



ESPE

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA**

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN.

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**PROYECTO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL.**

AUTOR: VEGA ARMIJOS, ALEX RICARDO

**TEMA: DISEÑO INTEGRAL Y PRESUPUESTO DE LA ESCUELA DE
PRÁCTICA ANTONIO GIL.**

TOMO I

DIRECTOR: ING. DURÁN, RICARDO

CODIRECTOR: ING. ZÚÑIGA, JORGE

SANGOLQUÍ, ENERO DE 2015

TOMO I

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS-ESPE

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. **ALEX RICARDO VEGA ARMIJOS** como requerimiento parcial a la obtención del título de INGENIERO CIVIL.

Sangolquí a, Enero de 2015.

ING. RICARDO DURÁN C.
DIRECTOR

ING. JORGE ZÚÑIGA G.
CODIRECTOR

REVISADO POR

ING. PABLO CAIZA PhD.
DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS-ESPE**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL****DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD**

ALEX RICARDO VEGA ARMIJOS

Declaro que:

El proyecto de grado denominado “**DISEÑO INTEGRAL Y PRESUPUESTO DE LA ESCUELA DE PRÁCTICA ANTONIO GIL**”, ha sido desarrollado con base a una investigación adecuada, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las referencias que constan en las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del proyecto de grado en mención parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Sangolquí, Enero de 2015.

ALEX RICARDO VEGA ARMIJOS

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS-ESPE**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL****AUTORIZACIÓN**

YO, ALEX RICARDO VEGA ARMIJOS

Autorizo a la Universidad de la Fuerzas Armadas – ESPE la publicación, en la biblioteca virtual de la Institución, del trabajo “**DISEÑO INTEGRAL Y PRESUPUESTO DE LA ESCUELA DE PRÁCTICA ANTONIO GIL**” cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Enero de 2015.

ALEX RICARDO VEGA ARMIJOS.

DEDICATORIA

Dedico el presente proyecto con mucho amor:

A mis padres, Fernando Vega y Gladys Armijos por ser mi fortaleza, mi apoyo, mi ejemplo durante toda mi vida.

A mis hermanos Andrés y Katy por todo el apoyo incondicional que me han brindado.

A toda mi familia por la confianza que siempre han tenido en mí.

Alex Ricardo Vega Armijos

AGRADECIMIENTOS

Agradezco principalmente a Dios, la Virgen María madre de Jesús y al Hermanito José Gregorio Hernández, porque sin su infinita misericordia y amor no se alcanzaría ningún objetivo en la vida.

A mis padres, Fernando Vega y Gladys Armijos por su amor, cariño compromiso, entrega y apoyo durante toda mi vida.

A mis hermanos Andrés y Katy por su apoyo incondicional durante toda mi vida.

A la Dra. Irene Patricia Cortés, quien me ha enseñado que ser médico no solo significa curar sino también tener un compromiso con sus pacientes y ayudarlos cuando ellos necesitan.

Al Ing. Jorge Zúñiga e Ing. Ricardo Durán, no solamente por sus conocimientos a nivel profesional que me brindaron; sino también por todo el apoyo, comprensión, confianza y dedicación que me han brindado durante todo este proceso.

Agradezco al Ing. Darío López por abrirme las puertas de la ingeniería, sus recomendaciones y consejos que me ha dado no solo a nivel profesional sino también a nivel personal.

Al Ing. Juan Carlos por el tiempo, sus recomendaciones y sus conocimientos que me brindo durante la realización de este proyecto.

A la escuela de práctica Antonio Gil, a través del Lic. Polivio Salgado quien me permitió realizar este proyecto de investigación.

A mi querido amigo Willy Tapia por toda su ayuda y apoyo durante la etapa universitaria.

A la Universidad de las Fuerzas Armadas- ESPE, a través de todos y cada uno de los profesores que han sido mis mentores, formándome profesionalmente.

Alex Ricardo Vega Armijos

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN.....	I
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD.....	II
AUTORIZACIÓN.....	III
DEDICATORIA.....	IV
AGRADECIMIENTOS.....	V
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	VI
LISTA DE FIGURAS.....	XIII
LISTA DE TABLAS.....	XVII
LISTA DE CUADROS.....	XX
RESUMEN.....	XXI
ABSTRACT.....	XXII
CAPÍTULO I (ASPECTOS GENERALES).....	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 IMPORTANCIA Y ÁREA DE INFLUENCIA.....	3
1.2.1 IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.2.2 ÁREA DE INFLUENCIA.....	3
1.3 OBJETIVOS.....	4
1.3.1 OBJETIVO GENERAL.....	4
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
CAPÍTULO II (ESCUELA DE PRÁCTICA ANTONIO GIL).....	5
2.1 GENERALIDADES.....	5
2.1.1 Ubicación Geográfica.....	5
2.2 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.....	6
2.2.1 Planimetría y altimetría.....	6

2.2.2	Levantamiento topográfico de la escuela.....	6
2.2.3	Análisis de la topografía del terreno.....	7
2.3	ESTUDIO DE SUELOS	8
2.3.1	Trabajos realizados.....	8
2.3.2	Resultados Obtenidos.....	9
2.3.3	Parámetros Mecánicos y Geotécnicos.....	10
2.3.4	Capacidad de Carga	11
2.3.5	Análisis del estudio de suelos.	12
2.4	ESTADO ACTUAL DE LA ESCUELA.....	12
2.4.1	Bloque de Aulas.....	13
2.4.1.1	Estado actual de la edificación.....	14
2.4.2	Edificio Administrativo.....	15
2.4.2.1	Estado actual de la edificación.....	16
2.4.3	Vivienda de Conserje.....	17
2.4.3.1	Estado actual de la edificación.....	17
2.4.4	Baterías sanitarias.....	18
2.4.4.1	Estado actual de la edificación.....	18
2.4.5	Áreas de recreación.....	19
2.4.6	Aspectos adicionales.....	19
2.4.7	Resumen de Edificaciones en el interior de la escuela.....	20
2.5	ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA ESCUELA.....	21
2.6	ANÁLISIS SÍSMORESISTENTE DE LA ESCUELA.....	23
	CAPÍTULO III (DISEÑO ARQUITECTÓNICO).....	26
3.1	ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.....	27
3.2	CRITERIOS DE DISEÑO.....	28
3.3	DISEÑO ARQUITECTÓNICO.....	29

3.3.1	Accesos.....	30
3.3.2	Edificio Principal.....	31
3.3.3	Áreas de recreación.....	35
3.3.4	Edificio administrativo.....	36
3.3.5	Vivienda del Conserje.....	37
3.3.6	Obras complementarias.....	39
3.3.7	Aspectos adicionales del diseño arquitectónico.....	42
CAPÍTULO IV (ACERO ESTRUCTURAL).....		45
4.1	CARACTERÍSTICAS GENERALES	45
4.2	PROPIEDADES, VENTAJAS Y LIMITACIONES.....	46
4.2.1	Propiedades mecánicas.....	46
4.2.2	Ventajas del acero estructural.....	47
4.2.3	Limitaciones del acero estructural.....	48
4.3	SECCIONES ESTRUCTURALES.....	48
4.3.1	Perfiles laminados en caliente.....	48
4.3.2	Perfiles armados o soldados.....	49
4.3.3	Perfiles conformados en frío.....	49
4.4	ELEMENTOS QUE CONFORMAN UNA SECCIÓN ESTRUCTURAL.....	50
4.4.1	Elementos atiesados.....	50
4.4.2	Elementos no atiesados.....	50
4.5	CLASIFICACIÓN SEGÚN EL PANDEO LOCAL.....	50
4.5.1	Secciones compactas.....	51
4.5.2	Secciones no compactas.....	51
4.5.3	Secciones esbeltas.....	51
4.6	MÉTODOS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS.	51

4.6.1	Método Elástico.....	51
4.6.2	Método Plástico.....	51
4.6.2.1	Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD).....	52
4.6.2.2	Ventajas del método LRFD.....	54
4.7	DISEÑO POR ANÁLISIS PLÁSTICO.....	54
4.7.1	Procedimiento general de diseño.....	54
4.8	CONEXIONES.....	55
4.8.1	Parámetros de diseño.....	55
4.8.2	Tipo de Conexión.....	56
CAPÍTULO V (CONSIDERACIONES INICIALES DE DISEÑO).....		57
5.1	METODOLOGÍA UTILIZADA.....	57
5.2	CONSIDERACIONES INICIALES.....	57
5.2.1	Configuración Estructural	57
5.2.2	Material utilizado.....	59
5.2.3	Normas de Diseño.....	60
5.3	ANÁLISIS SISMORESISTENTE	62
5.3.1	Análisis Estático.....	62
5.3.1.1	Cortante Basal de diseño.....	63
5.3.2	Análisis Dinámico.....	67
5.3.2.1	Espectro elástico de respuesta.....	67
5.3.2.2	Espectro Inelástico	68
5.4	CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS	70
5.5	ANÁLISIS DE CARGAS.....	71
5.5.1	Dimensionamiento de Losa.....	71
CAPÍTULO VI (DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES).....		77
6.1	CRITERIOS DE DISEÑO.....	77

6.2	DISEÑO ESTRUCTURAL EN SAP 2000.....	78
6.2.1	Materiales,.....	79
6.2.2	Secciones.....	80
6.2.3	Definición de los estados de carga.....	83
6.2.4	Determinación de las Fuerzas sísmicas.....	84
6.2.5	Definición de la masa.	88
6.2.6	Dibujo de la estructura.	88
6.2.7	Soluciones a problemas de diseño.....	91
6.3	DISEÑO MANUAL.	102
6.3.1	Vigas de arriostramiento lateral.....	104
6.3.1.1	Diseño a compresión.	105
6.3.2	Vigas secundarias (Vigas de apoyo).....	105
6.3.2.1	Predimensionamiento.	105
6.3.2.2	Diseño Estructural.....	108
6.3.3	Vigas Principales.....	112
6.3.3.1	Predimensionamiento.	112
6.3.3.2	Diseño estructural.....	116
6.3.4	Columnas de Acero.....	119
6.3.4.1	Predimensionamiento.	119
6.3.4.2	Diseño Estructural.....	119
6.4	COMPARACIONES DE DISEÑO.	124
6.5	DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	125
6.5.1	Predimensionamiento.....	125
6.5.2	Diseño estructural.	127
6.6	DISEÑO DE CADENA DE CIMENTACIÓN.	133
6.7	DISEÑO DE CONEXIONES.	134

6.7.1	Conexión Viga-Viga.....	135
6.7.2	Conexión columna-Viga.	141
6.7.3	Diseño de Placa Base.....	146
6.8	DISEÑO DE ESCALERAS DE HORMIGÓN ARMADO.	151
CAPÍTULO VII (DISEÑO DE OBRAS COMPLEMENTARIAS).....		155
7.1	DISEÑO DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO.	155
7.1.1	Predimensionamiento del muro.....	156
7.1.2	Consideraciones de diseño.	156
7.2	DISEÑO DE MURO DE HORMIGÓN CICLÓPEO.....	159
7.2.1	Dimensionamiento.....	159
7.2.2	Consideraciones de diseño.	159
7.3	DISEÑO HIDROSANITARIO.	160
7.3.1	Tanque cisterna.....	160
7.3.1.1	Dimensionamiento.	160
7.3.1.2	Diseño estructural del tanque cisterna.	163
7.3.2	Sistema hidroneumático.....	168
7.3.3	Redes de distribución.....	169
7.3.3.1	Tubería de agua potable.....	169
7.3.3.2	Tubería de desagüe.....	171
7.3.3.3	Red contra incendios.	174
7.3.4	Instalaciones Eléctricas.....	175
7.4	DISEÑO DE LA VISERA DEL GRADERÍO.....	180
7.4.1	Predimensionamiento.....	180
7.4.2	Diseño Estructural.	182
CAPÍTULO VIII (ANÁLISIS ADMINISTRATIVO DEL PROYECTO).....		183
8.1	PRESUPUESTO REFERENCIAL.....	183

