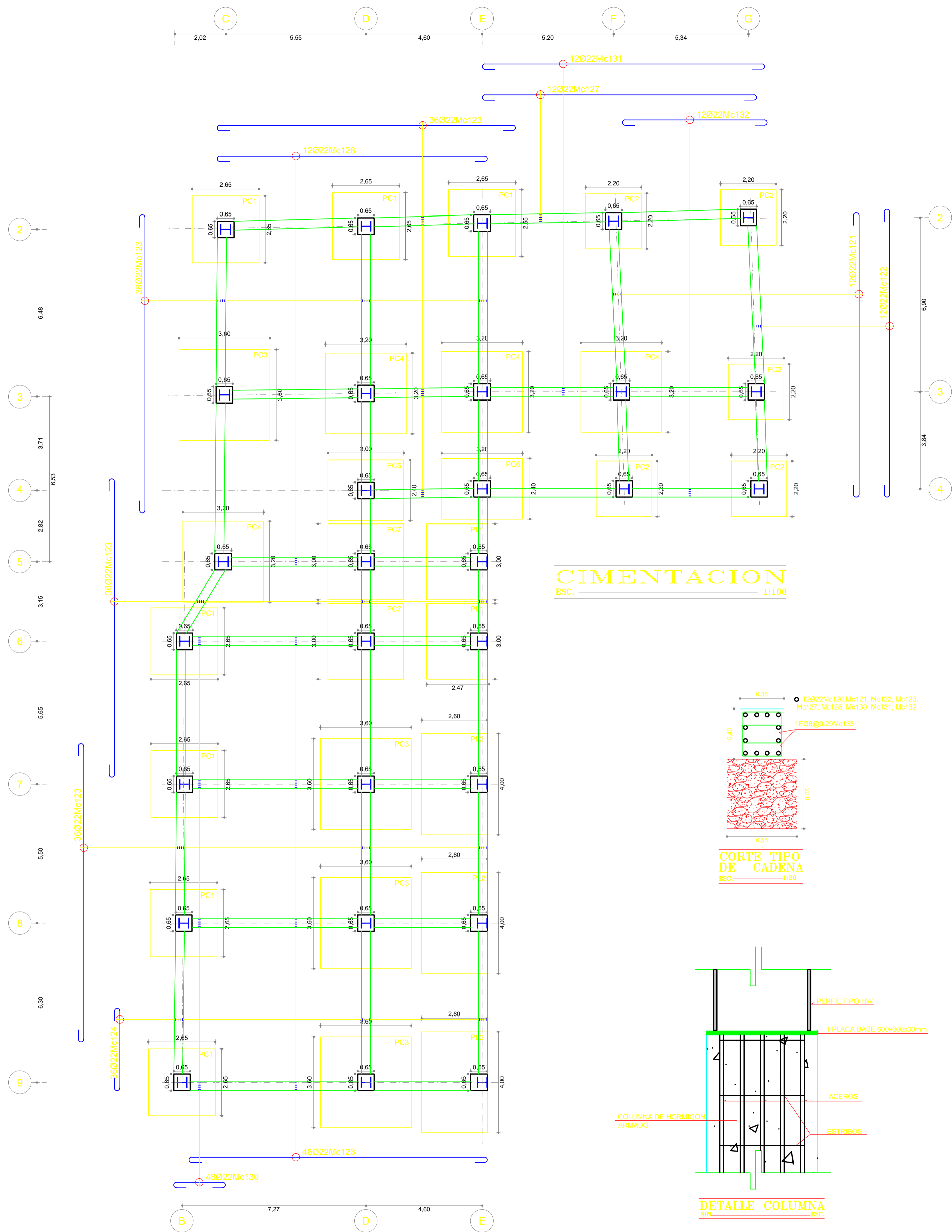
PROYECTO: ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METALICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO.

CONTIENE: IMPLANTACION PLACAS Y COLUMNAS DE ACERO, CUADRO DE COLUMNAS, GRADAS, CORTES, DETALLES CONEXIONES Y UNION VIGAS.

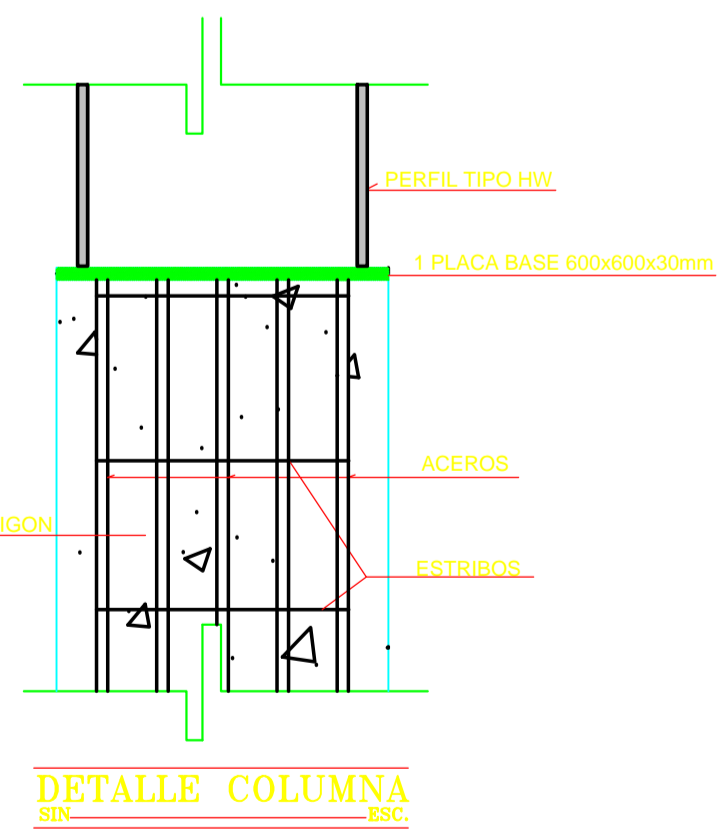
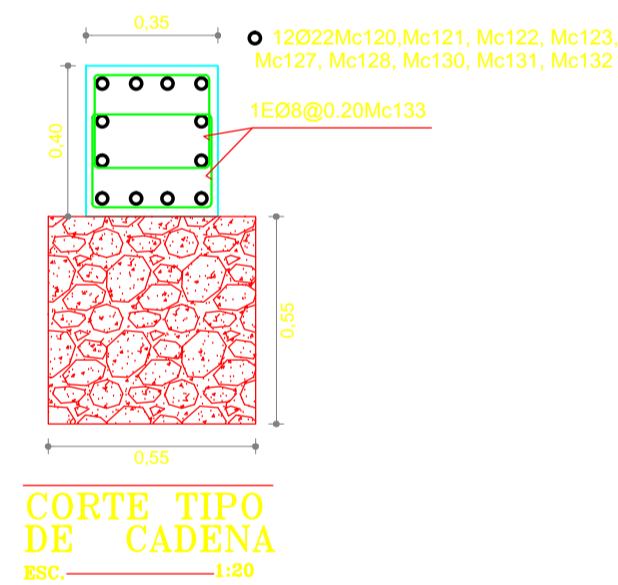
FECHA: ENERO/2015 DIBUJO: ANA GABRIELA GARZÓN PERIRE ESCRIBIDA UBICACION: QUITO ESCALA: INDICADAS

CALCULO: ANA GABRIELA GARZÓN PERIRE ESCRIBIDA REVISO Y APROBO: ING. CARLOS NAVARRO LAMINA 1-8E2

SELLOS

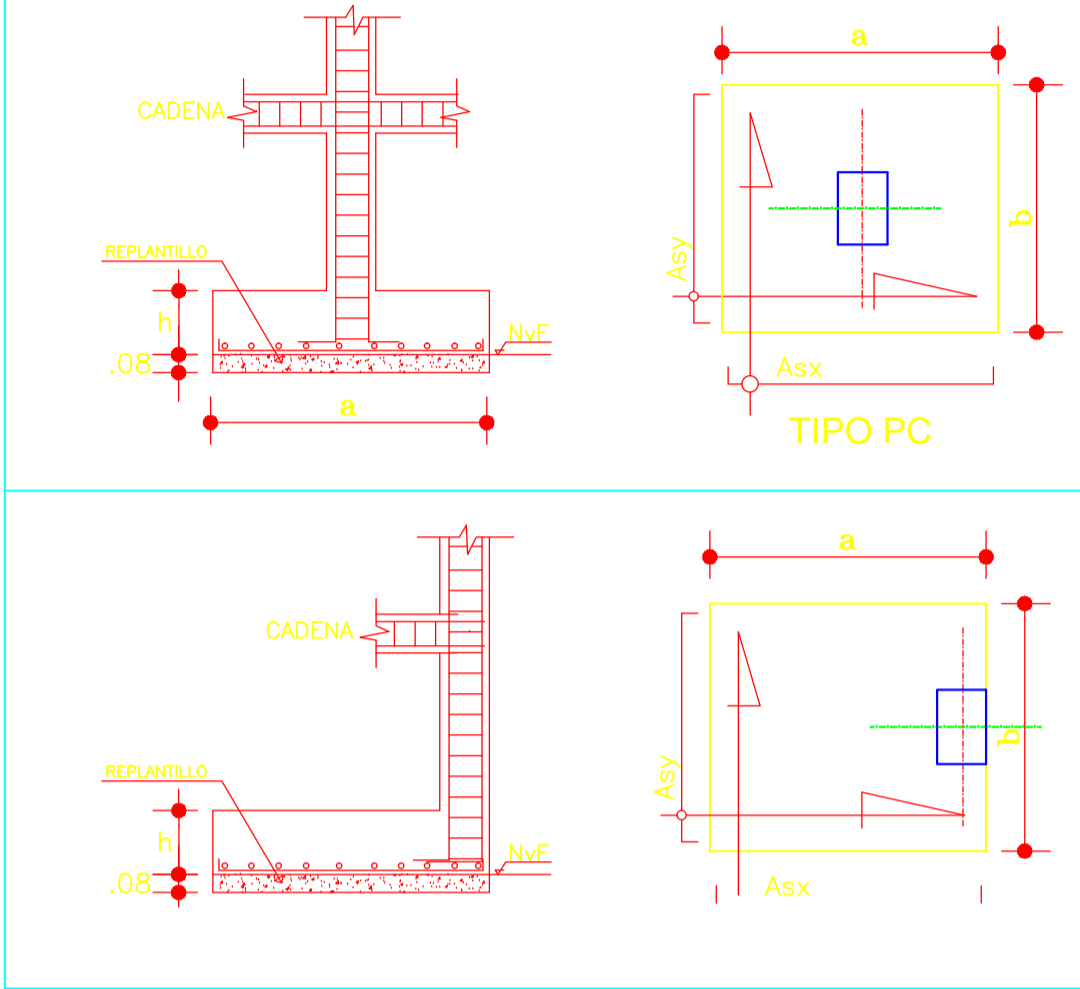


CIMENTACION
ESC. 1:100



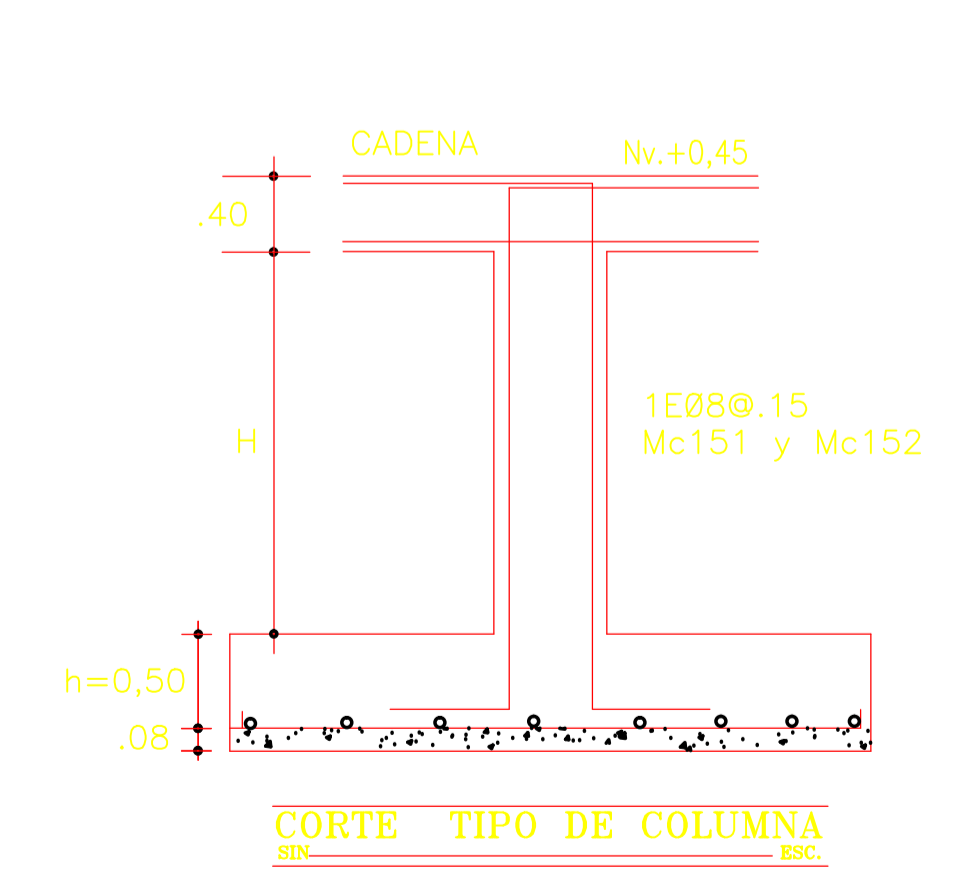
CUADRO DE PLINTOS

UBICACION	#	TIPO	DIMENSIONES				ARMADURA	
			a	b	h	NvF	Asx	Asy
C2, D2, E2, B6, B7, B8, B9	7	PC1	2,65	2,65	0,50	2,00	1Ø18@17,5 Mc100	1Ø18@17,5 Mc100
F2, F4, G2, G3, G4	5	PC2	2,20	2,20	0,50	2,00	1Ø18@17,5 Mc101	1Ø18@17,5 Mc101
C3, D7, D8, D9	4	PC3	3,60	3,60	0,50	2,00	1Ø18@17,5 Mc106	1Ø18@17,5 Mc106
B3, E3, F3, C5	4	PC4	3,20	3,20	0,50	2,00	1Ø18@17,5 Mc102	1Ø18@17,5 Mc102
D4	1	PC5	3,00	2,40	0,50	2,00	1Ø18@17,5 Mc111	1Ø18@17,5 Mc110
E4	1	PC6	3,20	2,40	0,50	2,00	1Ø18@17,5 Mc102	1Ø18@17,5 Mc110
D5, D6	2	PC7	3,00	3,00	0,50	2,00	1Ø18@17,5 Mc111	1Ø18@17,5 Mc111
E5, E6	2	PL1	2,40	3,00	0,50	2,00	1Ø18@17,5 Mc110	1Ø18@17,5 Mc111
E7, E8, E9	3	PL2	2,60	4,00	0,50	2,00	1Ø18@17,5 Mc112	1Ø18@17,5 Mc104



CUADRO DE COLUMNAS

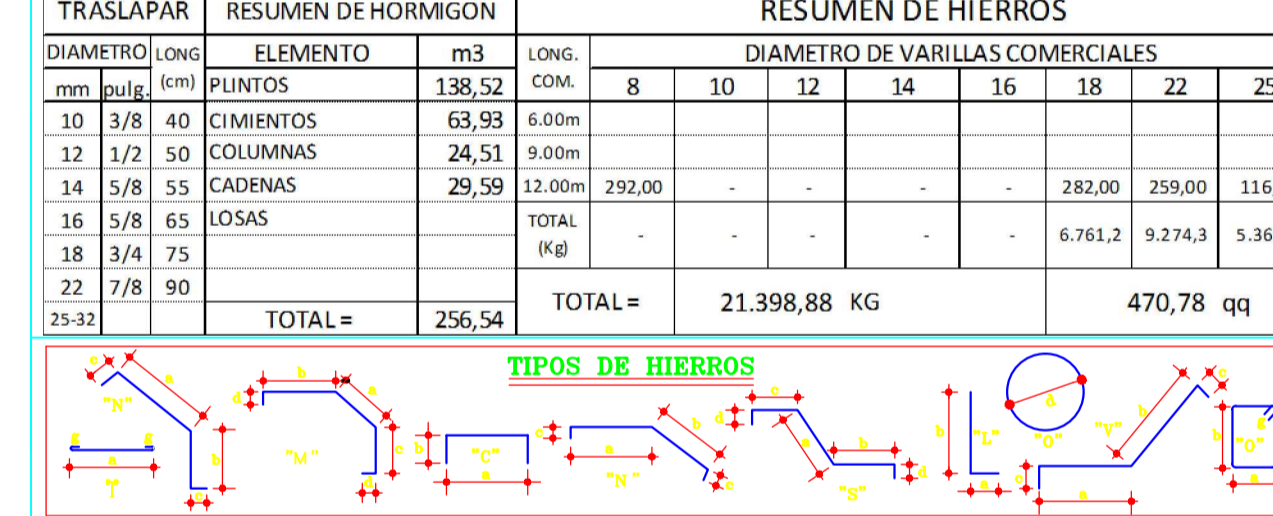
DIAMETRO	LONG.	ELEMENTO	m3	LONG. COM.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES							
mm pulg.	ftm				8	10	12	14	16	18	22	25
10	3/8	40 PLINTOS	138,52	6,00m								
12	1/2	50 COLUMNAS	24,51	9,00m								
14	5/8	55 CADENAS	29,59	12,00m	292,00					282,00	259,00	116,00
16	5/8	65 LOSAS								6.761,2	9.274,3	5.363,4
18	3/4	75										
22	7/8	90										
25-32		TOTAL =	256,54		TOTAL = 21.398,88 KG 470,78 qq							



PLANILLA DE HIERROS

Mc	Tipo	Ø	#	DIMENSIONES					LONG. DESA.	LONG. VAR.	# VARILL.	OBSERVACIONES	
				a	b	c	d	e					
CIMENTACION													
100	I	18	224	2,60					0,15	2,90	12,00	56	-
101	I	18	130	2,15					0,15	2,45	12,00	32	+Mc 111
102	I	18	167	3,15					0,15	3,45	12,00	48	+Mc 104
104	I	18	48	3,95					0,15	4,25	12,00	24	-
106	I	18	168	3,55					0,15	3,85	12,00	56	-
110	I	18	73	2,35					0,15	2,65	12,00	-	+Mc 111
111	I	18	117	2,95					0,15	3,25	12,00	58	+Mc 104
112	I	18	72	2,55					0,15	2,85	12,00	8	+Mc 111
CADENA DE AMARRE													
121	I	22	12	11,24					0,10	11,44	12,00	12	-
122	I	22	12	11,39					0,10	11,59	12,00	12	-
123	I	22	192	11,80					0,10	12,00	12,00	192	-
124	I	22	36	3,25					0,10	3,45	12,00	9	-
127	I	22	12	10,88					0,10	11,08	12,00	12	-
128	I	22	12	10,68					0,10	10,88	12,00	12	-
130	I	22	48	2,69					0,10	2,29	12,00	10	-
131	I	22	12	11,77					0,10	11,97	12,00	12	+1*5,31
132	I	22	12	5,73					0,10	5,93	12,00	6	-
133	O	8	1159	0,30	0,35				0,05	1,40	12,00	150	-
COLUMNAS													
150	L	25	580	2,00	0,40					2,40	12,00	116	-
151	O	8	377	0,60	0,60				0,05	1,82	12,00	95	+1*9,50
152	O	8	377	0,43	0,43				0,05	1,82	12,00	47	+Mc 151

TRASLAPAR				RESUMEN DE HORMIGON				RESUMEN DE HIERROS							
DIAMETRO	LONG.	ELEMENTO	m3	LONG. COM.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES										
mm pulg.	ftm				8	10	12	14	16	18	22	25			
10	3/8	40 PLINTOS	138,52	6,00m											
12	1/2	50 COLUMNAS	24,51	9,00m											
14	5/8	55 CADENAS	29,59	12,00m	292,00					282,00	259,00	116,00			
16	5/8	65 LOSAS								6.761,2	9.274,3	5.363,4			
18	3/4	75													
22	7/8	90													
25-32		TOTAL =	256,54		TOTAL = 21.398,88 KG 470,78 qq										

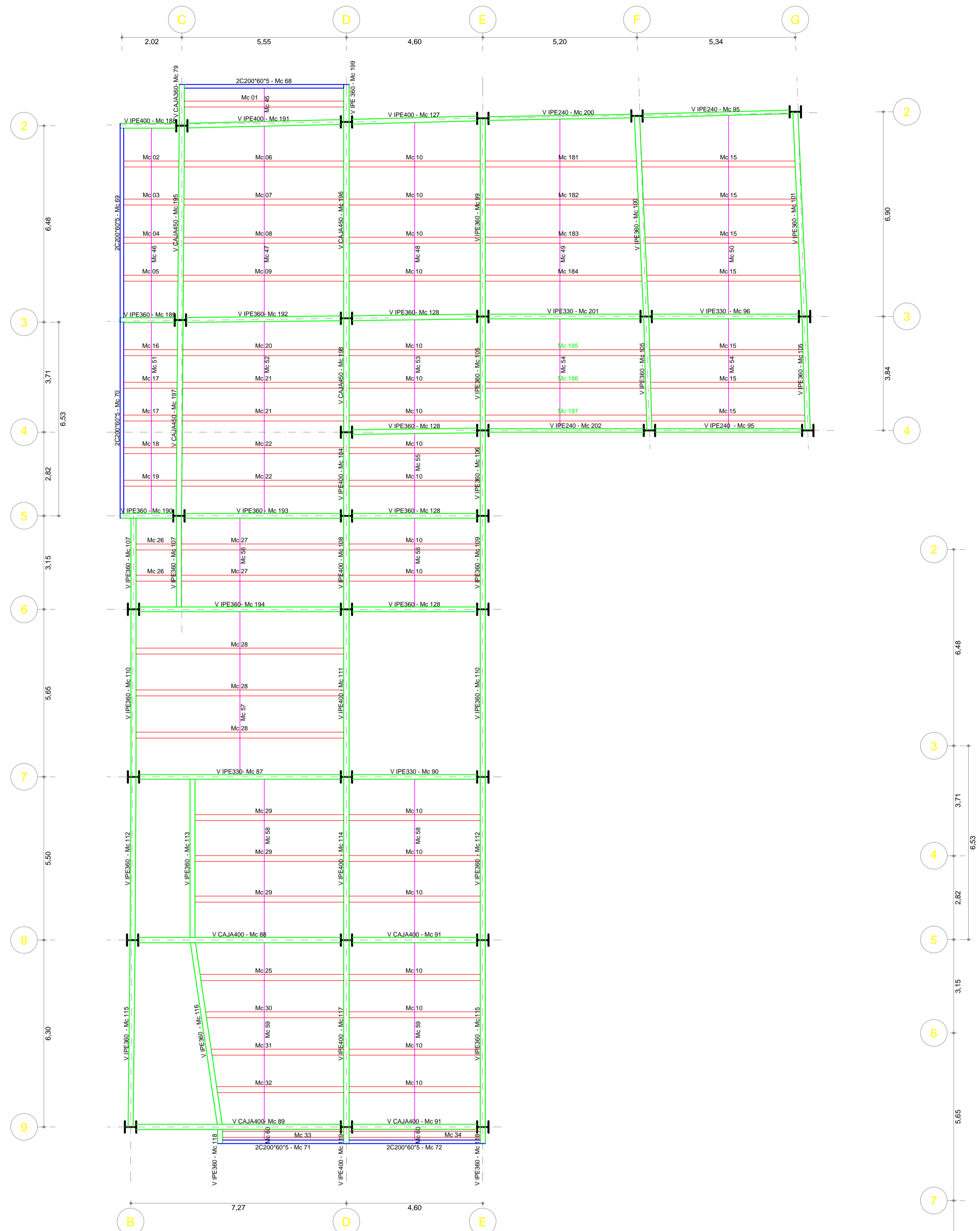


UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA

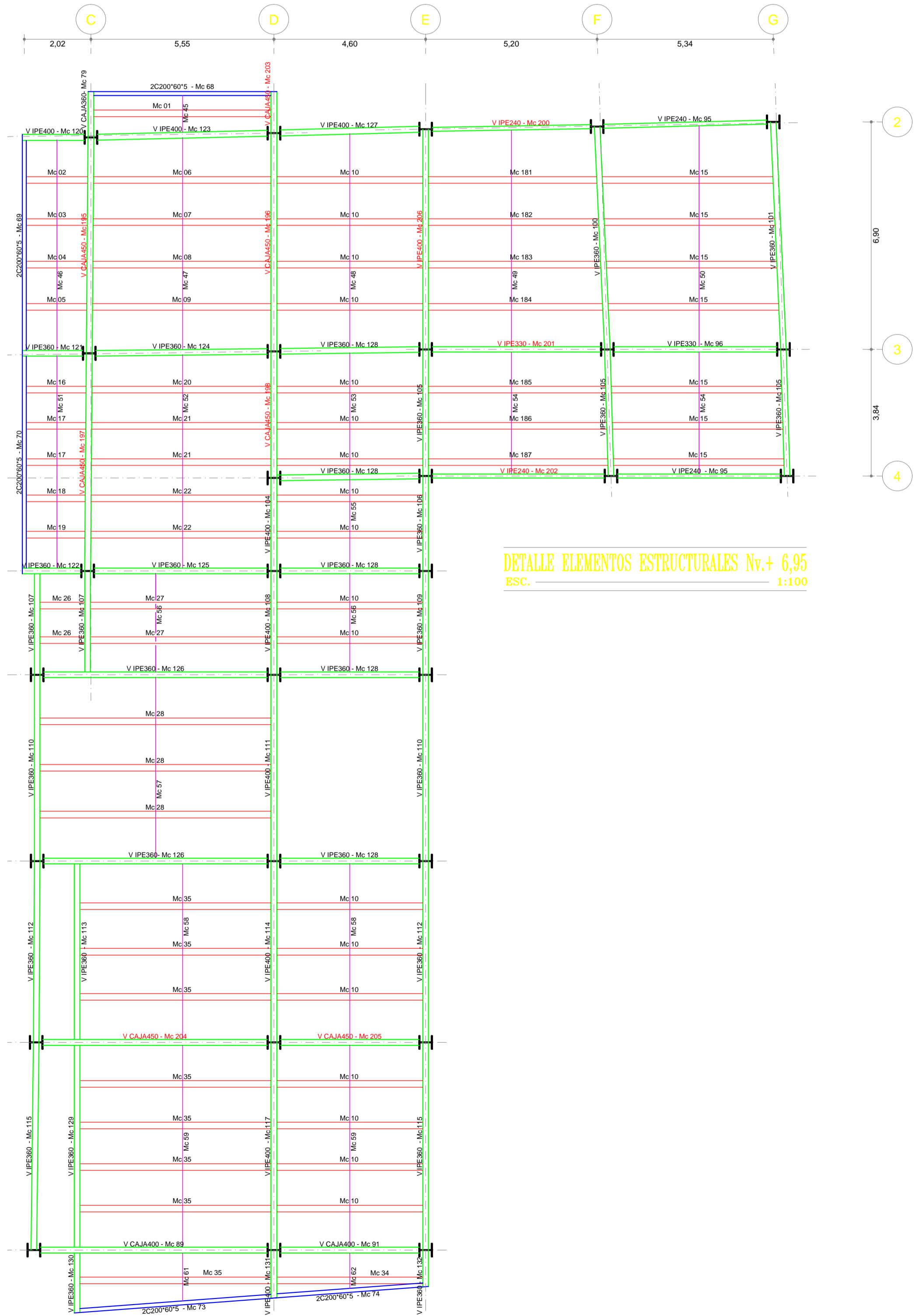
PROYECTO: ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METALICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO*.

CONTIENE: PLANTA DE CIMENTACION, CUADRO DE PLINTOS Y DETALLES.			
FECHA: ENERO/2015	DIBUJO: ANA GABRIELA GARZÓN FREIRE EGORSCALDA	UBICACION: QUITO	ESCALA: INDICADAS
CALCULO: ANA GABRIELA GARZÓN FREIRE EGORSCALDA	REVISO Y APROBO: ING. CARLOS NAVARRO	LAMINA 2-8E2	

SELLOS

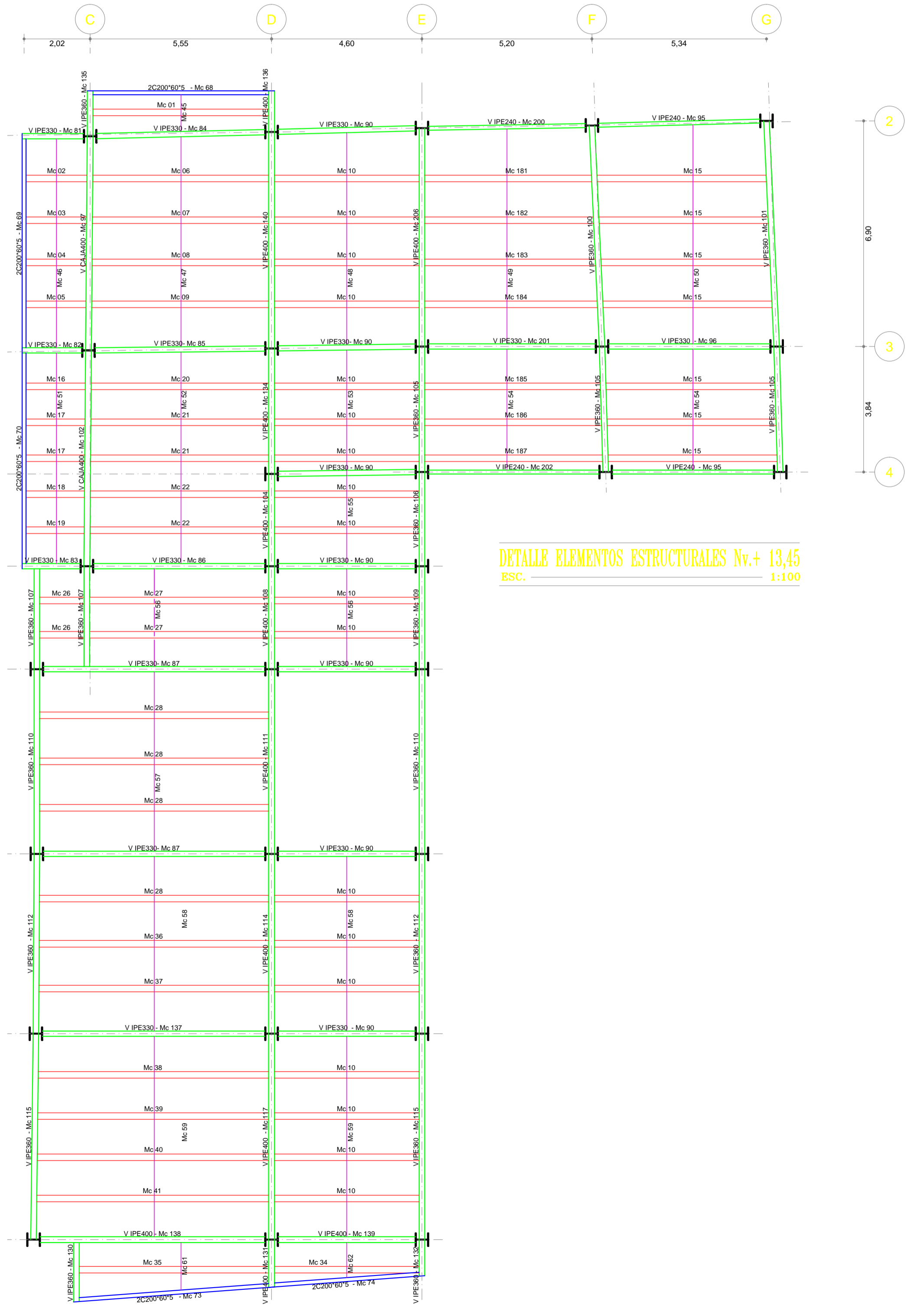
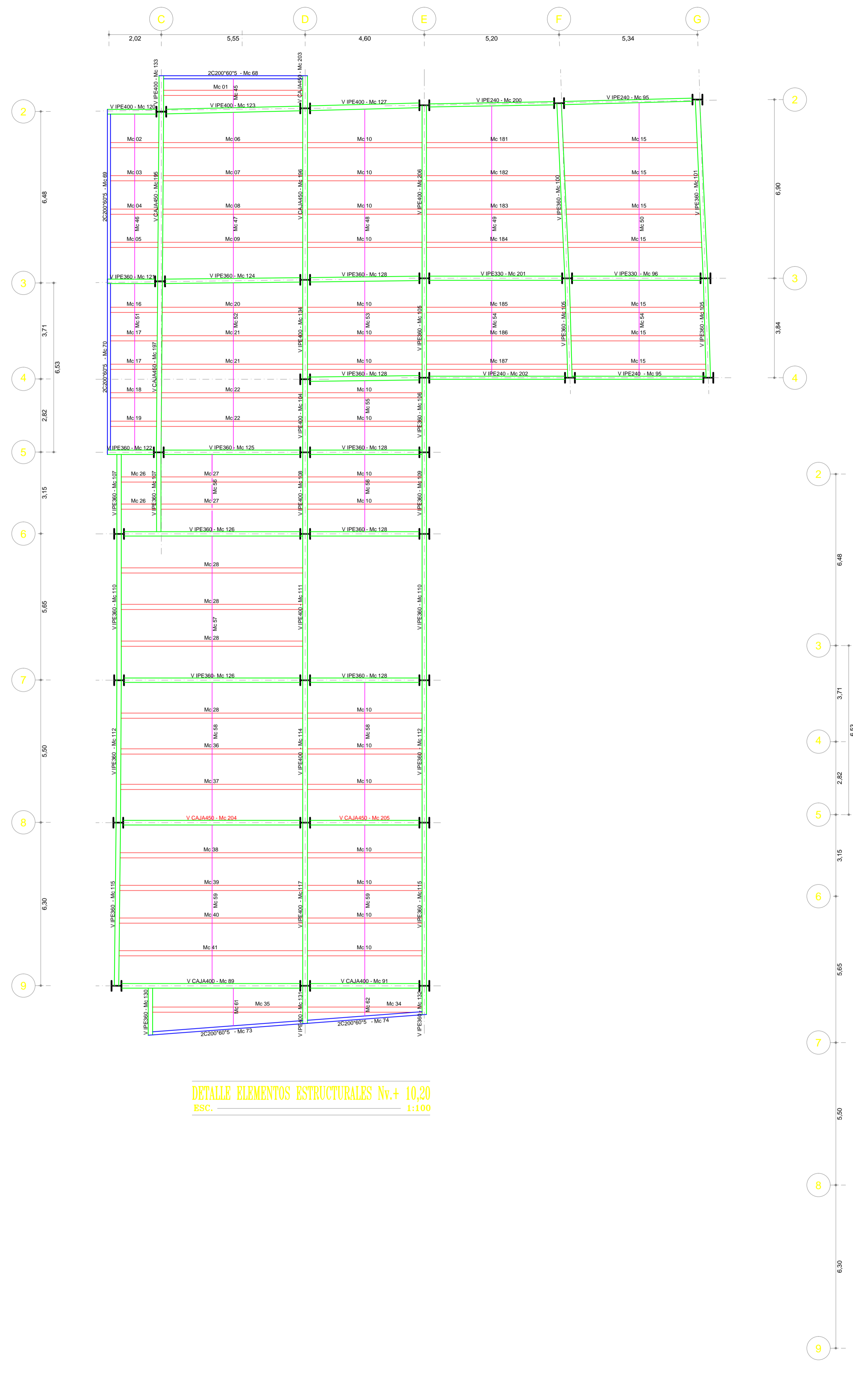