8.1.1	Análisis de precios unitarios (APU).....	183
8.2	CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES.....	191
8.2.1	Procedimiento constructivo.....	191
8.2.2	Especificaciones Técnicas.....	194
8.2.3	Programación del proyecto.....	195
8.2.3.1	Diagrama de Gantt.....	195
8.2.3.2	Diagrama de PERT-CPM.....	196
8.2.4	Análisis del tiempo de Ejecución.....	198
8.2.4.1	Holguras.....	198
8.2.4.2	Ruta crítica.....	199
	CAPÍTULO IX (CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES).....	200
9.1	CONCLUSIONES.....	200
9.2	RECOMENDACIONES.....	202
9.3	OBSERVACIONES.....	203
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	204
	BIOGRAFÍA DEL AUTOR.....	207
	HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS.....	208
	ANEXOS (PLANOS DE DISEÑO).....	TOMO II

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Ubicación geográfica de la escuela Antonio Gil.	5
Figura 2: Instrumentación utilizada para el levantamiento topográfico (GPS)	7
Figura 3: Levantamiento topográfico de la escuela Antonio Gil.....	7
Figura 4: Equipo mecánico utilizado para el estudio de suelos de la escuela.....	8
Figura 5: Bloque A de la escuela Antonio Gil.	13
Figura 6: Bloque B de la escuela Antonio Gil.	14
Figura 7: Problemas de corrosión en elementos estructurales.....	15
Figura 8: Presencia de goteras en aulas de clase.....	15
Figura 9: Edificio Administrativo de la escuela.	16
Figura 10: Vivienda de conserjería.....	17
Figura 11: Baterías sanitarias.	18
Figura 12: Áreas de recreación.....	19
Figura 13: Espacios desperdiciados de la escuela.....	20
Figura 14: Perfilera para pórticos transversales.....	22
Figura 15: Perfilera para pórticos longitudinales.	22
Figura 16: Modelamiento estructural en SAP200 (Actual Escuela Antonio Gil).	25
Figura 17: Implantación de infraestructura de la escuela.	30
Figura 18: Accesos al interior de la escuela Antonio Gil.....	31
Figura 19: Edificio principal de la escuela.	32
Figura 20: Aula tipo que conforman la escuela.	33
Figura 21: Baterías sanitarias perteneciente al edificio principal.	34
Figura 22: Distribución de áreas de recreación en el interior de la escuela.....	35
Figura 23: Ubicación del Edificio Administrativo.....	36
Figura 24: Detalle del comedor escolar (Planta baja del edificio administrativo) ...	37
Figura 25: Detalle del dispensario médico y sala de profesores (Planta alta del edificio administrativo)	37

Figura 26: Ubicación de vivienda de conserjería.....	38
Figura 27: Vivienda de conserjería.....	38
Figura 28: Ubicación de la visera y bodega de la escuela.....	39
Figura 29: Área destinada para la cultura física.	40
Figura 30: Área destinada para estacionamientos.	40
Figura 31: Rampa de acceso al bloque de aulas de la escuela.....	41
Figura 32: Ubicación de muros de confinamiento en el interior de la escuela.	41
Figura 33: Porcentajes de infraestructura y áreas verdes en la escuela.....	44
Figura 34: Perfiles metálicos laminados en caliente.....	49
Figura 35: Perfiles metálicos armados o soldados.	49
Figura 36: Perfiles conformados en frío	50
Figura 37: Diseño de conexiones en estructuras metálicas.....	55
Figura 38: Ubicación de juntas sísmicas vista desde la planta.....	58
Figura 39: Ubicación de juntas sísmicas vista frontal.....	58
Figura 40: Parámetros necesarios para colocación de junta sísmica.	58
Figura 41: DMQ dividido pos zonas	64
Figura 42: Factores de sitio DMQ	65
Figura 43: Espectro elástico de aceleraciones.....	67
Figura 44: Espectro elástico de aceleraciones (Tumbaco-Ecuador).....	68
Figura 45: Espectro inelástico de aceleraciones (Tumbaco-Ecuador).....	69
Figura 46: Espectro elástico e inelástico de aceleraciones (Tumbaco).	69
Figura 47: Conexiones entre vigas con cortes en las alas.....	70
Figura 48: Conexiones entre vigas sin cortes.....	70
Figura 49: Corte típico de losacero.	71
Figura 50: Corte de losa sobre Deck metálico h= 11cm.....	74
Figura 51: Definición de propiedades del material en Sap2000.	79
Figura 52: Definición de propiedades de la sección en Sap2000.	80
Figura 53: Generación de auto select list en Sap2000.....	81

Figura 54: Secciones analizadas en Sap2000.	81
Figura 55: Losa Deck metálico en Sap2000.....	82
Figura 56: Definición de elementos tipo shell en Sap2000.....	83
Figura 57: Definición de estados de carga en Sap2000.....	84
Figura 58: Análisis estático en Sap2000.	85
Figura 59: Definición del espectro de respuesta.	86
Figura 60: Definición de estados de carga dinámicos.	87
Figura 61: Definición de modos de vibración.....	87
Figura 62: Definición de los estados de masa.....	88
Figura 63: Modelamiento de la estructura en Sap2000. (Resultados Obtenidos) ..	90
Figura 64: Arriostramientos laterales en estructura.	91
Figura 65: Conexión columna vigas en nudo del eje D15.....	93
Figura 66: Modelamiento en SAP 2000, (Edificio principal- Bloque 1y 6).....	96
Figura 67: Modelamiento en SAP 2000, (Edificio principal- Bloque 2).....	97
Figura 68: Modelamiento en SAP 2000, (Edificio principal- Bloque 3).....	98
Figura 69: Modelamiento en SAP 2000, (Edificio principal- Bloque 4).....	99
Figura 70: Modelamiento en SAP 2000, (Edificio principal- Bloque 5).....	100
Figura 71: Modelamiento en SAP 2000, (Edificio principal- Vivienda de conserje).	101
Figura 72: Modelamiento, reacciones y momentos de viga secundaria.....	106
Figura 73: Reacciones y momentos de viga secundaria.	108
Figura 74: Ubicación de conectores de corte en viga metálica.....	112
Figura 75: Relación viga principal, viga secundaria.....	113
Figura 76: Cargas puntuales sobre viga principal.	113
Figura 77: Transformación de carga puntual a carga distribuida.....	114
Figura 78: Reacciones y momentos viga principal.	114
Figura 79: Nomogramas para determinar longitudes efectivas de columnas en marcos continuos.....	121

Figura 80: Corte unidireccional en plinto aislado.....	128
Figura 81: Corte bidireccional en plinto aislado.....	129
Figura 82: Detalle de la armadura del plinto de cimentación.....	131
Figura 83: Junta de dilatación el plinto a desnivel	132
Figura 84: Espaciamiento de junta de dilatación columnas a desnivel	133
Figura 85: Conexión viga-viga	135
Figura 86: Conexión eje 15 viga-viga.....	136
Figura 87: Esquema de conexión viga-viga	139
Figura 88: Esquema de conexión columna-viga.....	141
Figura 89: Conexión columna-viga.....	141
Figura 90: Esquema de conexión atornillada tipo columna-viga.....	143
Figura 91: Componentes de placa base para columnas metálicas.....	147
Figura 92: Modelo matemático de escaleras.....	153
Figura 93: Diagrama de cortantes y momentos de escalera.	153
Figura 94: Ubicación de muros de confinamiento.	155
Figura 95: Muro de confinamiento (Estacionamiento vehicular).....	156
Figura 96: Detalle de muro de hormigón ciclópeo.....	159
Figura 97: Esquema en planta y elevación del tanque cisterna.....	162
Figura 98: Empuje del suelo en pantalla lateral de tanque cisterna.....	163
Figura 99: Empuje del agua en pantalla lateral de tanque cisterna.	165
Figura 100: Diagrama de momentos en losa inferior de cisterna.....	166
Figura 101: Diagrama de momentos en losa superior de cisterna.....	167
Figura 102: Diseño arquitectónico de visera de graderío.	180
Figura 103: Análisis de precios unitarios en programa Proexcel.....	188
Figura 104: Costos de las diferentes actividades realizadas en el proyecto.....	190

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Parámetros mecánicos y geotécnicos muestra SP01.....	11
Tabla 2: Parámetros mecánicos y geotécnicos muestra SP02.....	11
Tabla 3: Capacidad admisible del suelo para muestras SP01, SP02.	12
Tabla 4: Dimensiones y áreas por ambiente (Bloque A).....	13
Tabla 5: Dimensiones y áreas por ambientes del (Bloque B).	14
Tabla 6: Áreas por ambiente del edificio administrativo.....	16
Tabla 7: Área correspondiente a vivienda de conserje.	17
Tabla 8: Áreas correspondientes a las baterías sanitarias de la escuela.....	18
Tabla 9: Áreas de recreación en escuela	19
Tabla 10: Resumen de áreas en las edificaciones de la escuela.....	20
Tabla 11: Planilla de aceros de la escuela Antonio Gil.	23
Tabla 12: Derivas inelásticas (Escuela Antonio Gil).....	24
Tabla 13: Dimensiones de puertas de acceso a la escuela.	31
Tabla 14: Características del aula tipo de la escuela.....	34
Tabla 15: Área y uso de espacios de recreación en el interior de la escuela.....	36
Tabla 16: Áreas por ambiente en vivienda de conserjería	39
Tabla 17: Resumen correspondiente a las obras a realizarse en la escuela Antonio Gil.	43
Tabla 18: Factores de sitio para sector Tumbaco.....	65
Tabla 19: Factores de análisis estático (Escuela Antonio Gil).	66
Tabla 20: Propiedades de placa colaborante Dipac-Ecuador.	71
Tabla 21: Sobrecarga admisible placa colaborante Dipac.....	72
Tabla 22: Separación de vigas secundarias y sobrecarga admisible.....	73
Tabla 23: Distancia entre apoyos sin apuntalar.	73
Tabla 24: Análisis de cargas correspondiente al edificio principal.	76
Tabla 25: Análisis de cargas correspondiente a vivienda de conserje.	76

Tabla 26: Secciones sísmicamente compactas.....	78
Tabla 27: Arriostramientos transversales en edificaciones de acero	92
Tabla 28: Cálculo de momentos plásticos nominales de columnas.	93
Tabla 29: Cálculo de momentos plásticos nominales de vigas.....	93
Tabla 30: Derivas inelásticas en edificaciones de la escuela.....	94
Tabla 31: Aceleración espectral y períodos de vibración.....	103
Tabla 32: Cálculo del cortante basal en edificaciones de la escuela.	103
Tabla 33: Propiedades de viga de arriostramiento	105
Tabla 34: Análisis de cargas en viga secundaria.....	106
Tabla 35: Parámetros de diseño (IPE 240).....	108
Tabla 36: Factor f para incremento de momento.....	115
Tabla 37: Parámetros de diseño (IPE 360).....	116
Tabla 38: Parámetros de diseño columna eje D-15.....	119
Tabla 39: Secciones estructurales para elementos tipo.....	124
Tabla 40: Parámetros de diseño plinto eje D15.	125
Tabla 41: Dimensiones de plintos y respectiva ubicación	126
Tabla 42: Armadura en plintos de hormigón armado.....	131
Tabla 43: Cadenas de cimentación (Escuela Antonio Gil).....	134
Tabla 44: Perfiles estructurales para conexión viga-viga.....	135
Tabla 45: Especificaciones para tornillos de alta resistencia.	137
Tabla 46: Diámetros y agujeros de pernos utilizados para conexiones.....	137
Tabla 47: Requerimientos para placa en conexiones. AISC 360-10.	138
Tabla 48: Requerimientos mínimos para soldadura de filete AISC 360-10.....	139
Tabla 49: Tamaño mínimo para soldadura de filete.....	140
Tabla 50: Diseño de conexión tipo viga-viga.	140
Tabla 51: Perfiles estructurales para conexión columna-viga.....	141
Tabla 52: Conexión tipo columna-viga.	143
Tabla 53: Consideraciones de diseño para placa base (Eje D15).....	146

Tabla 54: Valores de m en función de KL (Carga última equivalente).	148
Tabla 55: Placas de acero para base de columnas metálicas.	151
Tabla 56: Parámetros de diseño de escalera de hormigón armado.	151
Tabla 57: Consideraciones de diseño para cimentación de muro.	158
Tabla 58: Armadura en muros (Escuela Antonio Gil).	158
Tabla 59: Volumen de agua en edificaciones de la escuela en función de la dotación.	161
Tabla 60: Parámetros de diseño del tanque cisterna.	163
Tabla 61: Armadura correspondiente al tanque cisterna.	168
Tabla 62: Gastos mínimos en función de aparatos sanitarios.	169
Tabla 63: Diámetro de tuberías de abastecimiento de agua potable por piso.	170
Tabla 64: Diámetro de tuberías de columna de agua.	171
Tabla 65: Diámetros de tubería de desagüe por piso.	172
Tabla 66: Diámetros de tubería de desagüe correspondiente las derivaciones de aparatos sanitarios.	173
Tabla 67: Diámetros de tubería de desagüe correspondiente a las columnas de desagüe.	174
Tabla 68: Aparatos eléctricos por piso en edificaciones (Escuela Antonio Gil).	175
Tabla 69: Circuitos eléctricos en edificaciones escolares (Escuela Antonio Gil) ...	178
Tabla 70: Análisis de cargas (Visera de graderío).	181
Tabla 71: Secciones conformadas para visera de graderío.	182
Tabla 72: Rendimiento por unidad del rubro analizado.	186
Tabla 73: Desglose de precios por capítulos, en escuela Antonio Gil.	189
Tabla 74: Presupuesto referencial (Escuela Antonio Gil).	191
Tabla 75: Tiempo programado para la construcción de la escuela.	199

LISTA DE CUADROS.

Cuadro 1: Características estratigráficas perforación SP01.....	9
Cuadro 2: Características estratigráficas perforación SP02.....	10
Cuadro 3: Normas de Arquitectura y Urbanismo (DMQ).....	27
Cuadro 4: Ubicación de aulas de clase en Edificio principal.....	33
Cuadro 5: Piezas sanitarias en baterías sanitarias de escuela.....	35
Cuadro 6: Características de los principales aceros estructurales.....	46
Cuadro 7: Factores de resistencia LRFD.....	53
Cuadro 8: Parámetros de diseño escalera de hormigón armado.....	154
Cuadro 9: Cronograma de actividades (Edificio Principal).....	196

RESUMEN

La escuela de Práctica Antonio Gil es un establecimiento de escasos recursos económicos, convirtiéndose en un proyecto real como una herramienta de ayuda para el desarrollo de la niñez brindándoles instalaciones nuevas, seguras y técnicamente diseñadas logrando como objetivo un mejor ambiente tanto de estudiantes como de maestros al momento de recibir y dictar las clases. Este proyecto propone poner en marcha un diseño integro en el cual está contemplado la construcción de nuevas aulas, la remodelación del edificio administrativo y sus respectivas obras complementarias. Cabe indicar que el diseño propuesto es lo más indicado en función de las características del terreno con que se cuenta, aprovechando al máximo sus instalaciones después de la realización de los respectivos estudios en el lugar del proyecto, tomando en consideración que la edificación requiere de una urgente intervención, debido al deterioro y escaso mantenimiento, resultado de una falta de presupuesto. Se empleará en el diseño acero estructural como material principal, el cual nos brinda ciertas ventajas frente a los tradicionales procedimientos constructivos considerando la reducción del costo, mano de obra y tiempo de ejecución.

PALABRAS CLAVE: ESCUELA, ESTRUCTURA METÁLICA, DISEÑO INTEGRAL, PRESUPUESTO REFERENCIAL, CRONOGRAMA.

ABSTRACT

Antonio Gil elementary school is a low income setting, becoming a real project as a tool to aid the development of children by providing new, safe facilities designed and technically achieving a better environment intended for both students and teachers upon receipt and conduct classes. This project proposes to launch an integral design in which the construction of new classrooms, the renovation of the administrative building and their ancillary works. It is noted that the proposed design is most suitable depending on terrain features that it has, maximizing its facilities after the completion of the respective studies on the project site, taking into consideration that the building requires urgent intervention due to deterioration and poor maintenance, the result of a lack of budget. It will be used in structural steel design as the main material, which gives us certain advantages over traditional construction methods considering reducing the cost, labor and time of execution.

**KEYWORDS: SCHOOL, METAL FRAME, INTEGRAL DESIGN
REFERENCE BUDGET, SCHEDULE.**

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1 ANTECEDENTES

“Todos los ecuatorianos tenemos el derecho a la educación integral y la obligación de participar activamente en el proceso educativo nacional” (SEMPLADES, (Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo), 2009-2013). Entre los objetivos actualizados del Plan Nacional para el Buen Vivir (2009-2013), menciona construir y fortalecer espacios públicos interculturales y de encuentro común.

El Distrito Metropolitano de Quito (DMQ), cuenta con más de 2168 instituciones educativas fiscales y fiscomisionales distribuidas en zonas urbanas y rurales, la cuales ofrecen educación a 558.755 estudiantes aproximadamente de acuerdo a un estudio realizado por el Ministerio de Educación. Estas edificaciones no han recibido el debido mantenimiento principalmente por la falta de presupuesto que desemboca al debilitamiento en sus estructuras, en caso de ser muy antiguas, o no fueron técnicamente diseñadas. Sin embargo es preciso indicar que a falta de presupuesto existen escuelas que gracias a la autogestión de las autoridades del establecimiento pueden mantener las edificaciones escolares.

La ordenanza Municipal No 3746 que contiene normas de arquitectura y urbanismo propone el mejoramiento de las condiciones del hábitat definiendo las normas mínimas de diseño y construcción que garanticen niveles normales de funcionalidad, seguridad, estabilidad e higiene en los espacios públicos y edificaciones, además que permitan prevenir y controlar la contaminación y el deterioro del medio ambiente.

La reparación y reconstrucción de las edificaciones escolares son difíciles y costosas. Haciendo un análisis del estado de las edificaciones de algunas escuelas de Quito, lamentablemente un porcentaje importante se encuentran con problemas como: techos colapsados, aulas que se encuentran en malas condiciones, falta de baterías sanitarias, no existe una adecuada instalación eléctrica, carencia de piso en aulas, patios, corredores etc. lo que ocasiona en invierno verdaderos lodazales (sector rural). Teniendo como resultado escuelas que están a punto de colapsar.

Es importante que el Ministerio a cargo deba dar prioridad al área de la construcción escolar que necesita de una urgente intervención, brindando las condiciones adecuadas para una buena educación.

La Escuela de Práctica Antonio Gil, es un establecimiento de escasos recursos económicos. Instalaciones que funcionan desde el año 1974, producto de una donación de un terreno y una pequeña edificación familiar por parte del Sr. Guillermo Pérez Chiriboga logrando aumentar sus instalaciones gracias a la autogestión del Lic. Polivio Salgado (Director) y autoridades del establecimiento.

Las limitaciones económicas se manifiestan en el deterioro del bloque de aulas, que demanda una necesidad de buscar soluciones para el beneficio de los estudiantes, así como también la imposibilidad de avanzar con la infraestructura necesaria para la construcción de las nuevas aulas para dar paso al proyecto de ampliar sus ciclos de educación básica que demanda la comunidad.

Con estos antecedentes se presenta un diseño integral de todas las obras a realizarse dentro del establecimiento y su respectivo presupuesto a fin de brindar a sus estudiantes, profesores y padres de familia un lugar más cómodo, seguro y funcional.

Adicionalmente por medio de este proyecto se busca brindar a los jóvenes estudiantes una guía completa de todas actividades que contempla un proyecto de construcción desde sus inicios hasta el proceso constructivo, esperando que pueda ser de mucha utilidad para estudiantes de ingeniería.

1.2 IMPORTANCIA Y ÁREA DE INFLUENCIA

1.2.1 IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.

Hoy en día la escuela de Práctica Antonio Gil cuenta con sus instalaciones de primero a séptimo de básica, teniendo el proyecto a futuro llegar al décimo año de educación básica. Aspiración difícil de alcanzar, pues la escuela no cuenta con la infraestructura necesaria para dar cabida a más estudiantes.

Es importante señalar que la edificación tiene más de cuarenta años de funcionamiento; y por ser una escuela de escasos recursos económicos no se ha realizado el debido mantenimiento que podría ocasionar en un futuro no muy lejano serios problemas estructurales considerando el clima, problemas de inundación debido a la topografía del establecimiento y el alto riesgo sísmico debido a la ubicación geográfica de nuestro país.

Con estos antecedentes planteamos soluciones a problemas recurrentes, brindando aulas dignas, una visera que ayude a atenuar el fuerte sol, estacionamiento, áreas de recreación y vivienda para la conserjería, entre otras.

1.2.2 ÁREA DE INFLUENCIA

Con el proyecto que se realizará en la escuela de Práctica Antonio Gil, los principales beneficiados serán los estudiantes; niños y jóvenes que cursen desde el primero hasta el décimo año de educación básica. Podrán contar con instalaciones nuevas, seguras y técnicamente diseñadas, logrando como objetivo un mejor ambiente tanto de estudiantes como de

maestros al momento de recibir o dictar clases, y la tranquilidad de los padres de familia al saber que sus hijos se encuentran recibiendo clases en un lugar seguro cómodo y funcional.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Elaborar el diseño integral y el presupuesto de las obras a ser ejecutadas en la escuela de Práctica Antonio Gil.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el levantamiento topográfico de la escuela Práctica Antonio Gil.
- Realizar el análisis del estado actual en el que se encuentra la infraestructura de la escuela.
- Realizar el respectivo estudio de suelos de la escuela, y su análisis.
- Realizar el diseño arquitectónico de las obras a ser ejecutadas sobre la escuela, de acuerdo con lo establecido en la ordenanza 3746 de arquitectura y urbanismo del Distrito Metropolitano de Quito (DMQ).
- Realizar el diseño estructural de las obras a ser realizadas sobre la escuela de forma analítica y utilizando el programa SAP 2000 comparar los resultados y emitir diferentes criterios.
- Realizar el diseño eléctrico e hidrosanitario del de las obras a realizarse en la escuela de Práctica Antonio Gil.
- Elaborar los planos que involucran los diseños anteriormente descritos de acuerdo con lo establecido en la ordenanza 3746 de arquitectura y urbanismo del Distrito Metropolitano de Quito (DMQ).
- Elaborar los respectivos análisis de precios unitarios (APU), necesarios para determinar el presupuesto del diseño.
- Desarrollar el cronograma de actividades para la ejecución del proyecto elaborando los diagramas de Gantt y PERT-CPM
- Elaborar una presentación en 3D del diseño definitivo de la escuela utilizando el software Google Sketchup.

CAPÍTULO II

ESCUELA DE PRÁCTICA ANTONIO GIL

2.1 GENERALIDADES

2.1.1 Ubicación Geográfica

La escuela de Práctica Antonio Gil se encuentra ubicada en la provincia de Pichincha, cantón Quito, parroquia Tumbaco, barrio San Antonio de Cunuyacu, en el kilómetro uno de la vía Intervalles. (Figura 1).



Figura 1: Ubicación geográfica de la escuela Antonio Gil.

Limita al norte y al oeste con la Hacienda Zachapamba, al sur con la quebrada Shullún, al este con el kilómetro uno de la vía Intervalles y el pasaje S/N.

La escuela de Práctica Antonio Gil actualmente alberga a 140 alumnos que cursan desde el primero al séptimo año de educación básica.

En este capítulo conoceremos la situación actual de la escuela de una forma más detallada; sus instalaciones, sus limitaciones, con el objetivo de tener una visión más clara del alcance del presente de trabajo.

2.2 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

Los estudios topográficos se los realiza con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales, artificiales (construidos por el hombre), aspectos importantes que se debe tener en cuenta antes de la ejecución de un proyecto.

2.2.1 Planimetría y altimetría

Dentro de la topografía es necesario conocer dos conceptos fundamentales que son:

Planimetría: “Es la parte de la topografía que tiene en cuenta la proyección del terreno sobre un plano imaginario horizontal, que se supone pasa por el centro de la zona considerada” (ROMERO, 2009, pág. 4).

Altimetría: “Es la parte de la topografía que tiene en cuenta la proyección de la superficie terrestre sobre un plano vertical; es decir toma en cuenta las diferencias de nivel entre los diferentes puntos del terreno” (ROMERO, 2009, pág. 4).