DETALLE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Nv.+ 3,70 ESC. 1:100

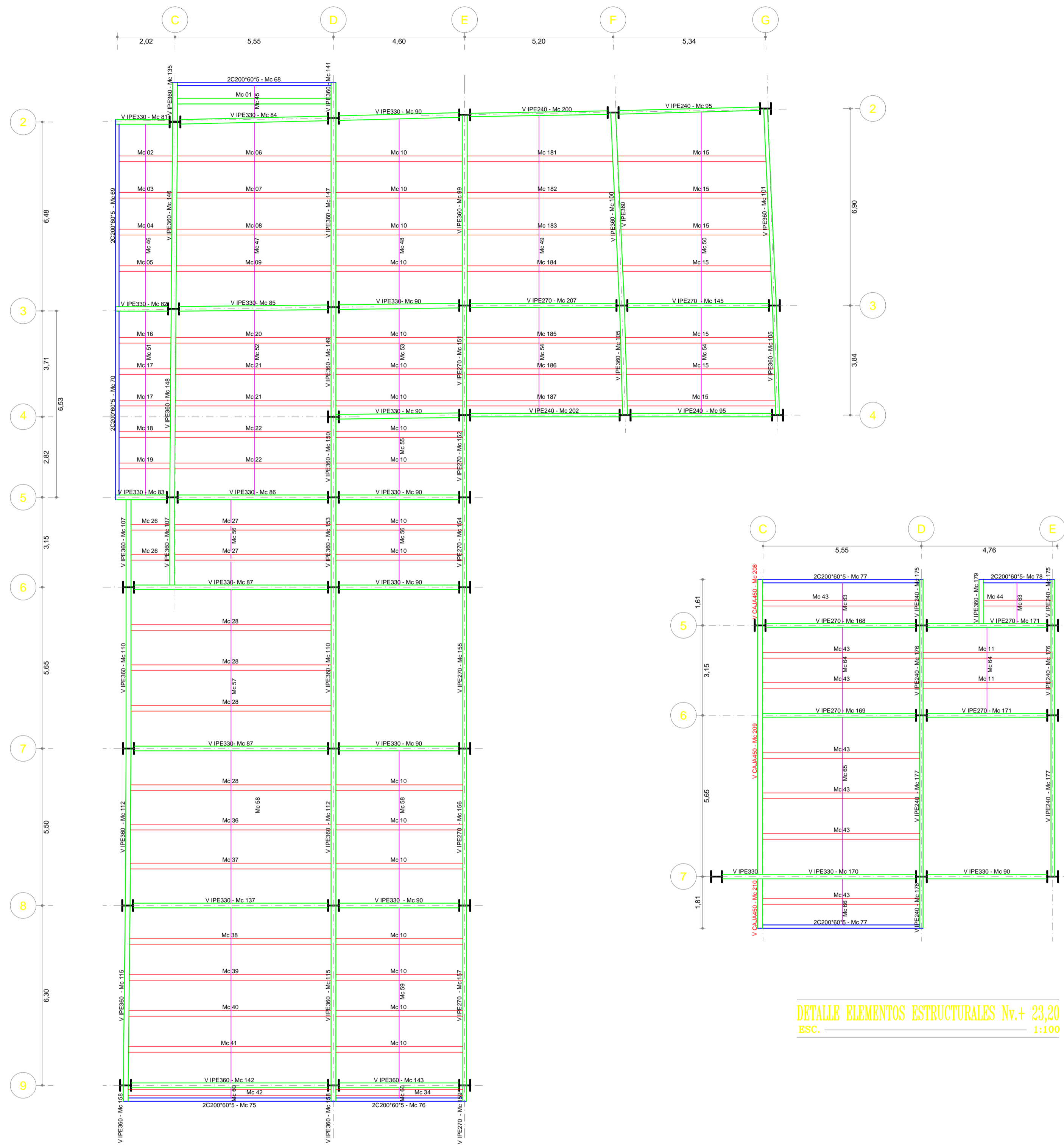


DETALLE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Nv.+ 6,95 ESC. 1:100

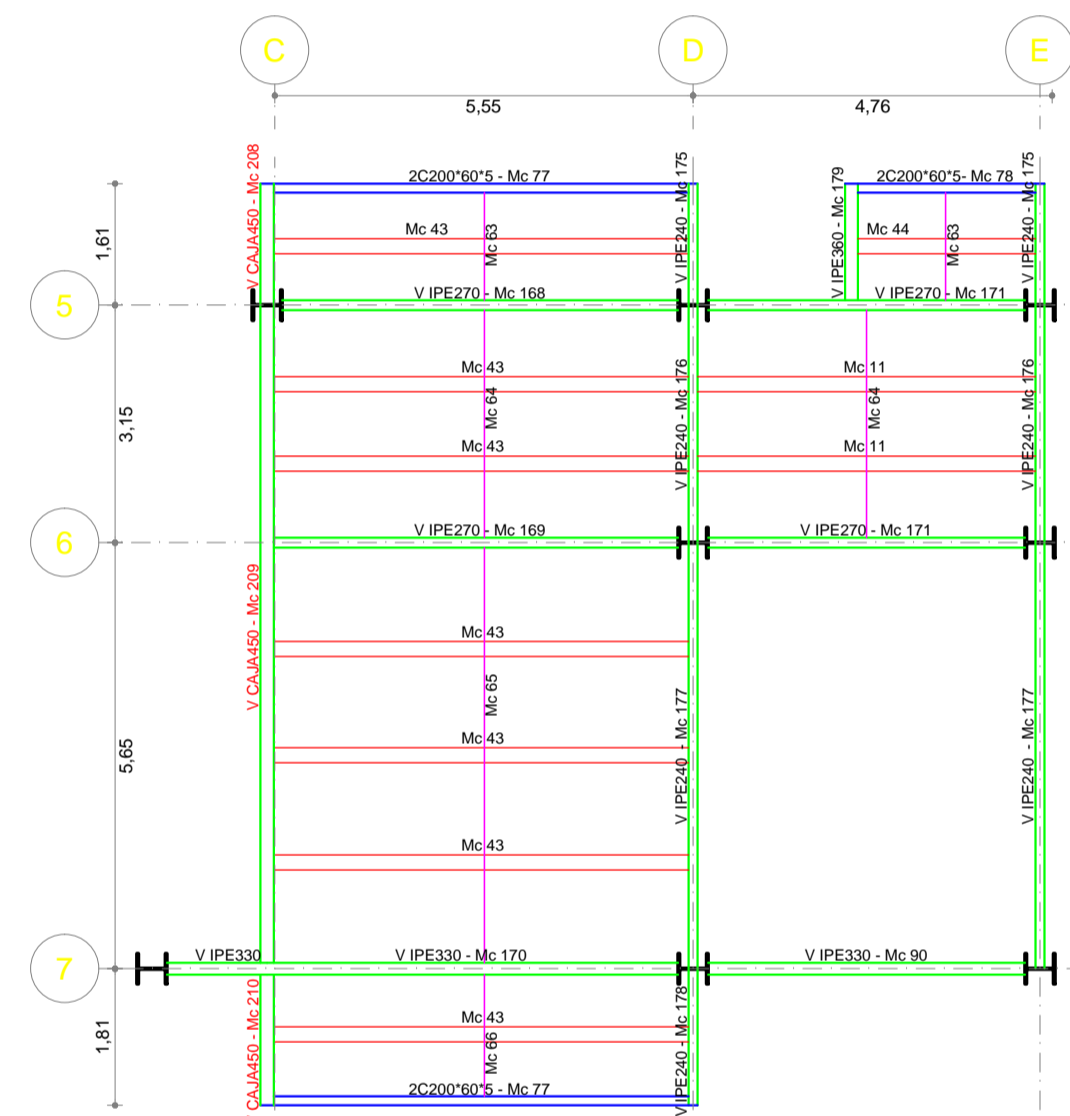
PLANILLA ELEMENTOS ESTRUCTURALES													
Nv. + 3,70 m						Nv. + 6,95 m							
Mc	Tipo	#	LONG. (m)	LONG. DESA.	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)	Mc	Tipo	#	LONG. (m)	LONG. DESA.	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)
1	2G300*100*35*6	1	5,37	5,37	51,58	276,98	1	2G300*100*35*6	1	5,37	5,37	51,58	276,98
2	2G300*100*35*6	1	1,86	1,86	51,58	95,94	2	2G300*100*35*6	1	1,86	1,86	51,58	95,94
3	2G300*100*35*6	1	1,85	1,85	51,58	95,42	3	2G300*100*35*6	1	1,85	1,85	51,58	95,42
4	2G300*100*35*6	1	1,84	1,84	51,58	94,91	4	2G300*100*35*6	1	1,84	1,84	51,58	94,91
5	2G300*100*35*6	1	1,83	1,83	51,58	94,39	5	2G300*100*35*6	1	1,83	1,83	51,58	94,39
6	2G300*100*35*6	1	5,38	5,38	51,58	277,50	6	2G300*100*35*6	1	5,38	5,38	51,58	277,50
7	2G300*100*35*6	1	5,39	5,39	51,58	278,02	7	2G300*100*35*6	1	5,39	5,39	51,58	278,02
8	2G300*100*35*6	1	5,40	5,40	51,58	278,53	8	2G300*100*35*6	1	5,40	5,40	51,58	278,53
9	2G300*100*35*6	1	5,41	5,41	51,58	279,05	9	2G300*100*35*6	1	5,41	5,41	51,58	279,05
10	2G300*100*35*6	18	4,42	79,56	51,58	4103,70	10	2G300*100*35*6	18	4,42	79,56	51,58	4103,70
15	2G300*100*35*6	7	5,17	36,19	51,58	1866,68	15	2G300*100*35*6	7	5,17	36,19	51,58	1866,68
16	2G300*100*35*6	1	1,81	1,81	51,58	93,36	16	2G300*100*35*6	1	1,81	1,81	51,58	93,36
17	2G300*100*35*6	2	1,80	3,60	51,58	185,69	17	2G300*100*35*6	2	1,80	3,60	51,58	185,69
18	2G300*100*35*6	1	1,79	1,79	51,58	92,33	18	2G300*100*35*6	1	1,79	1,79	51,58	92,33
19	2G300*100*35*6	1	1,78	1,78	51,58	91,81	19	2G300*100*35*6	1	1,78	1,78	51,58	91,81
20	2G300*100*35*6	1	5,43	5,43	51,58	280,08	20	2G300*100*35*6	1	5,43	5,43	51,58	280,08
21	2G300*100*35*6	2	5,44	10,88	51,58	561,19	21	2G300*100*35*6	2	5,44	10,88	51,58	561,19
22	2G300*100*35*6	2	5,45	10,90	51,58	562,22	22	2G300*100*35*6	2	5,45	10,90	51,58	562,22
25	2G300*100*35*6	1	4,84	4,84	51,58	249,65	25	2G300*100*35*6	2	1,36	2,72	51,58	140,30
26	2G300*100*35*6	2	1,36	2,72	51,58	140,30	26	2G300*100*35*6	2	5,48	10,96	51,58	565,32
27	2G300*100*35*6	2	5,48	10,96	51,58	565,32	27	2G300*100*35*6	3	7,01	21,03	51,58	1084,73
28	2G300*100*35*6	3	7,01	21,03	51,58	1084,73	28	2G300*100*35*6	1	4,43	4,43	51,58	228,50
29	2G300*100*35*6	3	5,02	15,06	51,58	776,79	29	2G300*100*35*6	8	5,80	46,40	51,58	2393,31
30	2G300*100*35*6	1	4,66	4,66	51,58	240,36	30	2G300*100*35*6	1	1,12	1,12	51,58	57,78
31	2G300*100*35*6	1	4,47	4,47	51,58	230,56	31	RIGIDIZADOR	1	6,39	6,39	9,17	58,60
32	2G300*100*35*6	1	4,28	4,28	51,58	220,76	32	RIGIDIZADOR	1	6,42	6,42	9,17	58,87
33	2G300*100*35*6	1	4,09	4,09	51,58	210,96	33	RIGIDIZADOR	1	6,49	6,49	9,17	59,51
34	2G300*100*35*6	1	4,43	4,43	51,58	228,50	34	RIGIDIZADOR	1	6,58	6,58	9,17	60,34
45	RIGIDIZADOR	1	1,12	1,12	9,17	10,27	50	RIGIDIZADOR	1	6,70	6,70	9,17	61,44
46	RIGIDIZADOR	1	6,39	6,39	9,17	58,60	51	RIGIDIZADOR	1	6,44	6,44	9,17	59,05
47	RIGIDIZADOR	1	6,42	6,42	9,17	58,87	52	RIGIDIZADOR	1	6,47	6,47	9,17	59,33
48	RIGIDIZADOR	1	6,49	6,49	9,17	59,51	53	RIGIDIZADOR	1	3,68	3,68	9,17	33,75
49	RIGIDIZADOR	1	6,58	6,58	9,17	60,34	54	RIGIDIZADOR	2	3,70	7,40	9,17	67,86
50	RIGIDIZADOR	1	6,70	6,70	9,17	61,44	55	RIGIDIZADOR	1	2,69	2,69	9,17	24,67
51	RIGIDIZADOR	1	6,44	6,44	9,17	59,05	56	RIGIDIZADOR	2	2,99	5,98	9,17	54,84
52	RIGIDIZADOR	1	6,47	6,47	9,17	59,33	57	RIGIDIZADOR	1	5,49	5,49	9,17	50,34
53	RIGIDIZADOR	1	3,68	3,68	9,17	33,75	58	RIGIDIZADOR	2	5,33	10,66	9,17	97,75
54	RIGIDIZADOR	2	3,70	7,40	9,17	67,86	59	RIGIDIZADOR	2	6,12	12,24	9,17	112,24
55	RIGIDIZADOR	1	6,44	6,44	9,17	59,05	60	RIGIDIZADOR	1	1,45	1,45	9,17	13,30
56	RIGIDIZADOR	2	2,99	5,98	9,17	54,84	61	RIGIDIZADOR	1	1,07	1,07	9,17	9,81
57	RIGIDIZADOR	1	5,49	5,49	9,17	50,34	68	2C200*60*5	1	5,73	5,73	23,80	136,37
58	RIGIDIZADOR	2	5,33	10,66	9,17	97,75	69	2C200*60*5	1	6,67	6,67	23,80	158,73
59	RIGIDIZADOR	2	6,12	12,24	9,17	112,24	70	2C200*60*5	1	6,64	6,64	23,80	158,03
60	RIGIDIZADOR	2	0,35	0,70	9,17	6,42	73	2C200*60*5	1	6,07	6,07	23,80	144,47
68	2C200*60*5	1	5,73	5,73	23,80	136,37	74	2C200*60*5	1	4,70	4,70	23,80	111,86
69	2C200*60*5	1	6,67	6,67	23,80	158,73	79	VIGA CAJA 360	1	1,38	1,38	99,07	136,72
70	2C200*60*5	1	6,64	6,64	23,80	158,03	89	VIGA CAJA 400	1	6,81	6,81	113,60	781,57
71	2C200*60*5	1	4,34	4,34	23,80	103,29	95	IPF 240	2	4,94	9,88	30,70	303,32
72	2C200*60*5	1	4,69	4,69	23,80	111,62	96	IPF 360	1	4,94	4,94	49,10	242,55
79	VIGA CAJA 360	1	1,38	1,38	99,07	136,72	100	IPF 360	1	6,75	6,75	57,10	385,43
87	IPF 330	1	6,78	6,78	49,10	332,90	101	IPF 360	1	6,89	6,89	57,10	393,42
88	VIGA CAJA 400	1	6,81	6,81	113,60	773,62	104	IPF 400	1	2,81	2,81	63,30	177,87
89	VIGA CAJA 400	1	6,88	6,88	113,60	781,57	105	IPF 360	3	3,83	11,49	57,10	656,08
90	IPF 330	1	4,20	4,20	49,10	206,22	106	IPF 360	1	2,87	2,87	57,10	163,88
91	VIGA CAJA 400	2	4,20	8,40	113,60	954,40	107	IPF 360	2	3,06	6,12	57,10	349,45
95	IPF 240	2	4,94	9,88	30,70	303,32	108	IPF 400	1	3,14	3,14	63,30	198,76
96	IPF 330	1	4,94	4,94	49,10	242,55	109	IPF 360	1	3,14	3,14	57,10	179,29
99	IPF 360	1	6,67	6,67	57,10	380,86	110	IPF 360	2	5,64	11,28	57,10	644,09
100	IPF 360	1	6,75	6,75	57,10	385,43	111	IPF 400	1	5,64	5,64	63,30	357,01
101	IPF 360	1	6,89	6,89	57,10	393,42	112	IPF 360	2	5,49	10,98	57,10	626,96
104	IPF 400	1	2,81	2,81	63,30	177,87	113	IPF 360	1	5,33	5,33	57,10	304,34
105	IPF 360	3	3,83	11,49	57,10	656,08	114	IPF 400	1	5,49	5,49	63,30	347,52
106	IPF 360	1	2,87	2,87	57,10	163,88	115	IPF 360	2	6,29	12,58	57,10	718,32
107	IPF 360	1	3,06	3,06	57,10	349,45	117	IPF 400	1	6,29	6,29	63,30	398,16
108	IPF 400	1	3,14	3,14	63,30	198,76	120	IPF 400	1	1,88	1,88	63,30	119,00
109	IPF 360	1	3,14	3,14	57,10	179,29	121	IPF 360	1	1,83	1,83	57,10	104,49
110	IPF 360	2	5,64	11,28	57,10	644,09	122	IPF 360	1	1,78	1,78	57,10	101,64
111	IPF 400	1	5,64	5,64	63,30	357,01	123	IPF 360	1	5,15	5,15	57,10	294,07
112	IPF 360	2	5,49	10,98	57,10	626,96	124	IPF 360	1	5,20	5,20	57,10	296,92
113	IPF 360	1	5,33	5,33	57,10	304,34	125	IPF 360	1	5,25	5,25	57,10	299,78
114	IPF 400	1	5,49	5,49	63,30	347,52	126	IPF 360	2	6,78	13,56	57,10	774,28
115	IPF 360	2	6,29	12,58	57,10	718,32	127	IPF 360	1	4,20	4,20	63,30	265,86
116	IPF 360	1	6,19	6,19	57,10	353,45	128	IPF 360	5	4,20	21,00	57,10	1199,10
117	IPF 400	1	6,29	6,29	63,30	398,16	129	IPF 360	1	6,12	6,12	57,10	349,45
118	IPF 360	2	0,47	0,94	57,10	53,67	130	IPF 360	1	1,82	1,82	57,10	103,92
119	IPF 400	1	0,47	0,47	63,30	29,75	131	IPF 400	1	1,45	1,45	63,30	91,79
127	IPF 400	1	4,20	4,20	63,30	265,86	132	IPF 360	1	1,11	1,11	57,10	63,38
128	IPF 360	4	4,20	16,80	57,10	959,28	181	2G300*100*35*6	1	5,11	5,11	51,58	263,57
181	2G300*100*35*6	1	5,11	5,11	51,58	263,57	182	2G300*100*35*6	1	5,17	5,17	51,58	266,67
182	2G300*100*35*6	1	5,17	5,17	51,58	266,67	183	2G300*100*35*6	1	5,23	5,23	51,58	269,76
183	2G300*100*35*6	1	5,23	5,23	51,58	269,76	184	2G300*100*35*6	1	5,29	5,29	51,58	272,86
184	2G300*100*35*6	1	5,29	5,29	51,58	272,86	185	2G300*100*35*6	1	5,38	5,38	51,58	277,50
185	2G300*100*35*6	1	5,38	5,38	51,58	277,50	186	2G300*100*35*6	1	5,41	5,41	51,58	279,05
186	2G300*100*35*6	1	5,41	5,41	51,58	279,05	187	2G300*100*35*6	1	5,44	5,44	51,58	280,60
187	2G300*100*35*6	1	5,44	5,44	51,58	280,60	195	VIGA CAJA 450	1	6,53	6,53	139,43	910,48
188	IPF 400	1	1,88	1,88									