2.2.2 Levantamiento topográfico de la escuela

Cuando se habla de un levantamiento topográfico en un proyecto de construcción generalmente nos referimos a una representación gráfica de todas las características físicas del terreno y las obras existentes dentro de un proyecto.

Materiales de Trabajo.

Los materiales que se utilizaron para realizar el levantamiento topográfico fueron: estación total, un prisma, trípode y GPS.

Procedimiento.

Se establece una base topográfica (georreferenciación), para obtener las coordenadas de ubicación del lugar. (Figura 2.).



Figura 2: Instrumentación utilizada para el levantamiento topográfico (GPS)

Fuente: Imagen obtenida en levantamiento topográfico de la escuela.

Se realiza el levantamiento de toda la superficie que abarca el terreno de la escuela, tomando en consideración todos los accidentes naturales del sitio involucrado como se indica en la Figura 3.



Figura 3: Levantamiento topográfico de la escuela Antonio Gil.

Fuente: Imagen obtenida en levantamiento topográfico de la escuela.

2.2.3 Análisis de la topografía del terreno

Una vez terminado el levantamiento topográfico y analizados los resultados obtenidos en campo se establece que el terreno presenta una topografía relativamente plana con pendientes hacia la quebrada Shullún, la misma que se la puede apreciar en el Anexo 3 (Ver en el CD).

2.3 ESTUDIO DE SUELOS

El estudio de suelos dentro de una obra de ingeniería cumple un papel muy importante, en muchas ocasiones ya sea por desconocimiento o por reducir el costo final de la obra se omite este estudio ocasionando posteriormente problemas considerables que afectarán directamente a la estructura. El conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo garantizará la seguridad de cualquier obra de ingeniería.

Un estudio de suelos nos indica las características del terreno tales como el tipo de suelo, el nivel freático y la capacidad soportante, etc. Factores que son determinantes al diseñar la cimentación.

2.3.1 Trabajos realizados

Trabajo de campo

Para efectos de este estudio se realizó dos perforaciones a percusión (SP01-SP02) mediante la utilización de equipo mecánico (Figura 4), explorando hasta la profundidad de 1.50 con ensayos de penetración estándar SPT el mismo que consiste en determinar el número de golpes necesarios para que la cuchara se introduzca 45cm, este se lo realizó cada metro de profundidad, según las recomendaciones de la norma ASTM D1586-67.



Figura 4: Equipo mecánico utilizado para el estudio de suelos de la escuela

Fuente: Imagen obtenida en campo.

Trabajo de Gabinete

Con las muestras alteradas recuperadas en el campo se procedió a la determinación de sus características físicas y mecánicas en el laboratorio, valores que sumados a los resultados obtenidos en los ensayos de penetración estándar permite, basados en los criterios de la mecánica de suelos, calcular los parámetros de resistencia estimándose un factor de seguridad de 3 debido a la importancia de la edificación que está proyectada construirse.

2.3.2 Resultados Obtenidos

Estratigrafía

De los sondeos realizados se establece una estratigrafía generalizada la cual se indica en la Cuadro 1, Cuadro 2

Cuadro 1: Características estratigráficas perforación SP01.

ESTATIGRAFÍA PARA EL SUELO DE ESCUELA ANTONIO GIL.	
PERFORACIÓN:	Primera perforación (SP01)
UBICACIÓN:	Cancha de uso múltiple.
PROFUNDIDAD	ESTRATIGRAFÍA
DE 0.00 m - 0.50 m	Mejoramiento: Gravas de grano medio en matiz limo arenosa.
	Plasticidad nula
	Humedad baja
	Color café claro.
DE 0.00 m - 0.50 m	Conglomerado: Gravas de grano medio a fino en matiz limo arenosa.
	Plasticidad nula
	Humedad baja
	Color café claro.

Cuadro 2: Características estratigráficas perforación SP02.

ESTATIGRAFÍA PARA EL SUELO DE ESCUELA ANTONIO GIL.	
PERFORACIÓN:	Primera perforación (SP02)
UBICACIÓN:	Patio central de la escuela.
PROFUNDIDAD	ESTRATIGRAFÍA
DE 0.00 m - 0.70 m	Mejoramiento: Gravas de grano medio en matiz limo arenosa. Plasticidad nula Humedad baja Color café claro.
Mayor a 0.70 m	Conglomerado: Gravas de grano medio a fino en matiz limo arenosa. Plasticidad nula Humedad baja Color café claro.

El perfil estratigráfico con sus características más detalladas se muestra en el Anexo 1 (Ver en el CD) del presente proyecto.

Nivel freático

No se encontró la presencia de nivel freático al momento de realizar el presente ensayo, este aspecto se lo tuvo que analizar debido a que en las inmediaciones de la escuela se encuentra el río Shullún.

2.3.3 Parámetros Mecánicos y Geotécnicos

Para complementar la información obtenida en campo y con el objetivo de determinar las propiedades de los estratos encontrados, se realizaron los correspondientes ensayos de laboratorio con muestras alteradas representativas de cada investigación con su respectiva normativa.

- Contenido de humedad ASTM D-2216
- Análisis granulométrico ASTM D-422
- Límites Líquido y Plástico ASTM D-4318

Los resultados obtenidos de estos ensayos, se utilizaron para realizar la clasificación de los suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según la norma ASTM D2487, los cuales se muestran a continuación.

Tabla 1: Parámetros mecánicos y geotécnicos muestra SP01.

PARÁMETROS MECÁNICOS Y GEOTÉCNICOS MUESYTRA SP01							
ESTRAT O	PROF.m	SUCS	HUMEDAD %	FINOS%	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE PLAST
1	0.00-0.50			SIN EXTRACCIÓN DE MUESTRA			
2	0.50-1.00	SP	10	12	NP	NP	NP
FIN DEL SONDEO							

Tabla 2: Parámetros mecánicos y geotécnicos muestra SP02.

PARÁMETROS MECÁNICOS Y GEOTÉCNICOS MUESYTRA SP02							
ESTRAT O	PROF.m	SUCS	HUMEDAD %	FINOS%	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE PLAST.
1	0.00- 0.70			SIN EXTRACCIÓN DE MUESTRA			
2	0.70- 1.25	ML	10	52	NP	NP	NP
FIN DEL SONDEO							

El detalle de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio realizados para determinar las propiedades mecánicas de las muestras obtenidas en la escuela se puede encontrar en el Anexo 2 (Ver en el CD).

2.3.4 Capacidad de Carga

Se verifica que no se excedan los estados límite de falla y de servicio del suelo de cimentación y para ello se ha calculado valores de capacidad portante por asentamiento en función del N (número de golpes) del sondeo de penetración estándar (SPT), para un máximo permisible de 2.5 cm. Los valores de N del SPT han sido corregidos de manera que se considere los estratos subyacentes, los resultados obtenidos se los muestra en la Tabla 3

Tabla 3: Capacidad admisible del suelo para muestras SP01, SP02.

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO				
DIMENSIONES		SP01	PROFUNDIDAD (m)	
a (m)	b (m)		0.5	1
1.00	1.00	q adm (T/m ²)	18.23	19.74
A (m ²)	1.00	s (mm)	0.66	0.55
1.20	1.20	q adm (T/m ²)	17.72	18.98
A (m ²)	1.44	s (mm)	4.17	5.36
1.40	1.40	q adm (T/m ²)	17.76	18.83
A (m ²)	1.96	s (mm)	3.48	4.47
1.60	1.60	q adm (T/m ²)	16.71	17.61
A (m ²)	2.56	s (mm)	2.96	3.81
1.80	1.80	q adm (T/m ²)	15.87	16.64
A (m ²)	3.24	s (mm)	2.42	3.12
2.00	2.00	q adm (T/m ²)	15.21	15.89
A (m ²)	4.00	s (mm)	2.27	2.92

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO				
DIMENSIONES		SP02	PROFUNDIDAD (m)	
a (m)	b (m)		0.5	1
1.00	1.00	q adm (T/m ²)	18.23	19.74
A (m ²)	1.00	s (mm)	0.66	0.55
1.20	1.20	q adm (T/m ²)	17.72	18.98
A (m ²)	1.44	s (mm)	4.17	5.36
1.40	1.40	q adm (T/m ²)	17.76	18.83
A (m ²)	1.96	s (mm)	3.48	4.47
1.60	1.60	q adm (T/m ²)	16.71	17.61
A (m ²)	2.56	s (mm)	2.96	3.81
1.80	1.80	q adm (T/m ²)	15.87	16.64
A (m ²)	3.24	s (mm)	2.42	3.12
2.00	2.00	q adm (T/m ²)	15.21	15.89
A (m ²)	4.00	s (mm)	2.27	2.92

2.3.5 Análisis del estudio de suelos

En la escuela de práctica Antonio Gil se realizaron dos perforaciones para evaluar la capacidad del suelo.

- Se ha determinado una profundidad de rechazo de entre 0.50 m a 1.00 m por debajo de la cobertura vegetal, lo que indica que el suelo analizado es muy bueno con una capacidad bastante alta (CANGAHUA) apropiado para llevar a cabo el proyecto planificado sin ningún problema durante la ejecución.
- A pesar de tener el río Shullún en las inmediaciones de la escuela no se han encontrado la presencia del nivel freático durante la toma de muestras.
- Se podrá considerar que la profundidad de cimentación será aproximadamente de entre 1.60 a 1.80 m.

2.4 ESTADO ACTUAL DE LA ESCUELA

Previo del inicio del proyecto es conveniente hacer un recorrido por todas las instalaciones que se encuentran en el interior de la escuela, es necesario

conocer el estado en que estas se encuentran, los problemas que estas presentan, con el objetivo de brindar mejoras para el nuevo proyecto que se realizará.

2.4.1 Bloque de Aulas

El bloque de aulas es la edificación principal dentro de la escuela, este está conformado por dos bloques de aulas a los que denominaremos Bloque A y Bloque B.

Está ubicado junto al patio central de la escuela (Figura 5). En el interior del Bloque A encontramos tres aulas de clase, la dirección del establecimiento y la bodega escolar.



Figura 5: Bloque A de la escuela Antonio Gil.

Fuente: Imagen obtenida en el bloque de aulas escuela

En la Tabla 4 se indican las dimensiones y área de los ambientes que conforman el bloque A.

Tabla 4: Dimensiones y áreas por ambiente (Bloque A)

DIMENSIONES Y ÁREA POR AMBIENTE			
BLOQUE A			
AMBIENTE	DIMENSIONES		ÁREA ÚTIL (m ²)
	a (m)	b (m)	
Aula 1 (Segundo de Básica)	7.90	5.90	46.61
Aula 2 (Tercero de Básica)	7.90	5.90	46.61
Aula 3 (Primero de Básica)	7.90	5.90	46.61
Dirección	2.70	5.90	15.93
Bodega	7.90	5.90	46.61
TOTAL ÁREA ÚTIL BLOQUE A			202.37

Con dirección sur, encontramos una edificación que la denominaremos Bloque B (Figura 6). En el interior de este bloque encontramos un aula de clase y el comedor escolar.



Figura 6: Bloque B de la escuela Antonio Gil.

Fuente: Imagen obtenida en la escuela Antonio Gil.

En la Tabla 5 se indican las dimensiones y área de los ambientes que conforman el bloque B.

Tabla 5: Dimensiones y áreas por ambientes del (Bloque B).

DIMENSIONES Y ÁREA POR AMBIENTE			
BLOQUE B			
AMBIENTE	DIMENSIONES		ÁREA ÚTIL (m²)
	a (m)	b (m)	
Aula 4 (Cuarto de Básica)	7.9	5.9	46.61
Comedor Escolar	5.2	5.9	30.68
TOTAL ÁREA ÚTIL BLOQUE B			77.29

2.4.1.1 Estado actual de la edificación

La falta de mantenimiento a la perfilería metálica de la escuela con la utilización de pintura anticorrosiva, y que esta se encuentre a la intemperie han ocasionado problemas de corrosión en algunos de los elementos estructurales como se indica en la Figura 7.



Figura 7: Problemas de corrosión en elementos estructurales

Fuente: Imagen obtenida en el bloque de aulas escuela.