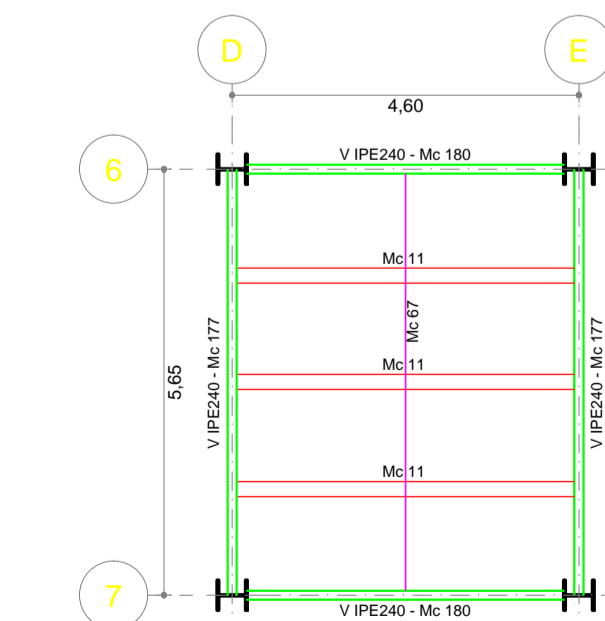
PLANILLA ELEMENTOS ESTRUCTURALES													
Nv. + 10,20 m						Nv. + 13,45 m							
Mc	Tipo	#	LONG. (m)	LONG. DESA.	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)	Mc	Tipo	#	LONG. (m)	LONG. DESA.	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)
1	2G300*100*35*6	1	5,37	5,37	51,58	276,98	1	2G300*100*35*6	1	5,37	5,37	51,58	276,98
2	2G300*100*35*6	1	1,86	1,86	51,58	95,94	2	2G300*100*35*6	1	1,86	1,86	51,58	95,94
3	2G300*100*35*6	1	1,85	1,85	51,58	95,42	3	2G300*100*35*6	1	1,85	1,85	51,58	95,42
4	2G300*100*35*6	1	1,84	1,84	51,58	94,91	4	2G300*100*35*6	1	1,84	1,84	51,58	94,91
5	2G300*100*35*6	1	1,83	1,83	51,58	94,39	5	2G300*100*35*6	1	1,83	1,83	51,58	94,39
6	2G300*100*35*6	1	5,38	5,38	51,58	277,50	6	2G300*100*35*6	1	5,38	5,38	51,58	277,50
7	2G300*100*35*6	1	5,39	5,39	51,58	278,02	7	2G300*100*35*6	1	5,39	5,39	51,58	278,02
8	2G300*100*35*6	1	5,40	5,40	51,58	278,53	8	2G300*100*35*6	1	5,40	5,40	51,58	278,53
9	2G300*100*35*6	1	5,41	5,41	51,58	279,05	9	2G300*100*35*6	1	5,41	5,41	51,58	279,05
10	2G300*100*35*6	18	4,42	79,56	51,58	4103,70	10	2G300*100*35*6	18	4,42	79,56	51,58	4103,70
15	2G300*100*35*6	7	5,17	36,19	51,58	1866,68	15	2G300*100*35*6	7	5,17	36,19	51,58	1866,68
16	2G300*100*35*6	1	1,81	1,81	51,58	93,36	16	2G300*100*35*6	1	1,81	1,81	51,58	93,36
17	2G300*100*35*6	2	1,80	3,60	51,58	185,69	17	2G300*100*35*6	2	1,80	3,60	51,58	185,69
18	2G300*100*35*6	1	1,79	1,79	51,58	92,33	18	2G300*100*35*6	1	1,79	1,79	51,58	92,33
19	2G300*100*35*6	1	1,78	1,78	51,58	91,81	19	2G300*100*35*6	1	1,78	1,78	51,58	91,81
20	2G300*100*35*6	1	5,43	5,43	51,58	280,08	20	2G300*100*35*6	1	5,43	5,43	51,58	280,08
21	2G300*100*35*6	2	5,44	10,88	51,58	561,19	21	2G300*100*35*6	2	5,44	10,88	51,58	561,19
22	2G300*100*35*6	2	5,45	10,90	51,58	562,22	22	2G300*100*35*6	2	5,45	10,90	51,58	562,22
26	2G300*100*35*6	2	1,36	2,72	51,58	140,30	26	2G300*100*35*6	2	1,36	2,72	51,58	140,30
27	2G300*100*35*6	2	5,48	10,96	51,58	565,32	27	2G300*100*35*6	2	5,48	10,96	51,58	565,32
28	2G300*100*35*6	4	7,01	28,04	51,58	1446,30	28	2G300*100*35*6	4	7,01	28,04	51,58	1446,30
34	2G300*100*35*6	1	4,43	4,43	51,58	228,50	34	2G300*100*35*6	1	4,43	4,43	51,58	228,50
35	2G300*100*35*6	1	5,80	5,80	51,58	299,16	35	2G300*100*35*6	1	5,80	5,80	51,58	299,16
36	2G300*100*35*6	1	7,02	7,02	51,58	362,09	36	2G300*100*35*6	1	7,02	7,02	51,58	362,09
37	2G300*100*35*6	1	7,03	7,03	51,58	362,61	37	2G300*100*35*6	1	7,03	7,03	51,58	362,61
38	2G300*100*35*6	1	7,05	7,05	51,58	363,64	38	2G300*100*35*6	1	7,05	7,05	51,58	363,64
39	2G300*100*35*6	1	7,06	7,06	51,58	364,15	39	2G300*100*35*6	1	7,06	7,06	51,58	364,15
40	2G300*100*35*6	1	7,08	7,08	51,58	365,19	40	2G300*100*35*6	1	7,08	7,08	51,58	365,19
41	2G300*100*35*6	1	7,09	7,09	51,58	365,70	41	2G300*100*35*6	1	7,09	7,09	51,58	365,70
45	RIGIDIZADOR	1	1,12	1,12	9,17	10,27	45	RIGIDIZADOR	1	1,12	1,12	9,17	10,27
46	RIGIDIZADOR	1	6,39	6,39	9,17	58,60	46	RIGIDIZADOR	1	6,39	6,39	9,17	58,60
47	RIGIDIZADOR	1	6,42	6,42	9,17	58,87	47	RIGIDIZADOR	1	6,42	6,42	9,17	58,87
48	RIGIDIZADOR	1	6,49	6,49	9,17	59,51	48	RIGIDIZADOR	1	6,49	6,49	9,17	59,51
49	RIGIDIZADOR	1	6,58	6,58	9,17	60,34	49	RIGIDIZADOR	1	6,58	6,58	9,17	60,34
50	RIGIDIZADOR	1	6,70	6,70	9,17	61,44	50	RIGIDIZADOR	1	6,70	6,70	9,17	61,44
51	RIGIDIZADOR	1	6,44	6,44	9,17	59,05	51	RIGIDIZADOR	1	6,44	6,44	9,17	59,05
52	RIGIDIZADOR	1	6,47	6,47	9,17	59,33	52	RIGIDIZADOR	1	6,47	6,47	9,17	59,33
53	RIGIDIZADOR	1	3,68	3,68	9,17	33,75	53	RIGIDIZADOR	1	3,68	3,68	9,17	33,75
54	RIGIDIZADOR	2	3,70	7,40	9,17	67,86	54	RIGIDIZADOR	2	3,70	7,40	9,17	67,86
55	RIGIDIZADOR	1	2,69	2,69	9,17	24,67	55	RIGIDIZADOR	1	2,69	2,69	9,17	24,67
56	RIGIDIZADOR	2	2,99	5,98	9,17	54,84	56	RIGIDIZADOR	2	2,99	5,98	9,17	54,84
57	RIGIDIZADOR	1	5,49	5,49	9,17	50,34	57	RIGIDIZADOR	1	5,49	5,49	9,17	50,34
58	RIGIDIZADOR	2	5,33	10,66	9,17	97,75	58	RIGIDIZADOR	2	5,33	10,66	9,17	97,75
59	RIGIDIZADOR	2	6,12	12,24	9,17	112,24	59	RIGIDIZADOR	2	6,12	12,24	9,17	112,24
61	RIGIDIZADOR	1	1,45	1,45	9,17	13,30	61	RIGIDIZADOR	1	1,45	1,45	9,17	13,30
62	RIGIDIZADOR	1	1,07	1,07	9,17	9,81	62	RIGIDIZADOR	1	1,07	1,07	9,17	9,81
68	2C200*60*5	1	5,73	5,73	23,80	136,37	68	2C200*60*5	1	5,73	5,73	23,80	136,37
69	2C200*60*5	1	6,67	6,67	23,80	158,75	69	2C200*60*5	1	6,67	6,67	23,80	158,75
70	2C200*60*5	1	6,64	6,64	23,80	158,03	70	2C200*60*5	1	6,64	6,64	23,80	158,03
73	2C200*60*5	1	6,07	6,07	23,80	144,47	73	2C200*60*5	1	6,07	6,07	23,80	144,47
74	2C200*60*5	1	4,70	4,70	23,80	111,86	74	2C200*60*5	1	4,70	4,70	23,80	111,86
80	VIGA CAJA 400	1	1,25	1,25	113,60	142,00	81	IPE 330	1	1,88	1,88	49,10	92,31
89	VIGA CAJA 400	1	6,88	6,88	113,60	781,57	82	IPE 330	1	1,83	1,83	49,10	89,85
91	VIGA CAJA 400	1	4,20	4,20	113,60	477,12	83	IPE 330	1	1,78	1,78	49,10	87,40
95	IPE 240	2	4,94	9,88	30,70	303,32	84	IPE 330	1	5,15	5,15	49,10	252,87
98	IPE 330	1	4,94	4,94	49,10	242,35	85	IPE 330	1	5,20	5,20	49,10	255,32
97	VIGA CAJA 400	1	6,54	6,54	113,60	741,81	86	IPE 330	1	5,25	5,25	49,10	257,78
98	VIGA CAJA 400	1	6,61	6,61	113,60	750,90	87	IPE 330	1	6,78	6,78	49,10	335,80
100	IPE 360	1	6,75	6,75	57,10	385,43	90	IPE 330	7	4,20	29,40	49,10	1443,54
101	IPE 360	1	6,89	6,89	57,10	393,42	92	IPE 240	1	4,20	4,20	30,70	128,94
102	VIGA CAJA 400	1	6,58	6,58	113,60	747,49	93	IPE 330	1	4,51	4,51	49,10	221,44
104	IPE 400	1	2,81	2,81	63,30	177,87	94	IPE 240	1	4,62	4,62	30,70	141,83
105	IPE 360	3	3,83	11,49	57,10	656,08	95	IPE 240	2	4,94	9,88	30,70	303,32
106	IPE 360	1	2,87	2,87	57,10	163,88	96	IPE 330	1	4,94	4,94	49,10	242,35
107	IPE 360	2	3,06	6,12	57,10	349,45	97	VIGA CAJA 400	1	6,53	6,53	113,60	741,81
108	IPE 400	1	3,14	3,14	63,30	198,16	100	IPE 360	1	6,75	6,75	57,10	385,43
109	IPE 360	1	3,14	3,14	57,10	179,29	101	IPE 360	1	6,89	6,89	57,10	393,42
110	IPE 360	2	5,64	11,28	57,10	644,09	102	VIGA CAJA 400	1	6,58	6,58	113,60	747,49
111	IPE 400	1	5,20	5,20	63,30	357,01	104	IPE 400	1	2,81	2,81	63,30	177,87
112	IPE 360	2	5,49	10,98	57,10	626,96	105	IPE 360	3	3,83	11,49	57,10	656,08
114	IPE 400	1	5,49	5,49	63,30	347,52	106	IPE 360	1	2,87	2,87	57,10	163,88
115	IPE 360	2	6,29	12,58	57,10	718,32	107	IPE 360	2	3,06	6,12	57,10	349,45
117	IPE 400	1	6,29	6,29	63,30	398,16	108	IPE 400	1	3,14	3,14	63,30	198,16
120	IPE 400	1	1,88	1,88	63,30	119,00	109	IPE 360	1	3,14	3,14	57,10	179,29
121	IPE 360	1	1,83	1,83	57,10	104,49	110	IPE 360	2	5,64	11,28	57,10	644,09
122	IPE 360	1	1,78	1,78	57,10	101,64	111	IPE 400	1	5,64	5,64	63,30	357,01
123	IPE 360	1	5,15	5,15	57,10	294,07	112	IPE 360	2	5,49	10,98	57,10	626,96
124	IPE 360	1	5,20	5,20	57,10	296,92	114	IPE 400	1	5,49	5,49	63,30	347,52
125	IPE 360	1	5,25	5,25	57,10	299,78	115	IPE 360	2	6,29	12,58	57,10	718,32
126	IPE 360	2	6,78	13,56	57,10	774,28	117	IPE 400	1	6,29	6,29	63,30	398,16
127	IPE 400	1	4,20	4,20	63,30	265,86	130	IPE 360	1	1,82	1,82	57,10	103,92
128	IPE 360	5	4,20	21,00	57,10	1199,10	131	IPE 400	1	1,45	1,45	63,30	91,79
130	IPE 360	1	1,82	1,82	57,10	103,92	132	IPE 360	1	1,11	1,11	57,10	63,38
131	IPE 400	1	1,45	1,45	63,30	91,79	134	IPE 400	1	3,83	3,83	63,30	242,44
132	IPE 360	1	1,11	1,11	57,10	63,38	135	IPE 360	1	1,38	1,38	57,10	78,80
133	IPE 400	1	1,38	1,38	63,30	87,35	136	IPE 400	1	1,25	1,25	63,30	79,13
134	IPE 400	1	3,83	3,83	63,30	242,44	137	IPE 330	1	6,81	6,81	49,10	334,37
181	2G300*100*35*6	1	5,11	5,11	51,58</								



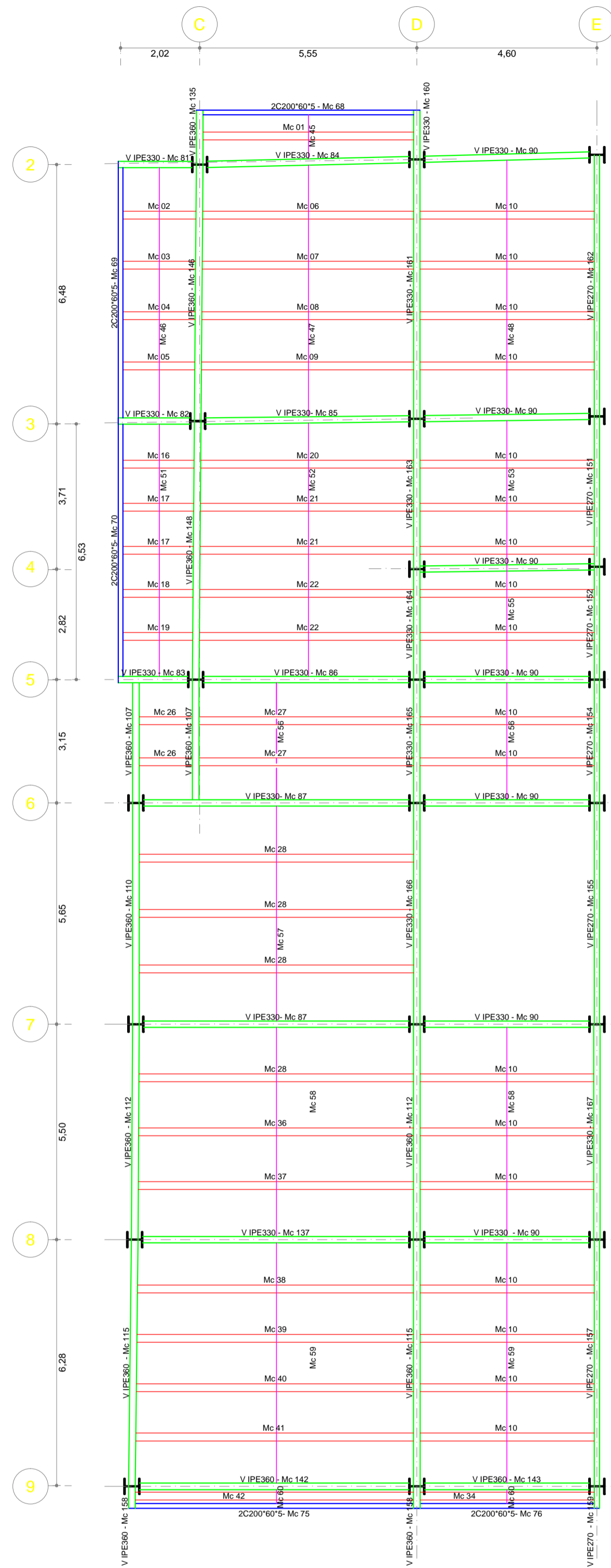
DETALLE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Nv.+ 16,70 ESC. 1:100