En el techo de las aulas de clase se pueden evidenciar goteras (Figura 8), la existencia de estas se debe a que las planchas de eternit no han sido colocadas de una forma adecuada y existen espacios entre estas.



Figura 8: Presencia de goteras en aulas de clase.

Fuente: Imagen obtenida de aula de clase de la escuela.

2.4.2 Edificio Administrativo

En frente del Bloque A se encuentra un edificio de dos plantas que fue construido en el año 2008 gracias a la autogestión de las autoridades, al mismo que lo denominaremos como Edificio Administrativo (Figura 9). En este edificio funcionan tres aulas de clase y el laboratorio de computación.



Figura 9: Edificio Administrativo de la escuela.

Fuente: Imagen obtenida en la escuela Antonio Gil.

En la Tabla 6 se indican el área de los ambientes que conforman el edificio administrativo.

Tabla 6: Áreas por ambiente del edificio administrativo.

ÁREA POR AMBIENTE	
EDIFICIO ADMINISTRATIVO	
AMBIENTE	ÁREA ÚTIL (m2)
Aula 5 (Quinto de Básica)	41.89
Aula 6 (Sexto de Básica)	41.89
Aula 6 (Séptimo de Básica)	41.89
Centro de Cómputo	41.89
TOTAL ÁREA ÚTIL EDIFICIO	167.56

2.4.2.1 Estado actual de la edificación

El problema que existe en esta edificación es la geometría de las aulas de clase. De acuerdo con la ordenanza 3746 de arquitectura y urbanismo, las aulas destinadas para impartir conocimientos deben tener una geometría que asegure la visualización y comodidad de alumnos al recibir clases; sin embargo estas tienen una geometría pentagonal lo que dificulta considerablemente la atención y concentración de los estudiantes.

2.4.3 Vivienda de Conserje

Encargada de la vigilancia permanente de las instalaciones escolares encontramos a la vivienda de conserjería (Figura 10), la cual está ubicada a la izquierda del Bloque A.

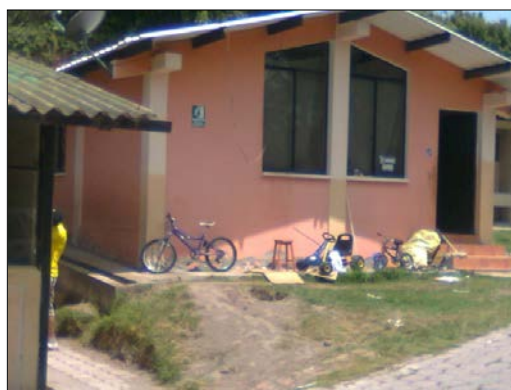


Figura 10: Vivienda de conserjería.

Fuente: Imagen obtenida en la escuela Antonio Gil.

En la Tabla 7 se indican el área de la vivienda de conserjería

Tabla 7: Área correspondiente a vivienda de conserje.

ÁREA POR AMBIENTE			
VIVIENDA DE CONSERJERÍA			
AMBIENTE	DIMENSIONES		ÁREA ÚTIL (m ²)
	a (m)	b (m)	
Vivienda de 1 dormitorio	5.70	5.80	33.06
TOTAL ÁREA ÚTIL VIVIENDA			33.06

2.4.3.1 Estado actual de la edificación

Estructuralmente hablando no existe ningún inconveniente en esta edificación, sin embargo se considera que la vivienda de conserjería debe tener total independencia con la escuela, no se percibe el ambiente que debe tener una escuela al tener esta edificación ubicada en este lugar.

2.4.4 Baterías sanitarias

La escuela tiene dos edificaciones en donde funcionan las baterías sanitarias. La primera se encuentra ubicada junto a la vivienda de conserjería, la cual denominaremos Baño 1 (Figura 11 a), y la segunda en la parte inferior de la escuela denominada Baño 2 (Figura 11 b).



Figura 11: Baterías sanitarias.

(a)

(b)

Fuente: Imagen obtenida en la escuela Antonio Gil.

En la tabla 8 se indica el área conforman de las baterías sanitarias.

Tabla 8: Áreas correspondientes a las baterías sanitarias de la escuela.

ÁREA POR AMBIENTE	
VIVIENDA DE BATERÍAS SANITARIAS	
AMBIENTE	ÁREA ÚTIL (m ²)
Baño 1	12.76
Baño 2	14.71
TOTAL ÁREA ÚTIL BATERÍA SANITARIA	27.47

2.4.4.1 Estado actual de la edificación

No se cuenta con las suficientes baterías sanitarias de acuerdo con el número de estudiantes de la escuela como estipula la norma. La batería sanitaria que se encuentra camino a la quebrada se encuentra en mal estado haciéndola completamente inservible.

2.4.5 Áreas de recreación

La escuela dispone de dos espacios destinados para la recreación del alumnado. En primer lugar se encuentra el patio central de la escuela ubicado entre el bloque A y el edificio nuevo (Figura 12 a). Y en segundo lugar una cancha ubicada en la parte posterior del establecimiento (Figura 12 b).



Figura 12: Áreas de recreación.

(a)

(b)

Fuente: Imagen obtenida en la escuela Antonio Gil.

En la Tabla 9 se indican las áreas de los ambientes que conforman las áreas de recreación.

Tabla 9: Áreas de recreación en escuela

DIMENSIONES Y ÁREA POR AMBIENTE	
ÁREAS DE RECREACIÓN	
AMBIENTE	ÁREA (m ²)
Patio central	353.17
Cancha principal	492.53
TOTAL ÁREA DE RECREACIÓN	845.7

2.4.6 Aspectos adicionales

Dentro de las instalaciones de la escuela existen lugares de difícil acceso, o que se encuentran ocupados por equipamiento escolar (Figura 13). Estos se los considera como espacios desperdiciados pero forman parte

del terreno de la escuela que muy probablemente en el diseño a realizarse resulten bastante útiles.



Figura 13: Espacios desperdiciados de la escuela.

Fuente: Imagen obtenida en la escuela Antonio Gil.

2.4.7 Resumen de Edificaciones en el interior de la escuela

A continuación en la Tabla 10 se indica el área neta de cada uno de los ambientes que conforman la infraestructura de la escuela.

Tabla 10: Resumen de áreas en las edificaciones de la escuela.

ESCUELA DE PRÁCTICA ANTONIO GIL	
AMBIENTE	ÁREA NETA (m²)
Bloque A	212.89
Bloque B	81.74
Edificio nuevo	116.11
Vivienda de Conserjería	39.69
Baterías Sanitarias	48.53
Corredores	131.33
TOTAL ÁREA DE CONSTRUCCIÓN	498.96
Áreas de Recreación	845.7
Áreas Inaccessibles	1320.12
TOTAL ÁREA VERDE	2165.82
ÁREA TOTAL DE LA ESCUELA	2664.78

Esto concluye el análisis de las edificaciones que conforman la escuela Antonio Gil en la actualidad, se recomienda al lector que revise los planos arquitectónicos del establecimiento antes de realizar el diseño integral los cuales se encuentran en la sección de planos al final del presente documento.

2.5 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA ESCUELA

Posteriormente se tiene previsto realizar un diseño integral dentro de las instalaciones de la escuela. El diseño estructural se lo realizará con perfilería metálica, y no se descarta la posibilidad de reutilizar la perfilería que se encuentra actualmente en la escuela. Si las dimensiones de los elementos estructurales se acoplan favorablemente a las condiciones proporcionadas por el diseño, y si estos son califican dentro de un análisis general se podrán reutilizar, razón por la cual se realizará la cuantificación de toda la perfilería utilizada en las instalaciones de la escuela.

Como pudimos observar anteriormente el bloque de aulas de la escuela, las baterías sanitarias, así como la vivienda del conserje, fueron diseñadas con estructura metálica.

La configuración de los pórticos longitudinales y transversales de las edificaciones que se encuentran en el interior de la escuela son similares como se puede observar en la Figura 14, y Figura 15.

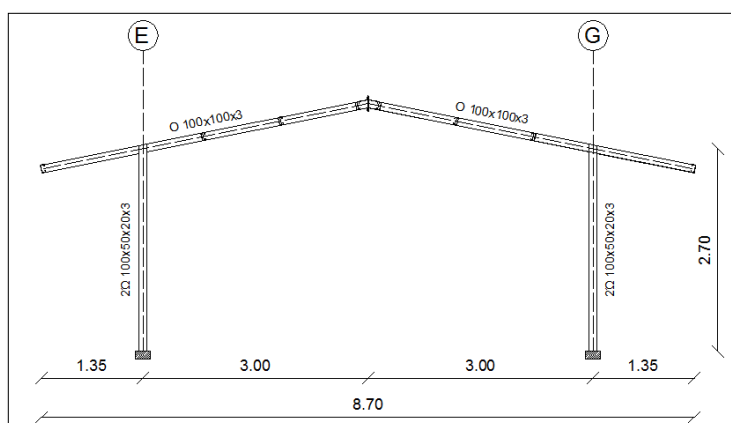


Figura 14: Perfilería para pórticos transversales.

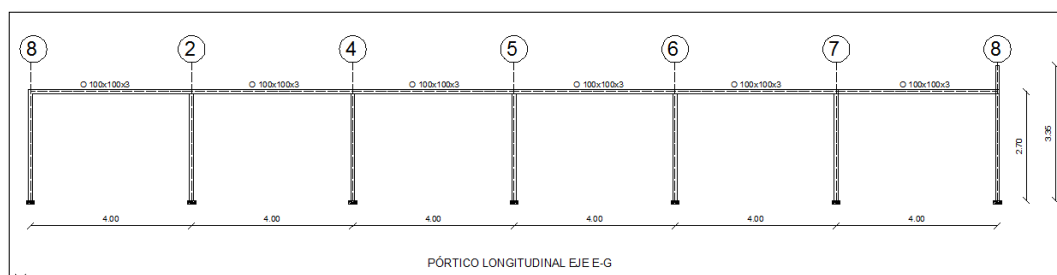


Figura 15: Perfilería para pórticos longitudinales.

Se ha cuantificado toda la perfilería metálica que se encuentra en el interior de la escuela. El análisis de cada una de las edificaciones se puede encontrar en el Anexo 4 (Ver en el CD) que se encuentran al final de este documento.

En la Tabla 11 se indica el resultado de la perfilería metálica de las edificaciones de la escuela de Práctica Antonio Gil.

Tabla 11: Planilla de aceros de la escuela Antonio Gil.

PLANILLA DE ACEROS								
BLOQUE DE AULAS DE LA ESCUELA.								
MARCA	TIPO	DIMENSIONES				LONG. UNITARIA (m)	CANT.	LONG. TOTAL (m)
		a (mm)	b (mm)	c (mm)	e (mm)			
100	G	100	50	20	3	0.3	12	3.6
101	G	100	50	20	3	0.4	36	14.4
102	G	100	50	20	3	0.6	16	9.6
103	G	100	50	20	3	1	12	12
104	G	100	50	20	3	2	5	10
105	G	100	50	20	3	2.7	9	24.3
106	G	100	50	20	3	2.9	2	5.8
107	G	100	50	20	3	3.05	12	36.6
108	G	100	50	20	3	3.9	90	351
109	G	100	50	20	3	4.2	6	25.2
110	G	100	50	20	3	5.2	2	10.4
111	G	100	50	20	3	5.4	2	10.8
112	G	150	50	20	3	2.78	16	44.48
113	2G	100	50	20	3	0.6	3	1.8
114	2G	100	50	20	3	3.25	3	9.75
115	2Ω	100	50	20	3	0.6	2	1.2
116	2Ω	100	50	20	3	2.7	26	70.2
117	O	100	100		3	1.3	26	33.8
118	O	100	100		3	2.7	2	5.4
119	O	100	100		3	3	26	78
120	O	100	100		3	3.9	18	70.2
121	Φ	200	200		5		24	

2.6 ANÁLISIS SÍSMORESISTENTE DE LA ESCUELA

Para el análisis sísmico de la estructura de la escuela, se determinará las derivas inelásticas por piso comparándolas con las máximas permisibles de acuerdo con el NEC-11, bajo los efectos sísmicos estáticos y dinámicos correspondientes. Es importante mencionar que en este punto solo es de interés conocer el comportamiento de la estructura bajo el efecto sísmico, razón por la cual no se contempla la explicación detallada del análisis sísmico, así como también el modelado en el programa SAP 2000 como se lo realizará más adelante con la nueva estructura.

En primer lugar se deberá modelar la estructura actual de la escuela en el programa SAP2000 (Figura 16), con el objetivo de determinar las derivas de piso inelásticas para esta estructura como se muestra en la Tabla 12.

Tabla 12: Derivas inelásticas (Escuela Antonio Gil)

TABLA DE DERIVAS INELÁSTICAS ESCUELA ANTONIO GIL. (NEC-11)						
BLOQUE	CASO	q1 (m)	H piso (m)	ΔE	ΔM	ΔMax
EDIFICIO PRINCIPAL						
BLOQUE A	Sismo- X	0.021	3.3	0.0064	0.0288	0.02
	Sismo- Y	0.0286	3.3	0.0087	0.03915	0.02
BLOQUE B	Sismo- X	0.0186	3.3	0.0056	0.0252	0.02
	Sismo- Y	0.0197	3.3	0.006	0.027	0.02

Como se puede evidenciar las derivas de piso correspondientes a la estructura de la escuela no cumplen con las máximas establecidas por el NEC-11, debido a que las secciones con las que ha sido diseñada la estructura de la escuela son insuficientes. Este es un problema considerable, puesto que la escuela no se encuentra preparada para un evento sísmico lo cual pondría en un riesgo bastante alto a los ocupantes en caso de que este ocurriera.

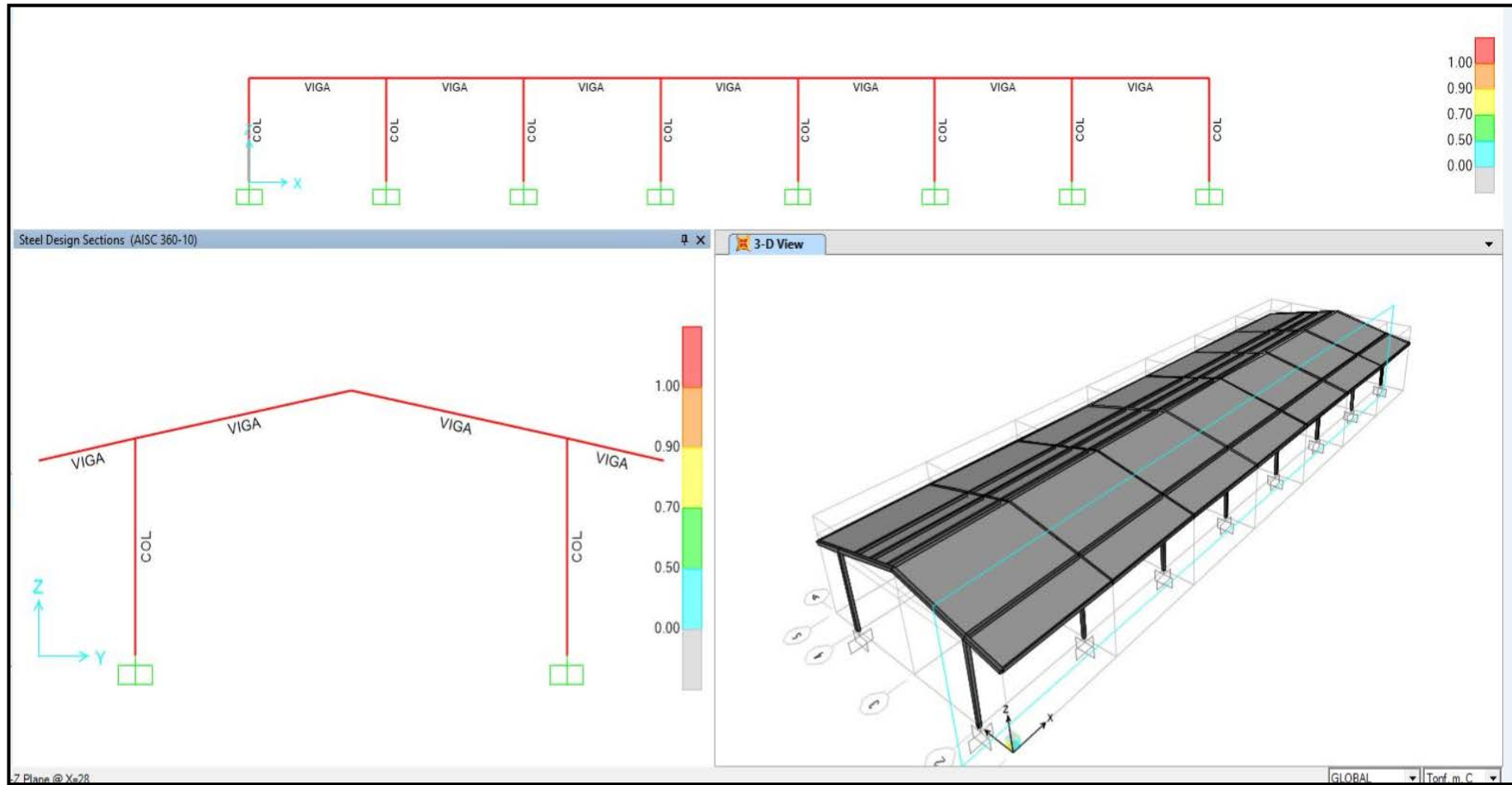


Figura 16: Modelamiento estructural en SAP2000 (Actual Escuela Antonio Gil).

CAPÍTULO III

DISEÑO ARQUITECTÓNICO

En obras de ingeniería y especialmente en la construcción de edificaciones el primer paso para el desarrollo de un proyecto integral, será el diseño arquitectónico.

Si debemos encontrar una definición que explique que es un diseño arquitectónico podemos decir que “Tiene como objetivo satisfacer las demandas por espacios y habitantes, tanto en lo estético, como en lo tecnológico, los mismos que influyen en la vida diaria del usuario final” (Tupiza, 2011, pág. 65)

Para realizar un diseño arquitectónico se contemplan tres etapas que son: la línea base, el anteproyecto y el proyecto. Dentro de estos se encuentran criterios que se deberán tomar en cuenta al momento de desarrollar el diseño arquitectónico.

LÍNEA BASE

Previo al desarrollo de un proyecto arquitectónico, existen criterios que deben ser tomados en cuenta como son: la situación del terreno, sus dimensiones, características topográficas, orientación cardinal, los servicios básicos (energía eléctrica, agua, drenajes). Aspectos que servirán de base para desarrollar un anteproyecto.

ANTEPROYECTO

Una vez finalizada la etapa anterior, a continuación y cumpliendo con la normativa vigente en nuestro país se desarrolla el anteproyecto, en el cual se plasma la idea creativa la cual deberá ser funcional y satisfacer las

demandas requeridas por el cliente, las mismas que estarán reflejadas a través de las vistas y fachadas representadas a través de los planos.

PROYECTO

Lo denominaremos como la ejecución en obra del anteproyecto. Para el presente proyecto está contemplado desarrollar la etapa correspondiente a la línea base y anteproyecto.

3.1 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

Cada proyecto que se pretenda desarrollar debe cumplir con ciertas normas y especificaciones establecidas por las autoridades del lugar donde se realizará su ejecución. En este caso y específicamente para proyectos de temática educativa se adoptará lo establecido en la ORDENANZA 3746 que contiene LAS NORMAS DE ARQUITECTURA Y URBANISMO DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO (DMQ).

En el Cuadro 3 se indican los parámetros que se deberán cumplir de manera obligatoria al momento de presentar un diseño arquitectónico de carácter educativo. Las especificaciones correspondientes a cada uno de los parámetros de a la Ordenanza 3746 se pueden encontrar en el Anexo 5 (Ver en el CD).

Cuadro 3: Normas de Arquitectura y Urbanismo (DMQ).

ORDENANZA No 3746 QUE CONTIENE LAS NORMAS DE ARQUITECTURA Y URBANISMO	
Parámetro:	De los edificios de Educación Preprimaria, Primaria y Media
Parámetro:	ACCESOS
Parámetro:	LOCALES PARA LA ENSEÑANZA
Parámetro:	AREAS MINIMAS DE RECREACIÓN.
Parámetro:	SERVICIOS SANITARIOS
Parámetro:	SERVICIO MÉDICO Y DENTAL
Parámetro:	SERVICIO MÉDICO Y DENTAL
Parámetro:	ALTURA DE EDIFICACIÓN.
Parámetro:	UBICACIÓN DE SECCIONES ESCOLARES.
Parámetro:	DISTANCIA ENTRE BLOQUES.
Parámetro:	VENTILACIÓN
Parámetro:	ASOLAMIENTO.
Parámetro:	VISIBILIDAD.
Parámetro:	ILUMINACIÓN.
Parámetro:	PUERTAS
Parámetro:	ESCALERAS
Parámetro:	PASILLOS
Parámetro:	VIVIENDA DE CONSERJERIA.

3.2 CRITERIOS DE DISEÑO

Diseñar una infraestructura destinada para la educación de niños y jóvenes, no solo requiere del conocimiento técnico sino también involucra conocer aspectos que forman parte del entorno educativo. El éxito del proyecto radicará en combinar estos dos elementos para conseguir resultados muy alentadores.

Después de realizar una inspección en las instalaciones de la escuela de Práctica Antonio Gil y tomando en consideración su situación actual, el espacio con el que se dispone, las características topográficas del terreno, los servicios básicos que dispone y cumpliendo con la ordenanza 3746 de arquitectura y urbanismo del DMQ, se propone realizar un diseño, el mismo que contará con:

- a) **Edificio Principal:** Se diseñará un edificio principal el cual contará con 10 aulas de clase de primero a décimo año de educación básica, un centro de cómputo. Adicionalmente este edificio contará con baterías sanitarias para uso de todo el alumnado. Es importante mencionar que el primer año de educación básica tendrá su propia área de estudio separada del resto de la escuela.
- b) **Áreas de Recreación:** En el diseño se redistribuirá las áreas de recreación utilizando los espacios inaccesibles mencionados anteriormente con el objetivo de brindar una mejor comodidad e incentivar la actividad física del alumnado.
- c) **Estacionamientos:** Se contará con un área destinada exclusivamente al estacionamiento vehicular sin obstaculizar las áreas recreativas, o de paso colectivo como se lo hace en la actualidad.
- d) **Visera de Graderío:** Por recomendación de las autoridades del establecimiento, y para brindar mayor comodidad al alumnado, autoridades, profesores y padres de familia, sobre el graderío de la cancha posterior de la escuela se colocará una visera.

- e) **Vivienda de Conserjería:** Se diseñará una vivienda de conserjería la cual tenga su independencia del resto de la escuela y genere un entorno diferente del que se tiene en la actualidad.
- f) **Remodelación del Edificio Administrativo:** Para proporcionarle una mejor funcionalidad al edificio administrativo este será remodelado con el propósito de contar con los siguientes ambientes que sin duda serán de gran aporte para la institución.
- **Centro Médico:** Es indispensable contar con un centro médico en caso de presentarse alguna emergencia, lamentablemente la escuela no cuenta con uno actualmente.
 - **Sala de Profesores:** Es necesario contar con un espacio independiente para profesores y autoridades del establecimiento.
 - **Comedor Escolar:** Se reubicará el comedor escolar y se tiene previsto ampliarlo de tal forma de brindar un mejor servicio y comodidad a los alumnos.

Es importante mencionar que dentro de este proyecto se encuentra contemplado el desarrollo de todas las obras complementarias que resulten del diseño integral anteriormente detallado.

3.3 DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El área de construcción aproximada del proyecto será de 950 m² entre infraestructura y obras complementarias distribuidas en toda la escuela. En la Figura 17 se muestra la implantación del diseño arquitectónico propuesto para la escuela Antonio Gil.