DETALLE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Nv.+ 23,20 ESC. 1:100

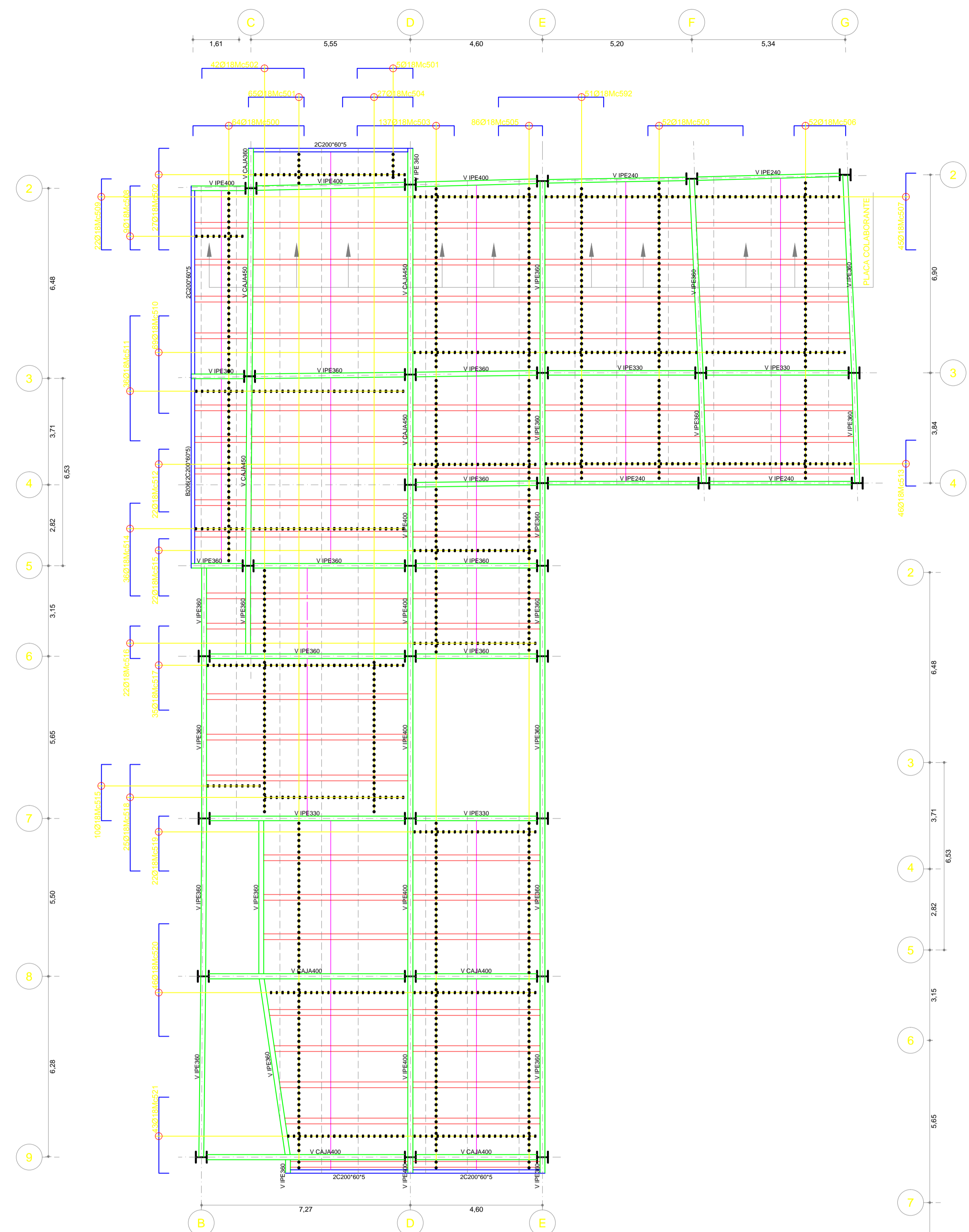


DETALLE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Nv.+ 26,55 ESC. 1:100

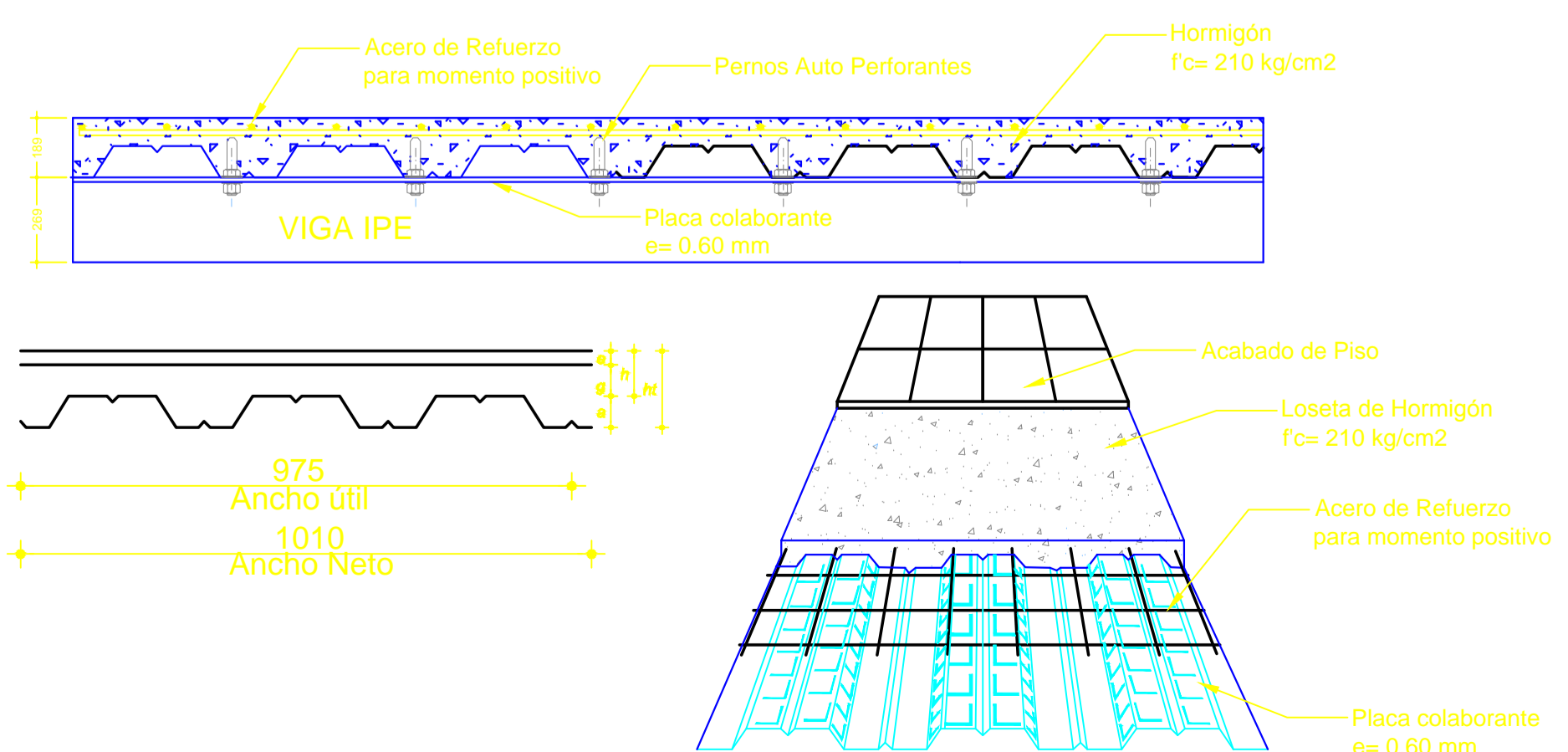


DETALLE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Nv.+ 19,95 ESC. 1:100

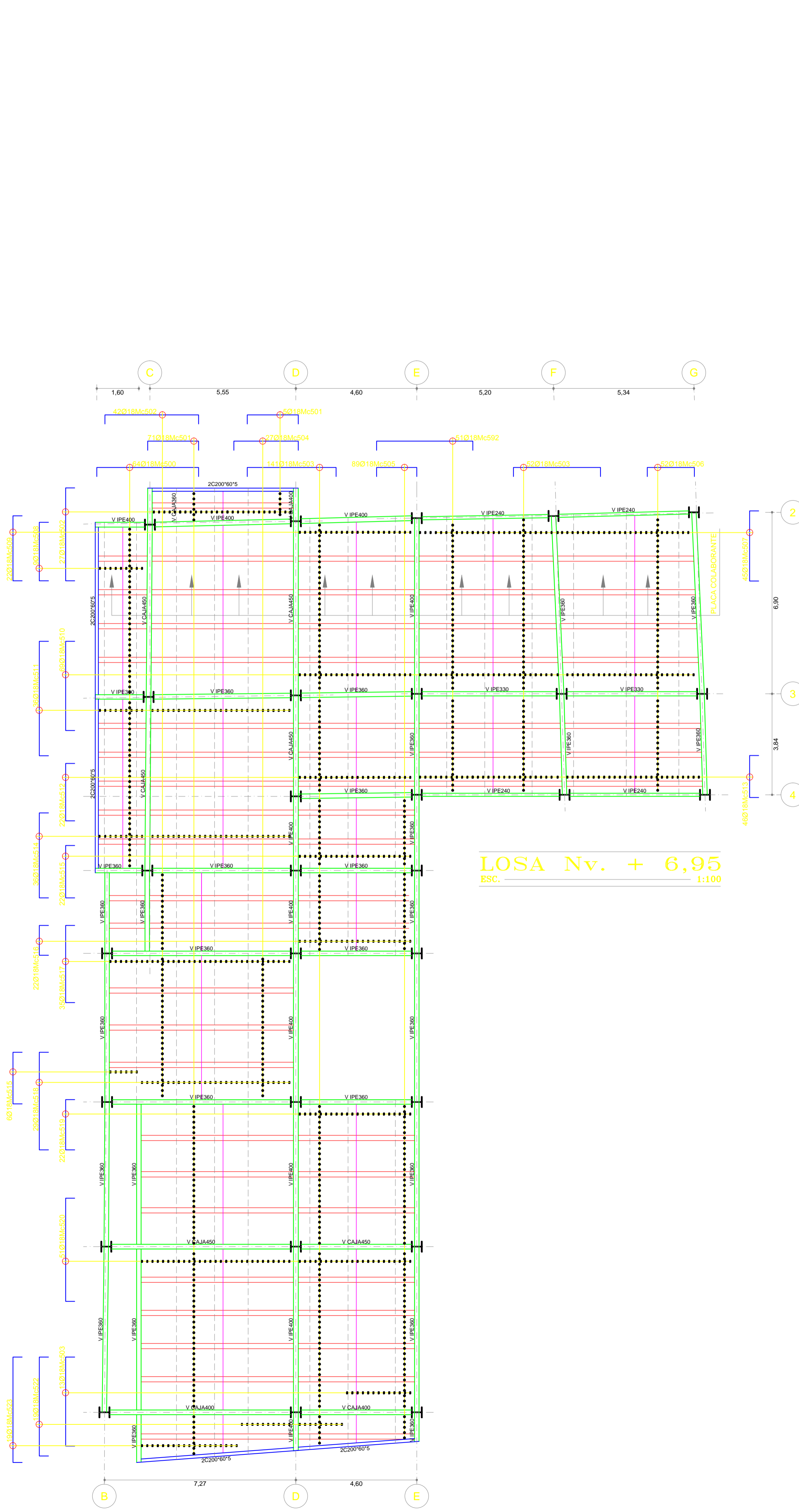
PLANILLA ELEMENTOS ESTRUCTURALES												
Nv. +16,70 m						Nv. +19,95 m						
Mc	Tipo	#	LONG. (m)	PESO (kg/m)	PESO TOTAL (kg)	Mc	Tipo	#	LONG. (m)	PESO (kg/m)	PESO TOTAL (kg)	
1	2G300*100*35*6	1	5,37	51,58	276,98	1	2G300*100*35*6	1	5,37	51,58	276,98	
2	2G300*100*35*6	1	1,86	1,86	51,58	95,94	2	2G300*100*35*6	1	1,86	1,86	51,58
3	2G300*100*35*6	1	1,85	1,85	51,58	95,42	3	2G300*100*35*6	1	1,85	1,85	51,58
4	2G300*100*35*6	1	1,84	1,84	51,58	94,91	4	2G300*100*35*6	1	1,84	1,84	51,58
5	2G300*100*35*6	1	1,83	1,83	51,58	94,39	5	2G300*100*35*6	1	1,83	1,83	51,58
6	2G300*100*35*6	1	1,79	1,79	51,58	92,33	6	2G300*100*35*6	1	1,78	1,78	51,58
7	2G300*100*35*6	1	5,39	5,39	51,58	278,02	7	2G300*100*35*6	1	5,39	5,39	51,58
8	2G300*100*35*6	1	5,40	5,40	51,58	278,53	8	2G300*100*35*6	1	5,40	5,40	51,58
9	2G300*100*35*6	1	5,41	5,41	51,58	279,05	9	2G300*100*35*6	1	5,41	5,41	51,58
10	2G300*100*35*6	18	4,42	79,56	51,58	4103,70	10	2G300*100*35*6	18	4,42	79,56	51,58
15	2G300*100*35*6	7	5,17	36,19	51,58	1866,68	16	2G300*100*35*6	1	1,81	1,81	51,58
16	2G300*100*35*6	1	1,81	1,81	51,58	93,36	17	2G300*100*35*6	2	1,80	3,60	51,58
17	2G300*100*35*6	2	1,80	3,60	51,58	185,69	18	2G300*100*35*6	1	1,79	1,79	51,58
18	2G300*100*35*6	1	4,43	4,43	51,58	228,60	19	2G300*100*35*6	1	1,78	1,78	51,58
19	2G300*100*35*6	1	1,78	1,78	51,58	91,81	20	2G300*100*35*6	1	5,43	5,43	51,58
20	2G300*100*35*6	1	5,43	5,43	51,58	280,08	21	2G300*100*35*6	2	5,44	10,88	51,58
21	2G300*100*35*6	2	5,44	10,88	51,58	561,19	22	2G300*100*35*6	2	5,45	10,90	51,58
22	2G300*100*35*6	2	5,45	10,90	51,58	562,22	26	2G300*100*35*6	2	1,36	2,72	51,58
26	2G300*100*35*6	2	1,36	2,72	51,58	140,30	27	2G300*100*35*6	2	5,48	10,96	51,58
27	2G300*100*35*6	2	5,48	10,96	51,58	565,32	28	2G300*100*35*6	4	7,01	28,04	51,58
28	2G300*100*35*6	4	7,01	28,04	51,58	1446,30	34	2G300*100*35*6	1	4,43	4,43	51,58
34	2G300*100*35*6	1	4,43	4,43	51,58	228,60	36	2G300*100*35*6	1	7,02	7,02	51,58
36	2G300*100*35*6	1	7,02	7,02	51,58	362,09	37	2G300*100*35*6	1	7,03	7,03	51,58
37	2G300*100*35*6	1	7,03	7,03	51,58	362,61	38	2G300*100*35*6	1	7,05	7,05	51,58
38	2G300*100*35*6	1	7,05	7,05	51,58	363,64	39	2G300*100*35*6	1	7,06	7,06	51,58
39	2G300*100*35*6	1	7,06	7,06	51,58	364,15	40	2G300*100*35*6	1	7,08	7,08	51,58
40	2G300*100*35*6	1	7,08	7,08	51,58	365,19	41	2G300*100*35*6	1	7,09	7,09	51,58
41	2G300*100*35*6	1	7,09	7,09	51,58	365,70	42	2G300*100*35*6	1	7,11	7,11	51,58
42	2G300*100*35*6	1	7,11	7,11	51,58	366,73	45	RIGIDIZADOR	1	1,12	1,12	9,17
45	RIGIDIZADOR	1	1,12	1,12	9,17	10,27	46	RIGIDIZADOR	1	6,39	6,39	9,17
46	RIGIDIZADOR	1	6,39	6,39	9,17	58,60	47	RIGIDIZADOR	1	6,42	6,42	9,17
47	RIGIDIZADOR	1	6,42	6,42	9,17	58,87	48	RIGIDIZADOR	1	6,49	6,49	9,17
48	RIGIDIZADOR	1	6,49	6,49	9,17	59,51	51	RIGIDIZADOR	1	6,44	6,44	9,17
49	RIGIDIZADOR	1	6,58	6,58	9,17	60,34	52	RIGIDIZADOR	1	6,47	6,47	9,17
50	RIGIDIZADOR	1	6,70	6,70	9,17	61,44	53	RIGIDIZADOR	1	3,68	3,68	9,17
51	RIGIDIZADOR	1	6,44	6,44	9,17	59,05	55	RIGIDIZADOR	1	2,69	2,69	9,17
52	RIGIDIZADOR	1	6,47	6,47	9,17	59,33	56	RIGIDIZADOR	2	2,99	5,98	9,17
53	RIGIDIZADOR	1	3,68	3,68	9,17	33,76	57	RIGIDIZADOR	1	5,49	5,49	9,17
54	RIGIDIZADOR	2	2,70	5,40	9,17	67,86	58	RIGIDIZADOR	2	5,33	10,66	9,17
55	RIGIDIZADOR	2	2,69	5,38	9,17	67,47	59	RIGIDIZADOR	2	6,12	12,24	9,17
56	RIGIDIZADOR	2	2,99	5,98	9,17	54,80	60	RIGIDIZADOR	2	0,35	0,70	9,17
57	RIGIDIZADOR	1	5,49	5,49	9,17	50,34	68	2C200*60*5	1	5,73	5,73	23,80
58	RIGIDIZADOR	2	5,33	10,66	9,17	97,75	69	2C200*60*5	1	6,67	6,67	23,80
59	RIGIDIZADOR	2	6,12	12,24	9,17	112,24	70	2C200*60*5	1	6,64	6,64	23,80
60	RIGIDIZADOR	2	0,35	0,70	9,17	6,42	75	2C200*60*5	1	7,36	7,36	23,80
68	2C200*60*5	1	5,73	5,73	23,80	136,37	76	2C200*60*5	1	4,67	4,67	23,80
69	2C200*60*5	1	6,67	6,67	23,80	158,75	81	IPE 330	1	1,88	1,88	49,10
70	2C200*60*5	1	6,64	6,64	23,80	158,03	82	IPE 330	1	1,83	1,83	49,10
75	2C200*60*5	1	7,36	7,36	23,80	175,17	83	IPE 330	1	1,78	1,78	49,10
76	2C200*60*5	1	4,67	4,67	23,80	111,15	84	IPE 330	1	5,15	5,15	49,10
81	IPE 330	1	1,88	1,88	49,10	92,31	85	IPE 330	1	5,20	5,20	49,10
82	IPE 330	1	1,83	1,83	49,10	89,85	86	IPE 330	1	5,25	5,25	49,10
83	IPE 330	1	1,78	1,78	49,10	87,40	87	IPE 330	2	6,78	13,56	49,10
84	IPE 330	1	5,15	5,15	49,10	252,87	90	IPE 330	7	4,20	29,40	49,10
85	IPE 330	1	5,20	5,20	49,10	255,32	107	IPE 360	1	3,86	3,86	112,57
86	IPE 330	1	5,25	5,25	49,10	258,11	110	IPE 360	2	5,64	11,28	112,57
87	IPE 330	2	6,78	13,56	49,10	665,80	112	IPE 360	2	5,49	10,98	57,10
89	IPE 330	7	4,20	29,40	49,10	1443,54	115	IPE 360	2	6,29	12,58	57,10
95	IPE 240	2	4,94	9,88	30,70	303,32	135	IPE 360	1	1,38	1,38	57,10
99	IPE 360	1	6,67	6,67	57,10	380,86	137	IPE 330	1	6,81	6,81	49,10
100	IPE 360	1	6,75	6,75	57,10	385,43	142	IPE 360	1	6,88	6,88	392,83
101	IPE 360	1	6,89	6,89	57,10	393,42	143	IPE 360	1	4,20	4,20	57,10
105	IPE 360	2	3,83	7,66	57,10	437,98	146	IPE 360	1	6,53	6,53	57,10
107	IPE 360	2	3,06	6,12	57,10	349,45	148	IPE 360	1	6,58	6,58	57,10
110	IPE 360	2	5,64	11,28	57,10	644,09	151	IPE 270	1	3,83	3,83	36,10
112	IPE 360	2	5,49	10,98	57,10	626,96	152	IPE 270	1	2,87	2,87	36,10
115	IPE 360	2	6,29	12,58	57,10	718,32	154	IPE 270	1	3,14	3,14	36,10
135	IPE 360	1	1,38	1,38	57,10	78,80	155	IPE 270	1	5,64	5,64	36,10
137	IPE 360	1	6,81	6,81	49,10	334,37	157	IPE 270	1	6,29	6,29	36,10
141	IPE 360	1	3,25	3,25	57,10	171,38	158	IPE 360	2	0,55	1,10	57,10
142	IPE 360	1	6,88	6,88	57,10	392,85	159	IPE 270	1	0,55	0,55	36,10
143	IPE 360	1	4,20	4,20	57,10	239,82	160	IPE 330	1	1,25	1,25	49,10
144	IPE 270	1	4,51	4,51	36,10	162,81	161	IPE 330	1	6,61	6,61	49,10
145	IPE 270	1	4,94	4,94	36,10	178,33	162	IPE 270	1	6,67	6,67	36,10
146	IPE 360	1	6,53	6,53	57,10	372,86	163	IPE 330	1	3,83	3,83	49,10
147	IPE 360	1	6,61	6,61	57,10	377,43	164	IPE 330	1	2,81	2,81	49,10
148	IPE 360	1	6,58	6,58	57,10	375,72	165	IPE 330	1	3,14	3,14	49,10
149	IPE 360	1	3,83	3,83	57,10	218,69	166	IPE 330	1	5,64	5,64	49,10
150	IPE 360	1	2,81	2,81	57,10	160,45	167	IPE 330	1	5,49	5,49	49,10
151	IPE 270	1	3,83	3,83	36,10	138,26						
152	IPE 270	1	2,87	2,87	36,10	103,81						
153	IPE 360	1	3,14	3,14	57,10	179,39						
154	IPE 270	1	3,14	3,14	36,10	113,35						
155	IPE 270	1	5,64	5,64	36,10	203,60						
156	IPE 270	1	5,49	5,49	36,10	198,19						
157	IPE 270	1	6,29	6,29	36,10	227,07						
158	IPE 360	2	0,55	1,10	57,10	62,81						
159	IPE 270	1	0,55	0,55	36,10	19,86						
181	2G300*100*35*6	1	5,11	5,11	51,58	263,57						
182	2G300*100*35*6	1	5,17	5,17	51,58	266,67						
183	2G300*100*35*6	1	5,23	5,23	51,58	269,76						
184	2G300*100*35*6	1	5,29	5,29	51,58	272,86						
185	2G300*100*35*6	1	5,38	5,38	51,58	277,50						
186	2G300*100*35*6	1	5,41	5,41	51,58	279,05						
187	2G300*100*35*6	1	5,44	5,44	51,58	280,60						
200	IPE 240	1	4,80	4,80	30,70	147,36						
202	IPE 240	1	5,22	5,22	30,70	160,25						



LOSA Nv. + 3,70
ESC. 1:100



DETALLE DE PLACA COLABORANTE
SIN ESC.

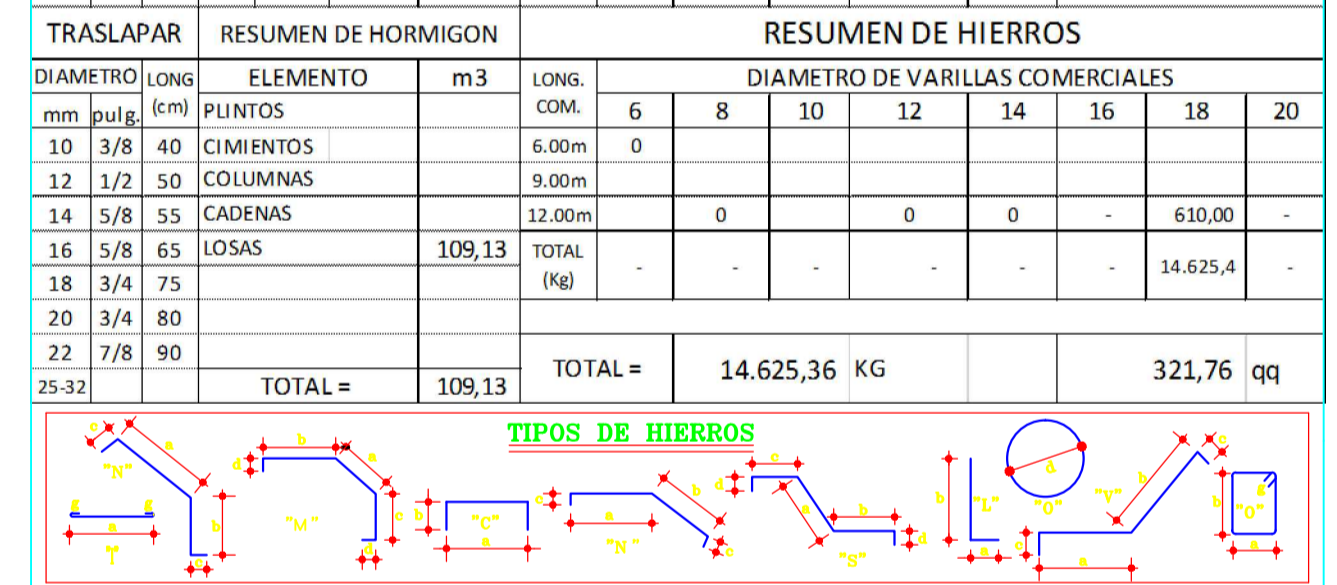


LOSA Nv. + 6,95
ESC. 1:100

PLANILLA DE HIERROS													
Mc	Tipo	Ø	#	DIMENSIONES						LONG. DESA.	LONG. VAR.	# VARIL.	OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e	g				
PLACA DECK Nv. + 3,70 m													
500	C	18	64	3,87	0,10				4,07	12,00	32	-	
501	C	18	70	1,93	0,10				2,13	12,00	14	-	
502	C	18	69	3,56	0,10				3,76	12,00	15	t Mc 521, Mc 500	
503	C	18	189	3,35	0,10				3,55	12,00	69	s44*1,35	
504	C	18	27	2,45	0,10				2,65	12,00	6	t Mc 511	
505	C	18	86	1,51	0,10				1,71	12,00	11	t Mc 514; s1*6,87	
506	C	18	52	1,80	0,10				2,00	12,00	8	t Mc 517	
507	C	18	45	2,67	0,10				2,87	12,00	9	t Mc 511	
508	C	18	9	2,20	0,10				2,40	12,00	1	t Mc 517	
509	C	18	22	2,47	0,10				2,67	12,00	5	-	
510	C	18	69	3,40	0,10				3,60	12,00	23	-	
511	C	18	36	4,35	0,10				4,55	12,00	18	-	
512	C	18	22	2,18	0,10				2,38	12,00	4	t Mc 517	
513	C	18	46	1,60	0,10				1,80	12,00	8	s1*4,8	
514	C	18	36	3,23	0,10				3,43	12,00	12	-	
515	C	18	32	2,00	0,10				2,20	12,00	6	t Mc 517	
516	C	18	22	1,13	0,10				1,33	12,00	6	t Mc 503	
517	C	18	35	2,93	0,10				3,13	12,00	12	-	
518	C	18	25	3,71	0,10				3,91	12,00	9	-	
519	C	18	31	1,91	0,10				2,11	12,00	6	t Mc 517	
520	C	18	46	3,92	0,10				4,12	12,00	23	-	
521	C	18	43	2,65	0,10				2,85	12,00	10	t Mc 511	
522	C	18	51	3,66	0,10				3,86	12,00	6	t Mc 500, Mc 518	

PLACA DECK Nv. + 6,95 m												
500	C	18	64	3,87	0,10				4,07	12,00	32	s1*2,06
501	C	18	76	1,93	0,10				2,13	12,00	15	t Mc 511
502	C	18	69	3,56	0,10				3,76	12,00	23	-
503	C	18	206	3,35	0,10				3,55	12,00	69	s44*1,35
504	C	18	27	2,45	0,10				2,65	12,00	6	t Mc 520
505	C	18	89	1,51	0,10				1,71	12,00	11	t Mc 514
506	C	18	52	1,80	0,10				2,00	12,00	9	s1*4,00
507	C	18	45	2,67	0,10				2,87	12,00	7	t Mc 511
508	C	18	9	2,20	0,10				2,40	12,00	1	t Mc 517
509	C	18	22	2,47	0,10				2,67	12,00	4	t Mc 517
510	C	18	69	3,40	0,10				3,60	12,00	12	t Mc 520; Mc 523
511	C	18	36	4,35	0,10				4,55	12,00	18	-
512	C	18	22	2,18	0,10				2,38	12,00	4	t Mc 517
513	C	18	46	1,60	0,10				1,80	12,00	7	t Mc 500
514	C	18	36	3,23	0,10				3,43	12,00	12	-
515	C	18	28	2,00	0,10				2,20	12,00	5	t Mc 517
516	C	18	22	1,13	0,10				1,33	12,00	-	t Mc 503
517	C	18	35	2,93	0,10				3,13	12,00	12	-
518	C	18	29	3,71	0,10				3,91	12,00	9	t Mc 523
519	C	18	22	1,91	0,10				2,11	12,00	4	t Mc 517
520	C	18	51	3,92	0,10				4,12	12,00	26	-
522	C	18	19	3,76	0,10				3,96	12,00	6	t Mc 503
523	C	18	19	4,00	0,10				4,20	12,00	10	-
524	C	18	51	3,66	0,10				3,86	12,00	7	t Mc 500

TRASLAPAR		RESUMEN DE HORMIGON				RESUMEN DE HIERROS									
DIAMETRO	LONG.	ELEMENTO	m3	LONG. COM.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES										
mm	pulg.	(cm)			6	8	10	12	14	16	18	20			
10	3/8	40		6,00m	0										
12	1/2	50		9,00m											
14	5/8	55		12,00m		0		0	0				610,00	-	
16	5/8	65		109,13	TOTAL								14.625,4	-	
18	3/4	75													
20	3/4	80													
22	7/8	90													
25-32															
TOTAL =			109,13	TOTAL =	14.625,36 KG							321,76 qq			



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

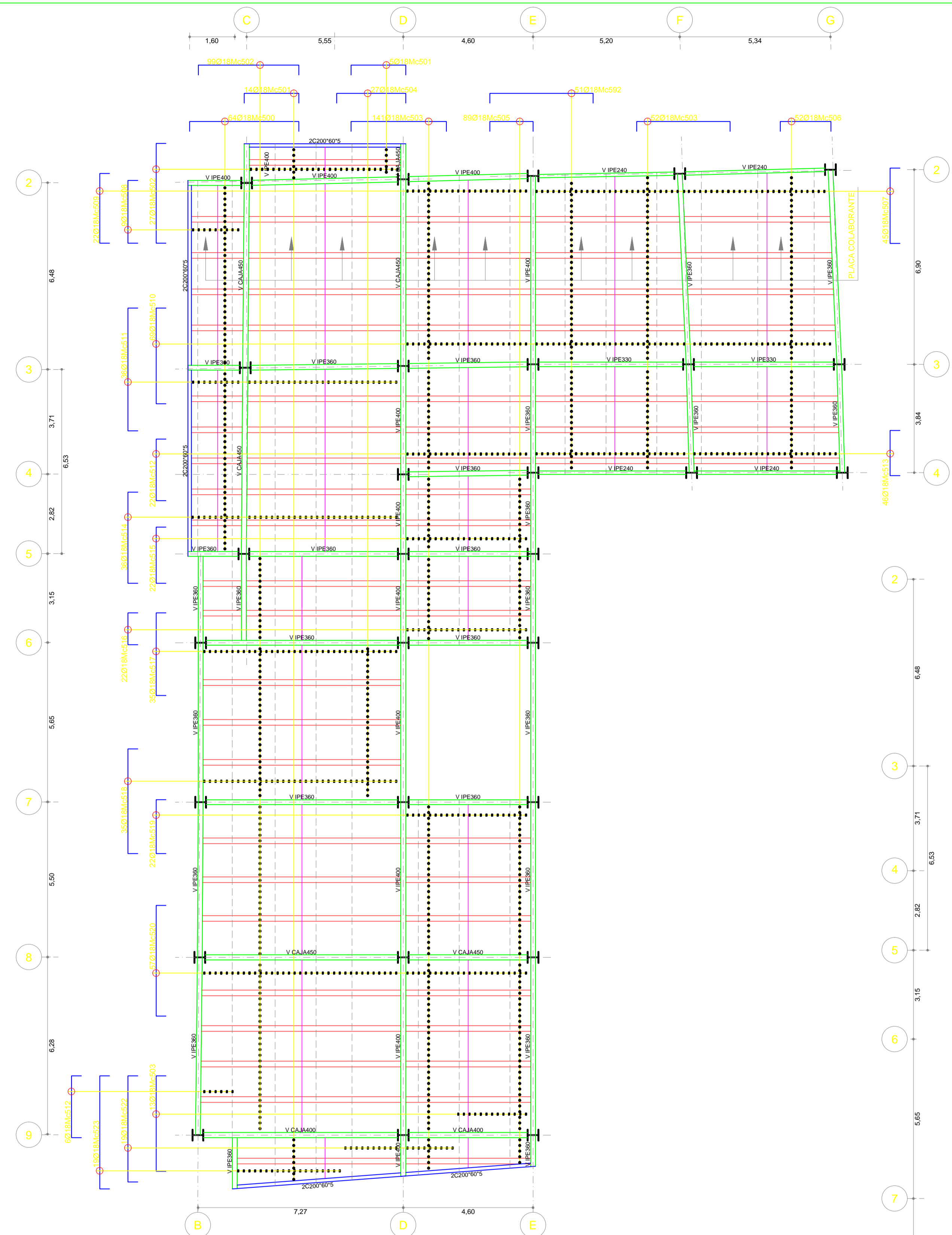
PROYECTO: ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METALICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO*.