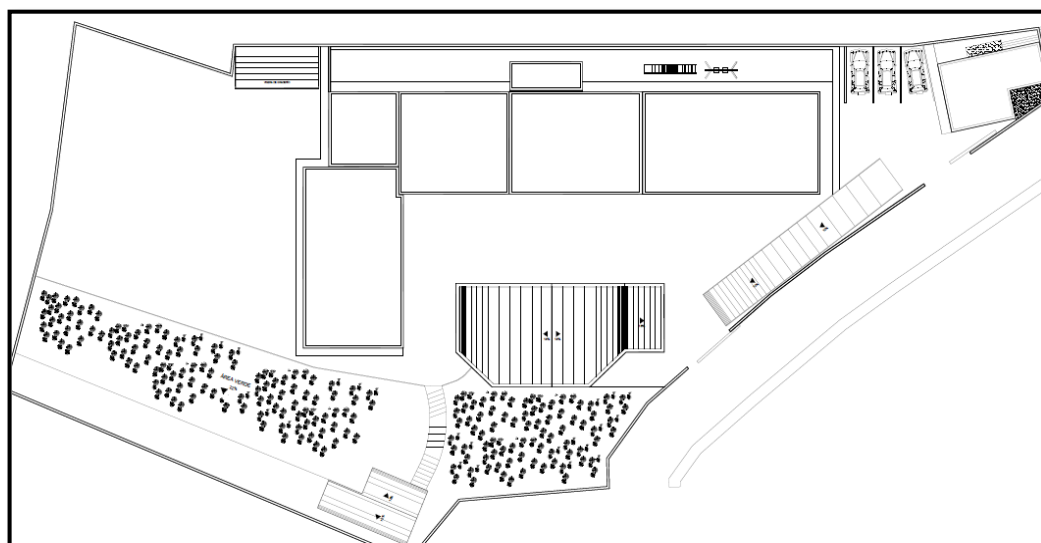


Figura 17: Implantación de infraestructura de la escuela.

A continuación se muestran los aspectos técnicos y de carácter educativo que se tomaron en cuenta para el diseño de la infraestructura y todas las obras complementarias que se encuentran en el interior de la escuela Antonio Gil.

3.3.1 Accesos

La escuela contará con dos accesos, parámetro que se ha establecido por la seguridad del alumnado, profesores y autoridades en caso de presentarse alguna emergencia en el interior del establecimiento y así evitar las aglomeraciones y poder evacuar el lugar de una manera ordenada. El Ingreso 1 (Figura 18) además de ser destinado para el uso del alumnado, profesores, padres de familia, público en general servirá para el ingreso vehicular, El Ingreso 2 (Figura 18) será para el alumnado, profesores, autoridades padres de familia y público en general. Las dimensiones de las puertas se indican en la Tabla 13.

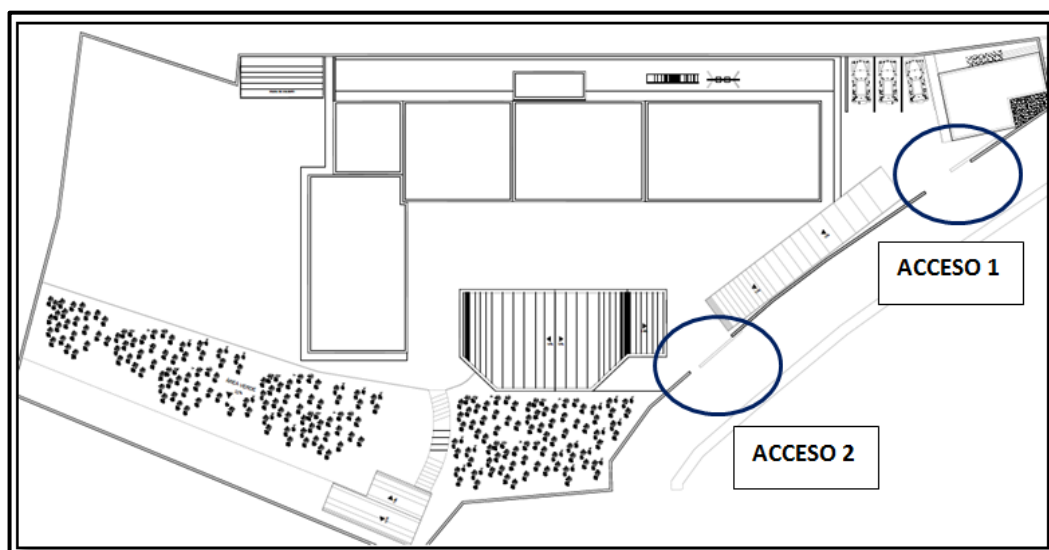


Figura 18: Accesos al interior de la escuela Antonio Gil.

Tabla 13: Dimensiones de puertas de acceso a la escuela.

ACCESOS (ESCUELA ANTONIO GIL)		
ACCESOS	USO	DIMENSIONES (m)
Acceso 1	Acceso vehicular y peatonal	5.00 x 2.40
Acceso 2	Acceso peatonal	5.00 x 2.40

3.3.2 Edificio Principal

Tiene un área de construcción de 1078.95 m², considerada como la edificación más importante de la escuela. Ubicado en la parte central como se indica en la Figura 19.

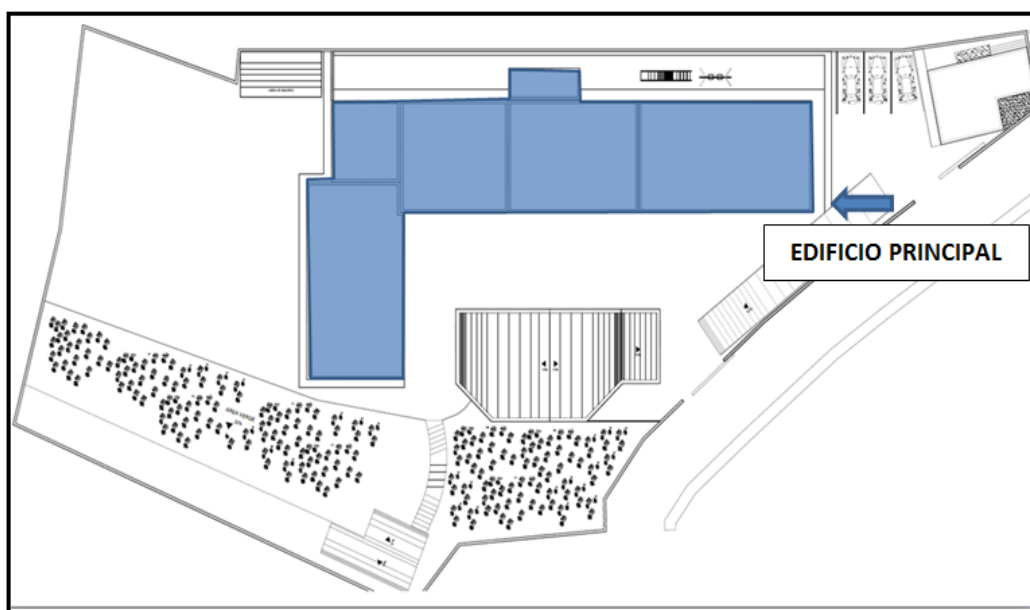


Figura 19: Edificio principal de la escuela.

En el interior del bloque de aulas se encuentran los siguientes ambientes los cuales se describen a continuación.

Locales para la enseñanza

Cuenta con diez aulas de clase y un laboratorio de computación; albergará a 245 alumnos de primero hasta el décimo año de educación básica en dos plantas que se distribuyen de la siguiente manera: 170 alumnos (pre-primaria y primaria) en la planta baja y 75 alumnos (primaria-secundaria) en la planta alta.

El primer año de educación básica se encontrará ubicado en la planta baja de tal manera que tenga su propia independencia del resto de la escuela.

Tomando en consideración la seguridad del alumnado en la Cuadro 4 se indica la distribución de las aulas en el interior del bloque.

Cuadro 4: Ubicación de aulas de clase en Edificio principal.

PLANTA	AULA DE CLASE
PLANTA BAJA	Aula N° 1 (Primero de Básica)
	Aula N° 2 (Segundo de Básica)
	Aula N° 3 (Tercero de Básica)
	Aula N° 4 (Cuarto de Básica)
	Aula N° 5 (Quinto de Básica)
PLANTA ALTA	Aula N° 6 (Sexto de Básica)
	Aula N° 7 (Séptimo de Básica)
	Aula N° 8 (Octavo de Básica)
	Aula N° 9 (Noveno de Básica)
	Aula N° 10 (Décimo de Básica)
	Aula N° 11 (Centro de Cómputo)

Las aulas de clase que se encuentran en el interior del edificio principal tienen las mismas características, inclusive las correspondientes al centro de cómputo y primero de básica, solamente han sido adaptadas para su uso final. En Figura 20 se presenta el aula tipo que se ha diseñado, cumpliendo las especificaciones de diseño, y en la Tabla 14 se muestran sus principales características.

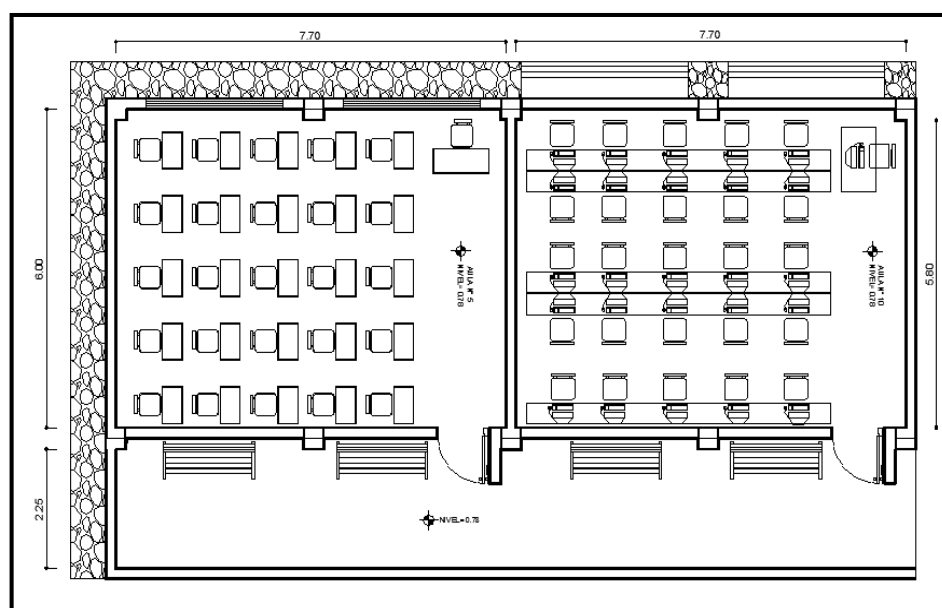
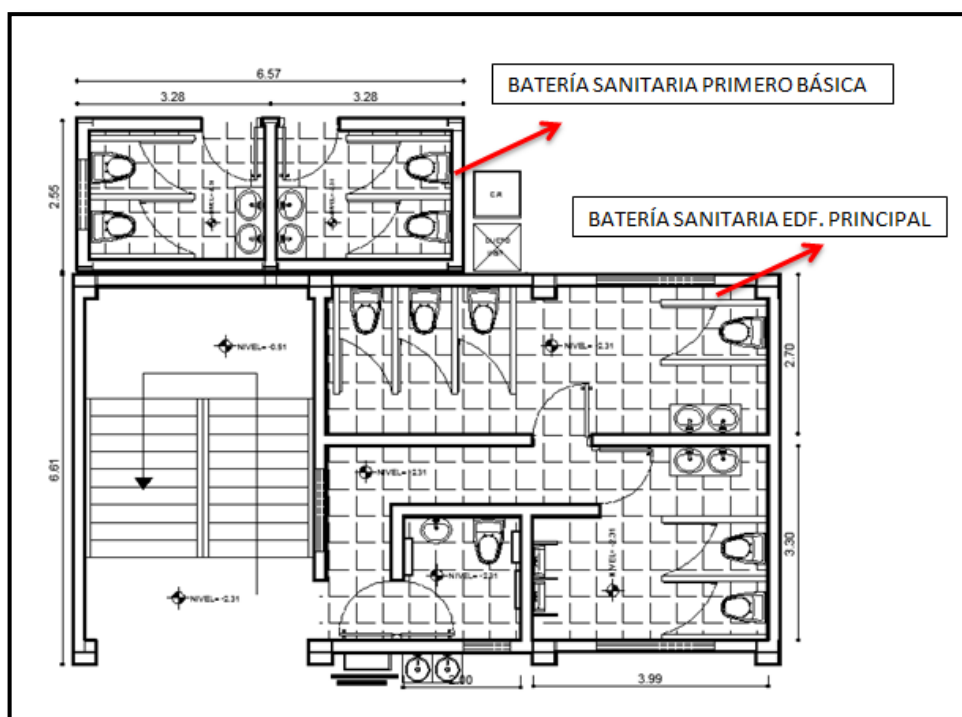
**Figura 20:** Aula tipo que conforman la escuela.