CONTIENE: LOSA Nv. +3,70 m y Nv. + 6,95 m

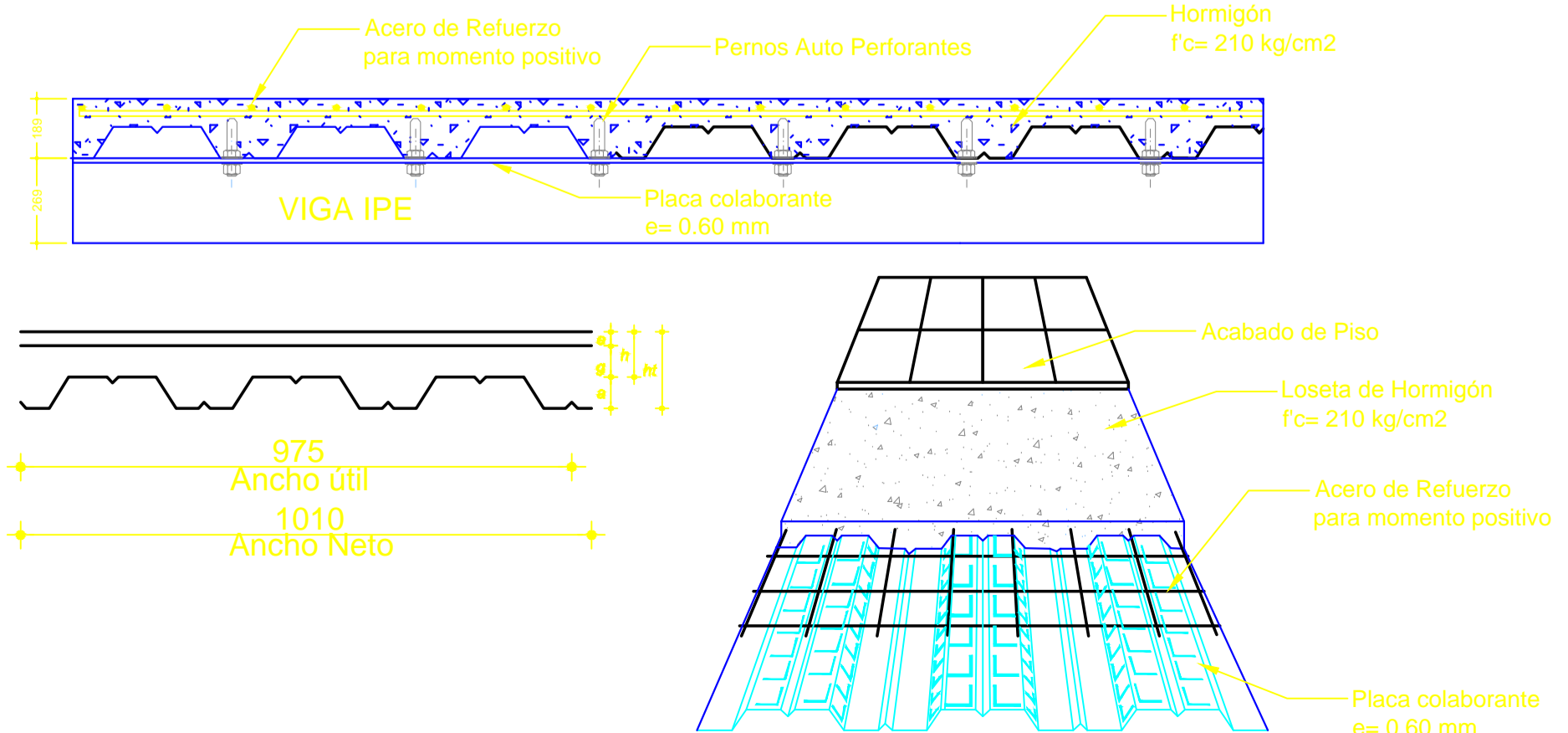
FECHA: ENERO/2015 DIBUJO: ANA GABRIELA GARZÓN FERRER ESCRIBADA UBICACION: QUITO ESCALA: INDICADAS

CALCULO: ANA GABRIELA GARZÓN FERRER ESCRIBADA REVISO Y APROBO: ING. CARLOS NAVARRO LAMINA: 6-8E2

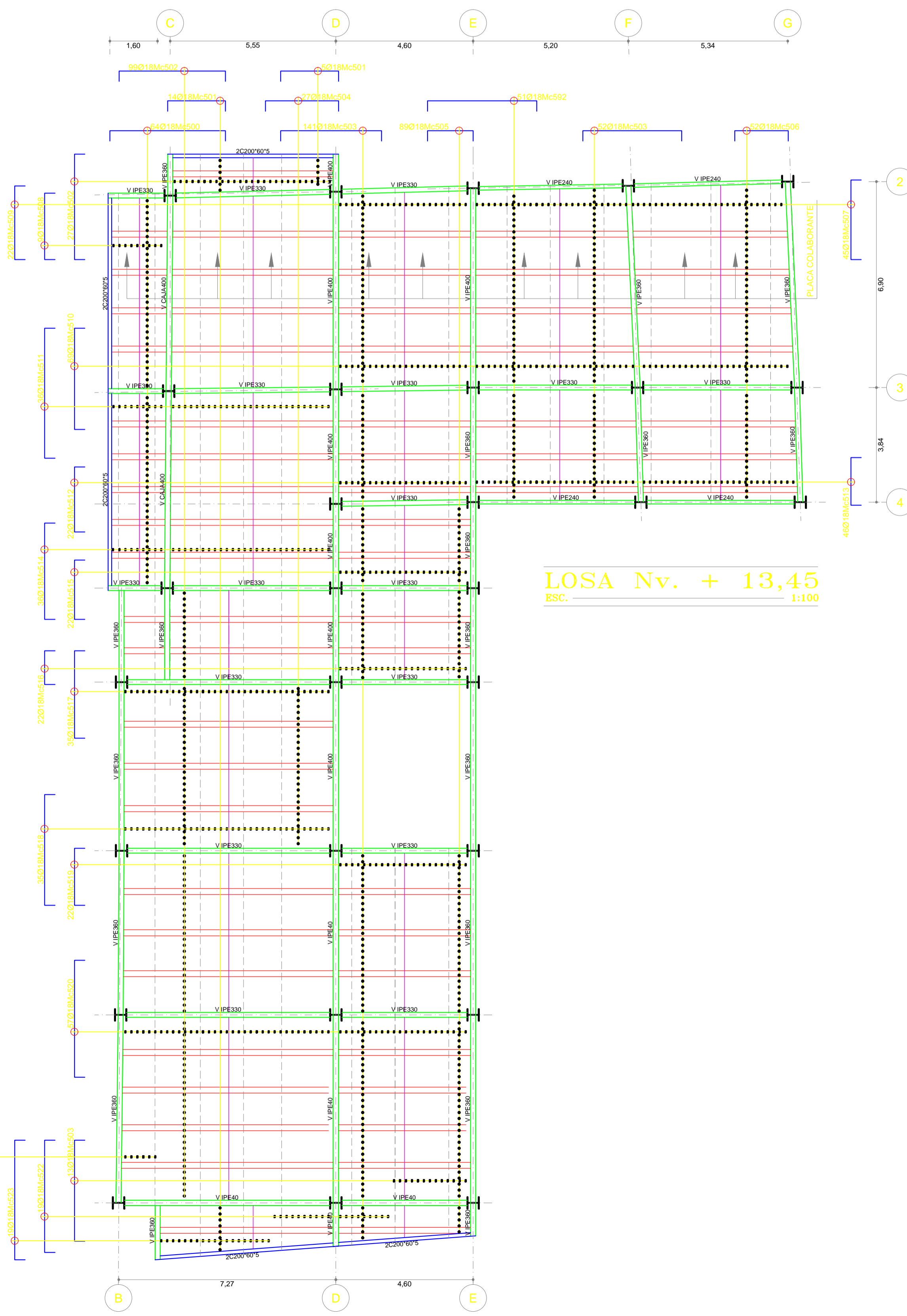
SELLOS



LOSA Nv. + 10,20
ESC. 1:100



DETALLE DE PLACA COLABORANTE
SIN ESC.



LOSA Nv. + 13,45
ESC. 1:100

PLANILLA DE HIERROS													
Mc	Tipo	Ø	#	DIMENSIONES						LONG. DESA.	LONG. VAR.	# VARILL.	OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e	g				
PLACA DECK Nv. + 10,20 m													
500	C	18	64	3,87	0,10				4,07	12,00	32	-	-
501	C	18	19	1,93	0,10				2,13	12,00	4	-	-
502	C	18	126	3,56	0,10				3,76	12,00	42	-	-
503	C	18	206	3,35	0,10				3,55	12,00	69	-	s46*1,35
504	C	18	27	2,45	0,10				2,65	12,00	7	-	-
505	C	18	89	1,51	0,10				1,71	12,00	7	-	t Mc 514, Mc 520, Mc 523,
506	C	18	52	1,80	0,10				2,00	12,00	8	-	t Mc 504, Mc 518
507	C	18	45	2,67	0,10				2,87	12,00	9	-	t Mc 511
508	C	18	9	2,20	0,10				2,40	12,00	1	-	t Mc 517
509	C	18	22	2,47	0,10				2,67	12,00	5	-	t Mc 523
510	C	18	69	3,40	0,10				3,60	12,00	23	-	-
511	C	18	36	4,35	0,10				4,55	12,00	18	-	-
512	C	18	28	2,18	0,10				2,38	12,00	5	-	t Mc 517
513	C	18	46	1,60	0,10				1,80	12,00	-	-	t Mc 520
514	C	18	36	3,23	0,10				3,43	12,00	12	-	-
515	C	18	22	2,00	0,10				2,20	12,00	4	-	t Mc 517
516	C	18	22	1,13	0,10				1,33	12,00	-	-	t Mc 503
517	C	18	35	2,93	0,10				3,13	12,00	11	-	t Mc 523
518	C	18	35	3,71	0,10				3,91	12,00	12	-	-
519	C	18	22	1,91	0,10				2,11	12,00	4	-	t Mc 517
520	C	18	57	3,92	0,10				4,12	12,00	28	-	t Mc 522
522	C	18	19	3,76	0,10				3,96	12,00	7	-	-
523	C	18	19	4,00	0,10				4,20	12,00	9	-	t Mc 503
592	C	18	51	3,66	0,10				3,86	12,00	6	-	t Mc 500, Mc 520
PLACA DECK Nv. + 13,45 m													
500	C	18	64	3,87	0,10				4,07	12,00	32	-	-
501	C	18	19	1,93	0,10				2,13	12,00	4	-	-
502	C	18	126	3,56	0,10				3,76	12,00	42	-	-
503	C	18	206	3,35	0,10				3,55	12,00	69	-	s46*1,35
504	C	18	27	2,45	0,10				2,65	12,00	7	-	-
505	C	18	89	1,51	0,10				1,71	12,00	7	-	t Mc 514, Mc 520, Mc 523,
506	C	18	52	1,80	0,10				2,00	12,00	8	-	t Mc 504, Mc 518
507	C	18	45	2,67	0,10				2,87	12,00	9	-	t Mc 511
508	C	18	9	2,20	0,10				2,40	12,00	1	-	t Mc 517
509	C	18	22	2,47	0,10				2,67	12,00	5	-	t Mc 523
510	C	18	69	3,40	0,10				3,60	12,00	23	-	-
511	C	18	36	4,35	0,10				4,55	12,00	18	-	-
512	C	18	28	2,18	0,10				2,38	12,00	5	-	t Mc 517
513	C	18	46	1,60	0,10				1,80	12,00	-	-	t Mc 520
514	C	18	36	3,23	0,10				3,43	12,00	12	-	-
515	C	18	22	2,00	0,10				2,20	12,00	4	-	t Mc 517
516	C	18	22	1,13	0,10				1,33	12,00	-	-	t Mc 503
517	C	18	35	2,93	0,10				3,13	12,00	11	-	t Mc 523
518	C	18	35	3,71	0,10				3,91	12,00	12	-	-
519	C	18	22	1,91	0,10				2,11	12,00	4	-	t Mc 517
520	C	18	57	3,92	0,10				4,12	12,00	28	-	t Mc 522
522	C	18	19	3,76	0,10				3,96	12,00	7	-	-
523	C	18	19	4,00	0,10				4,20	12,00	9	-	t Mc 503
592	C	18	51	3,66	0,10				3,86	12,00	6	-	t Mc 500, Mc 520

TRASLAPAR		RESUMEN DE HORMIGON			RESUMEN DE HIERROS										
DIAMETRO	LONG.	ELEMENTO	m3	LONG. COM.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES										
mm	pulg.	PLUNTOS		0	6	8	10	12	14	16	18	20			
10	3/8	40		6,00m											
12	1/2	50		9,00m											
14	5/8	55		12,00m		0		0	0				632,00	-	
16	5/8	65	115,04											15.152,8	
18	3/4	75													
20	3/4	80													
22	7/8	90													
25-32															
TOTAL =				115,04	TOTAL =				15.152,83				KG	333,36	qq



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECÁNICA

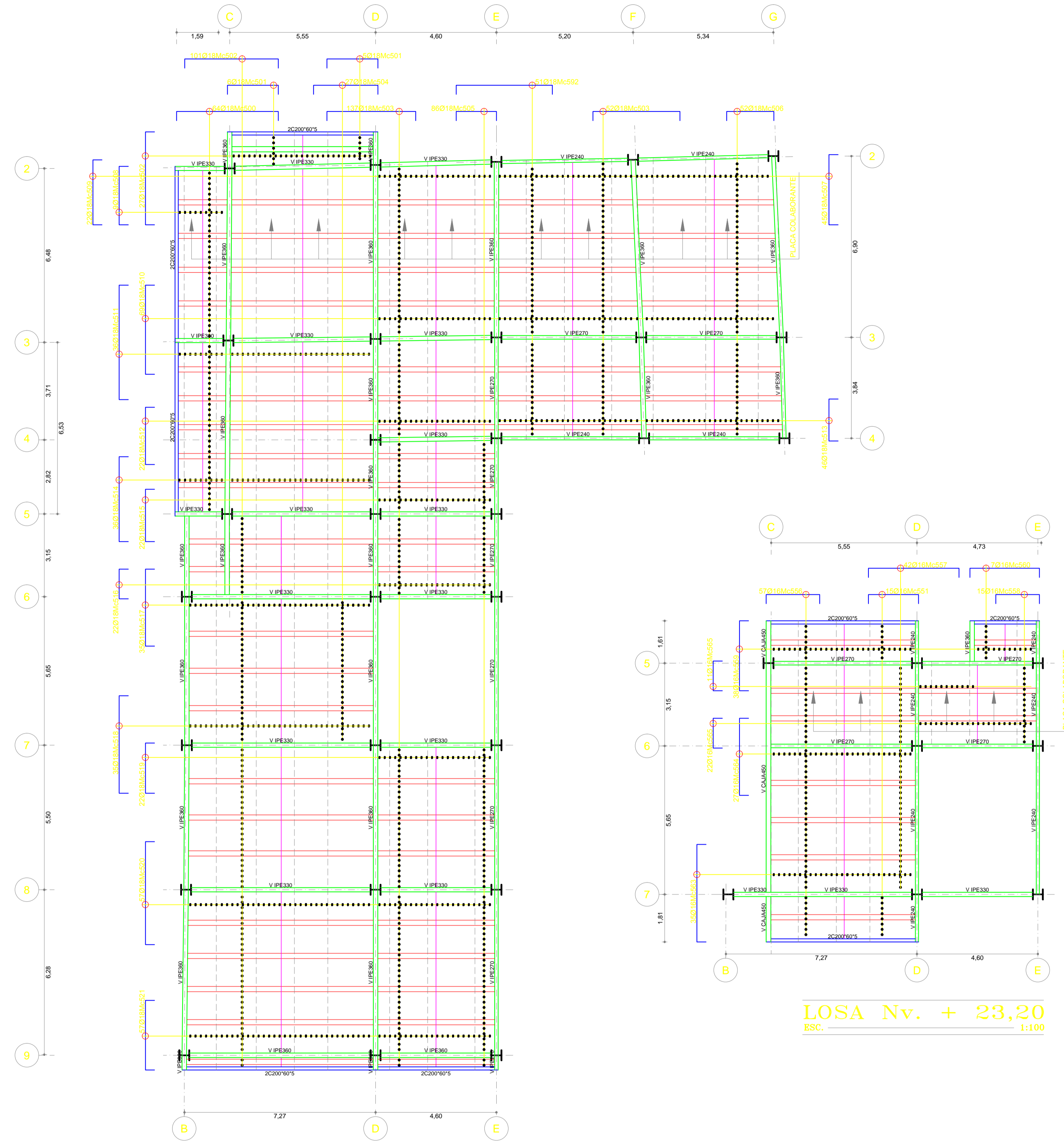
PROYECTO: ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METALICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO*.

CONTIENE: LOSA Nv. +10,20 m y Nv. + 13,45 m

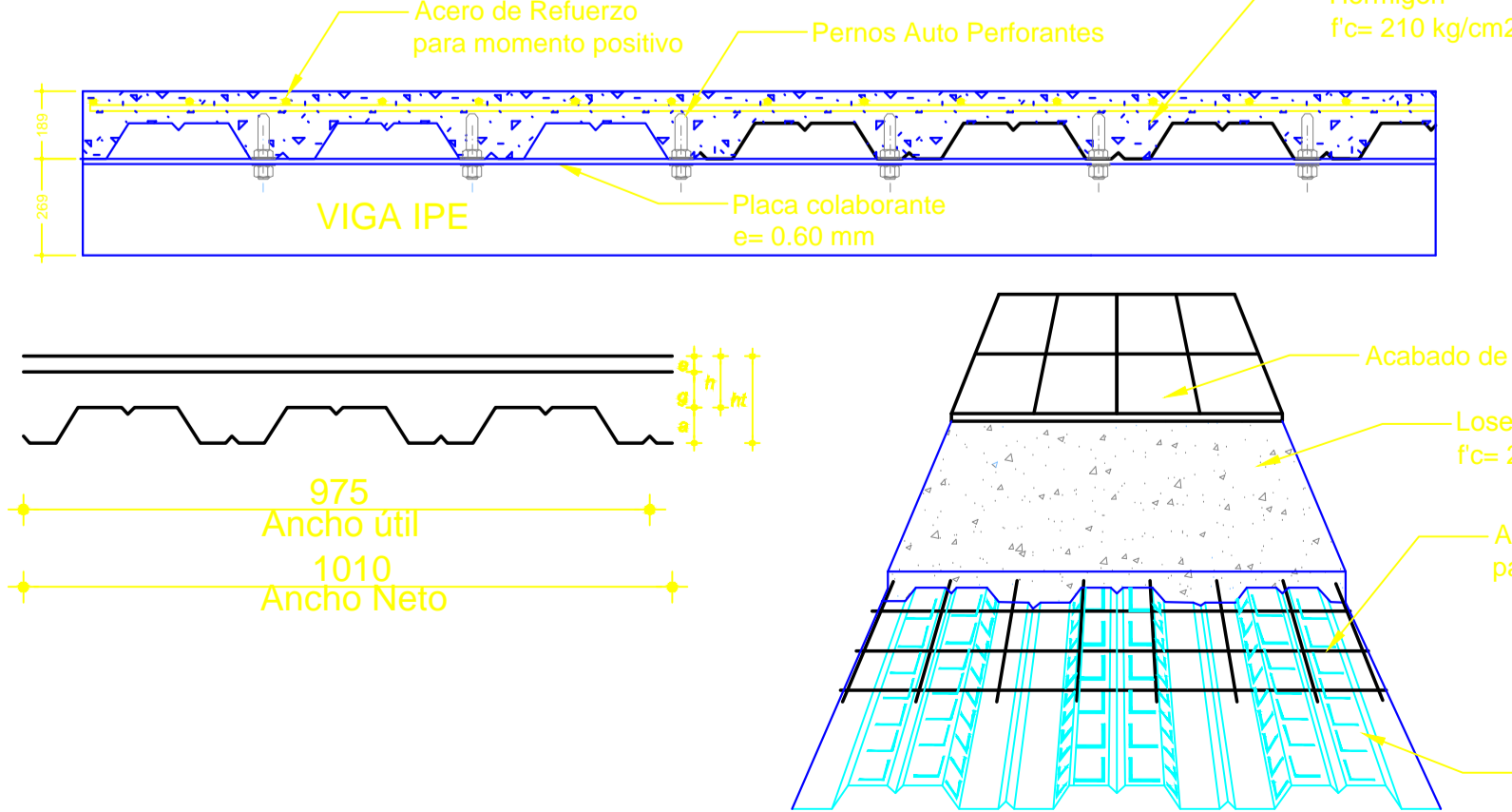
FECHA: ENERO/2015 DIBUJO: ANA GABRIELA GARZÓN FREIRE BORRASADA UBICACION: QUITO ESCALA: INDICADAS

CALCULO: ANA GABRIELA GARZÓN FREIRE BORRASADA REVISO Y APROBO: ING. CARLOS NAVARRO LAMINA: 7-8E2

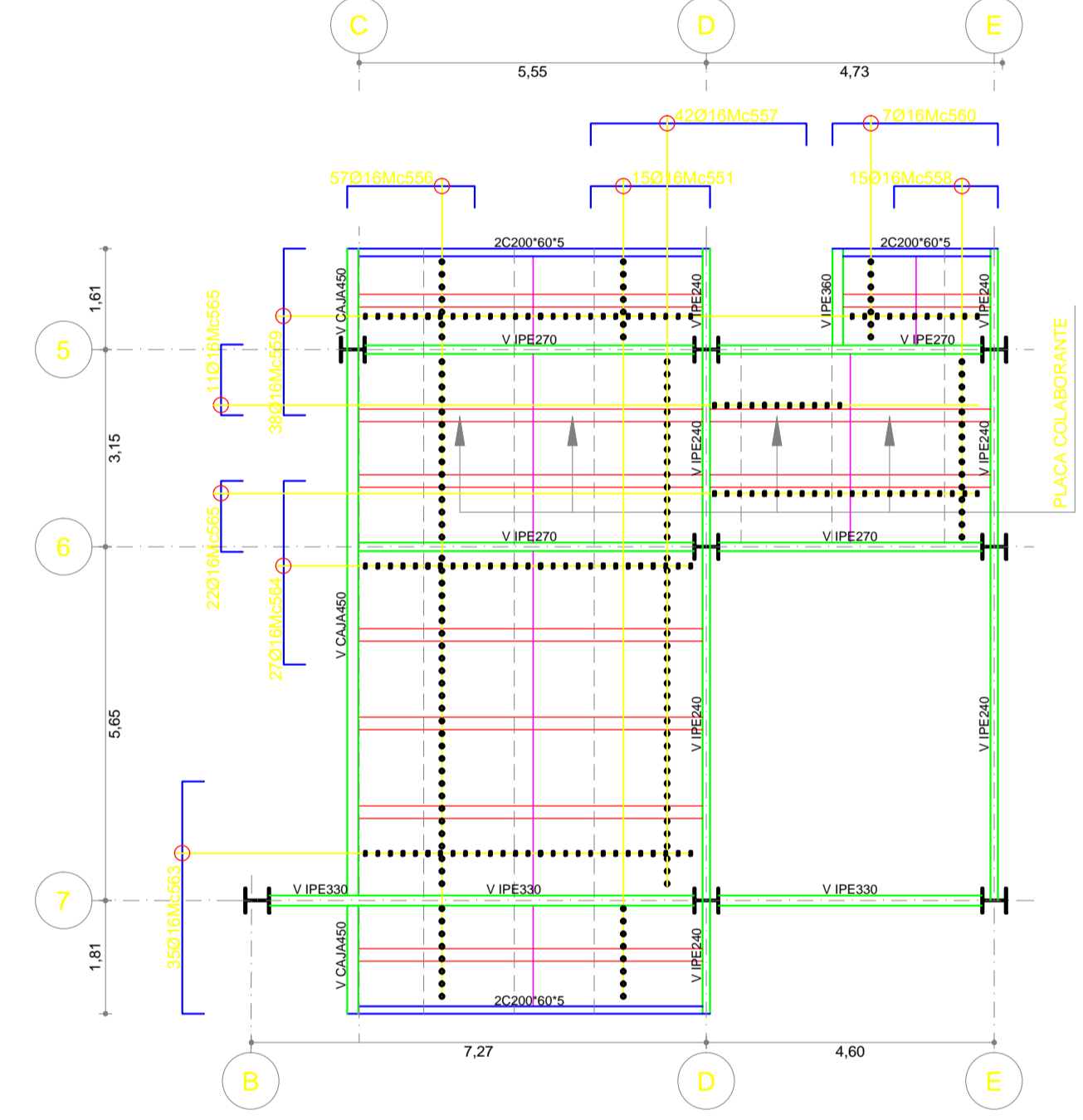
SELLOS



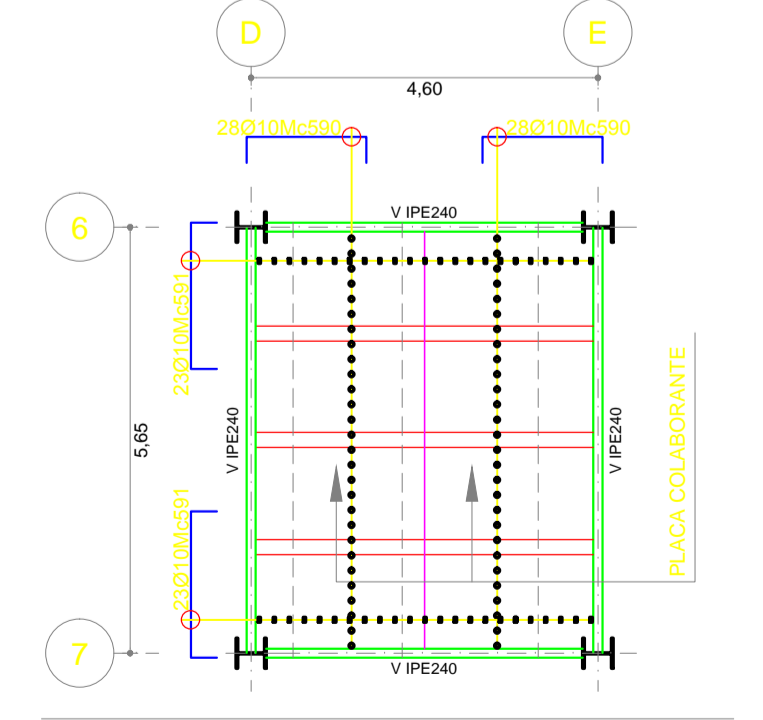
Losa Nv. + 16,70
ESC. 1:100



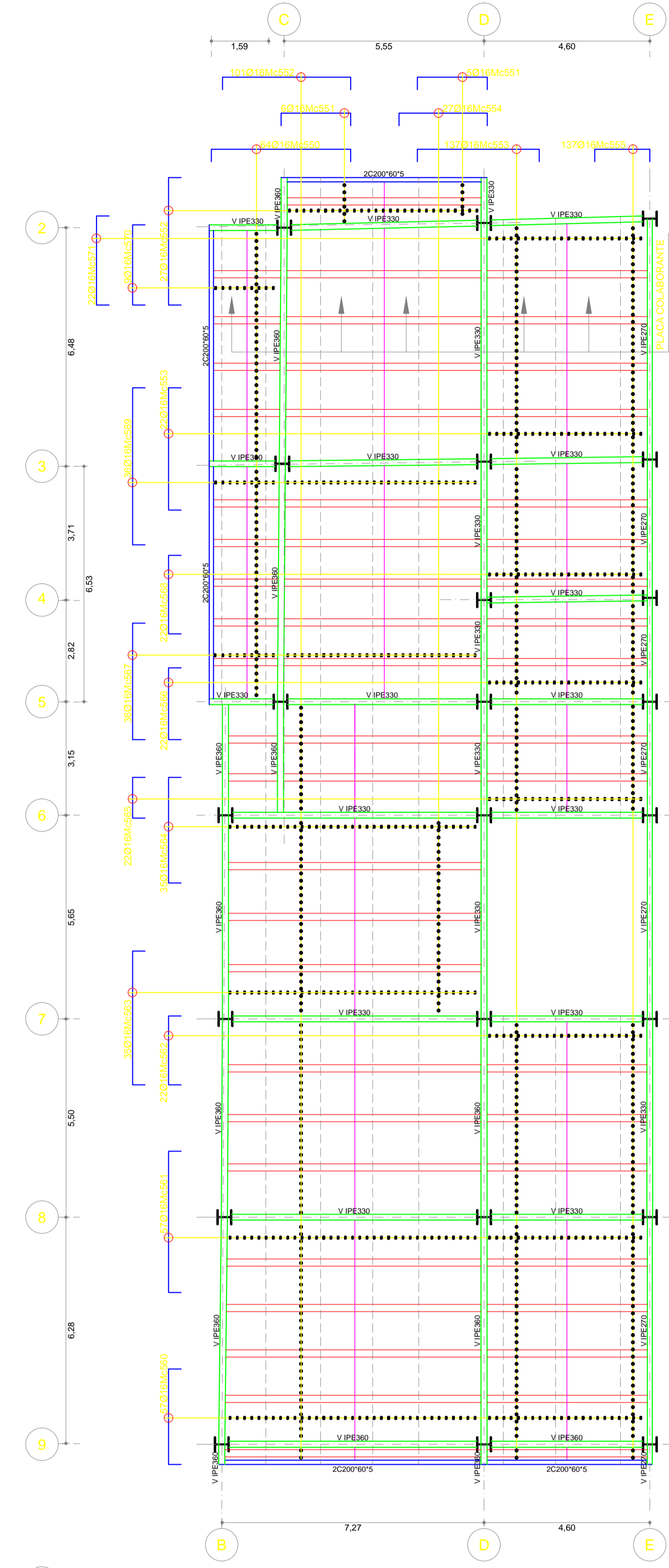
DETALLE DE PLACA COLABORANTE
SIN ESC.



Losa Nv. + 23,20
ESC. 1:100



Losa Nv. + 19,95
ESC. 1:100



Losa Nv. + 26,55
ESC. 1:100

PLANILLA DE HIERROS												
Mc	Tipo	Ø	#	DIMENSIONES					LONG. DESA.	LONG. VAR.	# VARIL.	OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e				
PLACA DECK Nv. + 16,70 m												
500	C	18	64	3,87	0,10				4,07	12,00	32	-
501	C	18	11	1,93	0,10				2,13	12,00	2	t Mc 511
502	C	18	128	3,56	0,10				3,76	12,00	42	t Mc 500
503	C	18	189	3,35	0,10				3,55	12,00	63	s3*1,35
504	C	18	27	2,45	0,10				2,65	12,00	7	-
505	C	18	86	1,51	0,10				1,71	12,00	11	t Mc 514
506	C	18	52	1,80	0,10				2,00	12,00	8	t Mc 594, Mc 519
507	C	18	47	2,67	0,10				2,87	12,00	8	t Mc 511
508	C	18	9	2,20	0,10				2,40	12,00	-	t Mc 517
509	C	18	22	2,47	0,10				2,67	12,00	5	t Mc 511
510	C	18	69	3,40	0,10				3,60	12,00	14	t Mc 520
511	C	18	27	2,45	0,10				2,65	12,00	7	-
512	C	18	22	2,18	0,10				2,38	12,00	4	t Mc 517
513	C	18	46	1,60	0,10				1,80	12,00	7	t Mc 505, Mc 511, Mc 519
514	C	18	36	3,23	0,10				3,43	12,00	12	-
515	C	18	22	2,00	0,10				2,20	12,00	4	t Mc 517
516	C	18	22	1,13	0,10				1,33	12,00	-	t Mc 503
517	C	18	35	2,93	0,10				3,13	12,00	12	-
518	C	18	35	3,71	0,10				3,91	12,00	12	-
519	C	18	22	1,91	0,10				2,11	12,00	5	-
520	C	18	57	3,92	0,10				4,12	12,00	28	t Mc 518
521	C	18	57	2,65	0,10				2,85	12,00	14	t Mc 520
592	C	18	51	3,66	0,10				3,86	12,00	7	t Mc 500

PLACA DECK Nv. + 19,95 m												
550	C	16	64	3,87	0,10				4,07	12,00	32	-
551	C	16	11	1,93	0,10				2,13	12,00	2	t Mc 569
552	C	16	128	3,56	0,10				3,76	12,00	22	t Mc 550, Mc 561
553	C	16	159	3,35	0,10				3,55	12,00	53	s3*1,35
554	C	16	27	2,45	0,10				2,65	12,00	6	t Mc 564
555	C	16	137	1,51	0,10				1,71	12,00	18	t Mc 567
560	C	16	57	2,65	0,10				2,85	12,00	12	t Mc 569
561	C	16	57	3,92	0,10				4,12	12,00	29	-
562	C	16	22	1,91	0,10				2,11	12,00	3	t Mc 564
563	C	16	35	3,71	0,10				3,91	12,00	12	s1*4,18
564	C	16	35	2,93	0,10				3,13	12,00	12	s1*3,54
565	C	16	22	1,13	0,10				1,33	12,00	-	t Mc 553
566	C	16	22	2,00	0,10				2,20	12,00	4	t Mc 564
567	C	16	36	3,23	0,10				3,43	12,00	12	s1*1,71
568	C	16	22	2,18	0,10				2,38	12,00	4	t Mc 569
569	C	16	36	4,35	0,10				4,55	12,00	18	-
570	C	16	9	2,20	0,10				2,40	12,00	1	t Mc 569
571	C	16	22	2,47	0,10				2,67	12,00	4	t Mc 569

PLACA DECK Nv. + 23,20 m												
551	C	16	15	1,93	0,10				2,13	12,00	5	s3*1,35
556	C	16	57	2,04	0,10				2,24	12,00	10	t Mc 564
557	C	16	42	3,45	0,10				3,65	12,00	14	-
558	C	16	15	1,56	0,10				1,76	12,00	2	t Mc 564
559	C	16	38	2,66	0,10				2,86	12,00	10	-
560	C	16	7	2,65	0,10				2,85	12,00	1	t Mc 559, Mc 563
563	C	16	35	3,71	0,10				3,91	12,00	12	-
564	C	16	27	2,93	0,10				3,13	12,00	9	-
565	C	16	33	1,13	0,10				1,33	12,00	4	s1*4,02

PLACA DECK Nv. + 26,55 m												
590	C	10	56	1,60	0,10				1,80	12,00	2	t Mc 591, s1*3,00
591	C	10	46	1,94	0,10				2,14	12,00	16	s1*5,58

DIAMETRO	LONG	RESUMEN DE HORMIGON		RESUMEN DE HIERROS							
		ELEMENTO	m3	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES							
mm	mm	PLINTOS		6	8	10	12	14	16	18	20
10	3/8	40		0							
12	1/2	50		6,00m							
14	5/8	55		9,00m							
16	5/8	65		12,00m		18,00			311,00	315,00	
18	3/4	75									
20	3/4	80									
22	7/8	90									
25-32											
TOTAL =			112,81	TOTAL =	13.574,81 KG						298,65 qq



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO: ANÁLISIS DE LA UNIÓN A CORTE Y A MOMENTO DE LA PLACA COLABORANTE EN UNA ESTRUCTURA METALICA Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ANTE UN SISMO.

CONTIENE: Losa Nv. +16,70 m, Nv. + 19,95 m, Nv. + 23,20 m y Nv. + 26,55 m

FECHA: ENERO/2015 DIBUJO: ANA GABRIELA GARZÓN FRERRE EGRESADA UBICACION: QUITO ESCALA: INDICADAS

CALCULO: ANA GABRIELA GARZÓN FRERRE EGRESADA REVISO Y APROBO: ING. CARLOS NAVARRO LAMINA: 8-8E2

SELLOS