Tabla 14: Características del aula tipo de la escuela.

CARACTERÍSTICAS DE AULA TIPO	
DIMENSIONES (m)	7.70 x 6.00
ALTURA (m)	3.10
ÁREA NETA: (m ²)	46.20
ÁREA MIN./ALUMNO (m ²)	1.20
CAPACIDAD (Alumnos)	25.00
Distancia del pizarrón a la primera fila. (m)	1.60
Distancia del pizarrón a la última fila. (m)	5.60

Servicios sanitarios

La escuela contará con dos servicios sanitarios localizados en el interior del bloque de aulas uno en cada planta, y una batería sanitaria independiente para el primer año de educación básica (Figura 21). De acuerdo con la normativa se ha establecido una batería sanitaria cuyas principales características se presentan en el cuadro 5

**Figura 21:** Baterías sanitarias perteneciente al edificio principal.

Cuadro 5: Piezas sanitarias en baterías sanitarias de escuela.

BETERÍAS SANITARIAS			
PRIMERO DE BÁSICA			
HOMBRES	2	X	2
MUJERES	2	X	2
PRIMARIA Y SCUANDARIA			
HOMBRES	2	2	2
MUJERES	4	X	2
CAP/ESP	1	X	1
BEBEDERO	2 UNIDADES/PLANTA		

3.3.3 Áreas de recreación

El establecimiento educativo contará con tres áreas de recreación distribuidas en toda la escuela como se muestra en la Figura 22

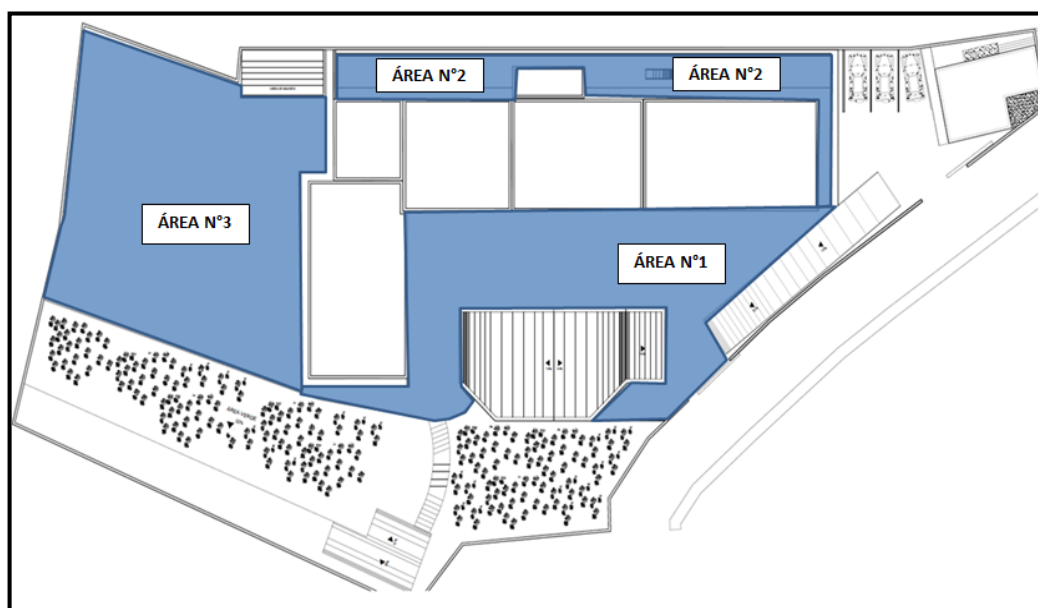


Figura 22: Distribución de áreas de recreación en el interior de la escuela.

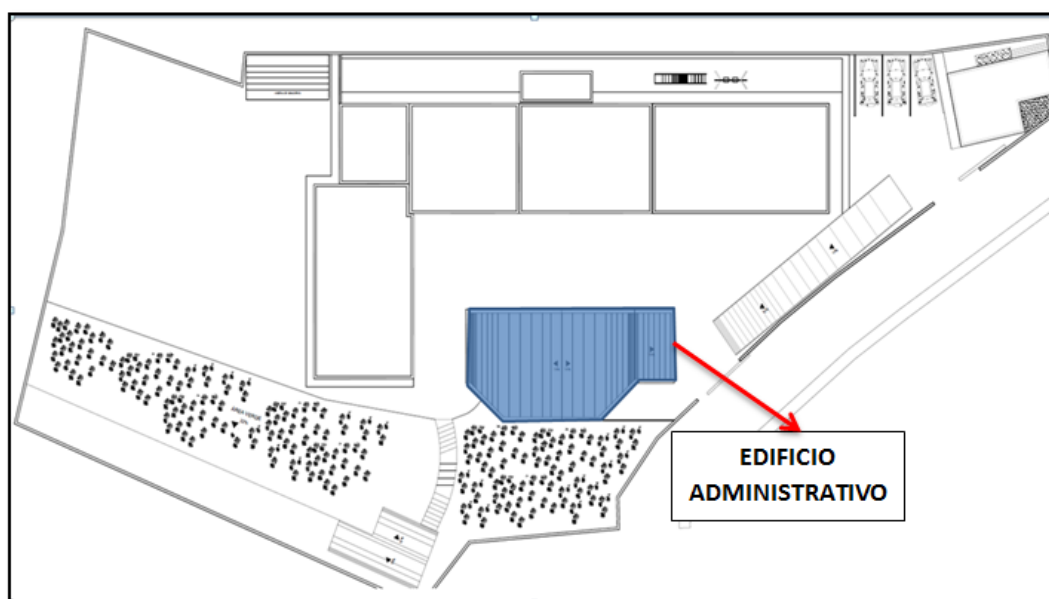
En la Tabla 15 se muestran el área y el uso que tendrán cada una de estas en el interior de la escuela.

Tabla 15: Área y uso de espacios de recreación en el interior de la escuela.

ÁREAS DE RECREACIÓN		
TIPO	UBICACIÓN	ÁREA (m ²)
ÁREA 1	Patio central de la escuela.	358.63
ÁREA 2	Patio para uso de primero de básica.	175.81
ÁREA 3	Cancha de uso múltiple.	519.35
ÁREA TOTAL PARA RECREACIÓN.		1053.79

3.3.4 Edificio administrativo

Esta edificación tendrá un área de 284.14 m², en este edificio se realizarán varias remodelaciones con el propósito de mejorar la funcionalidad de esta edificación. En la Figura 23 se muestra la ubicación del edificio administrativo en la escuela.

**Figura 23:** Ubicación del Edificio Administrativo.

En la planta baja se encontrará ubicado el comedor del establecimiento (Figura 24) con un área de 102.37 m² dará capacidad a 40 personas. Este cuenta con baterías sanitarias y una cocina para satisfacer las demandas requeridas.

En la planta alta se contará con un dispensario médico (Figura 24) en caso de que exista alguna emergencia el establecimiento estará listo para brindar la ayuda necesaria, este tendrá un área de 51.18 m². Finalmente

junto a este con un área similar al dispensario médico se encontrará la sala de profesores (Figura 25), de modo en que las autoridades del establecimiento como los profesores tengan un lugar independiente.

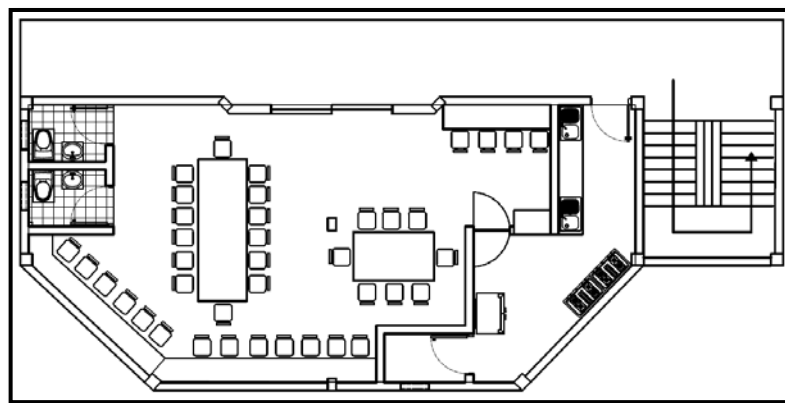


Figura 24: Detalle del comedor escolar (Planta baja del edificio administrativo)

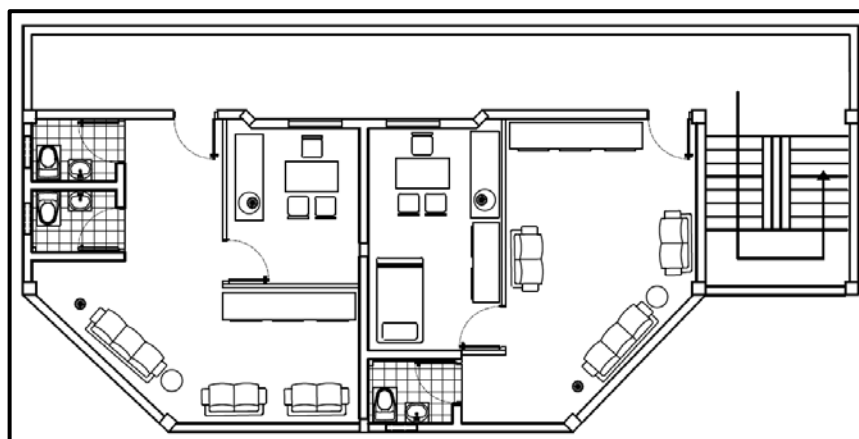


Figura 25: Detalle del dispensario médico y sala de profesores (Planta alta del edificio administrativo)

3.3.5 Vivienda del Conserje

La vivienda de conserjería se diseñará de tal forma que tenga una total independencia del resto de la escuela tal como se lo puede apreciar en la Figura 26

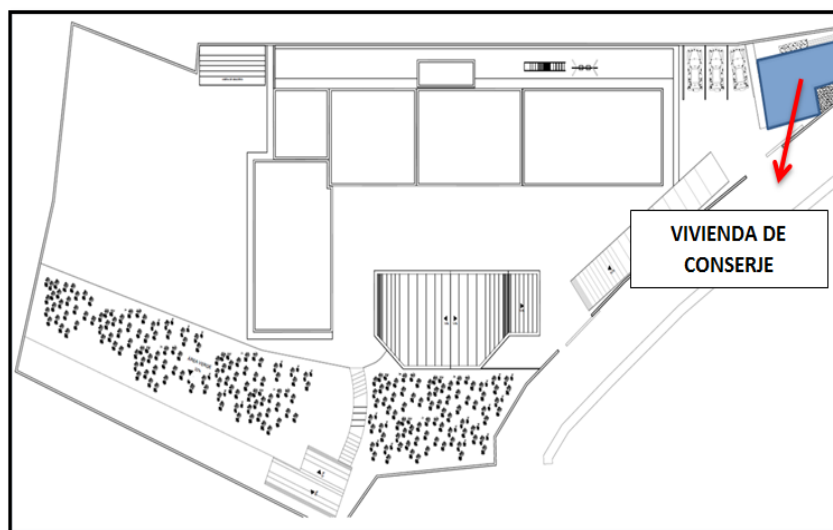


Figura 26: Ubicación de vivienda de conserjería.

Esta vivienda tendrá un área igual a 83.86 m^2 , y se la ha diseñado como una vivienda de un solo dormitorio tal como lo establece la Ordenanza 3746. En la Figura 27 se muestra la vista en planta de la vivienda de conserjería y de los ambientes dentro de esta.

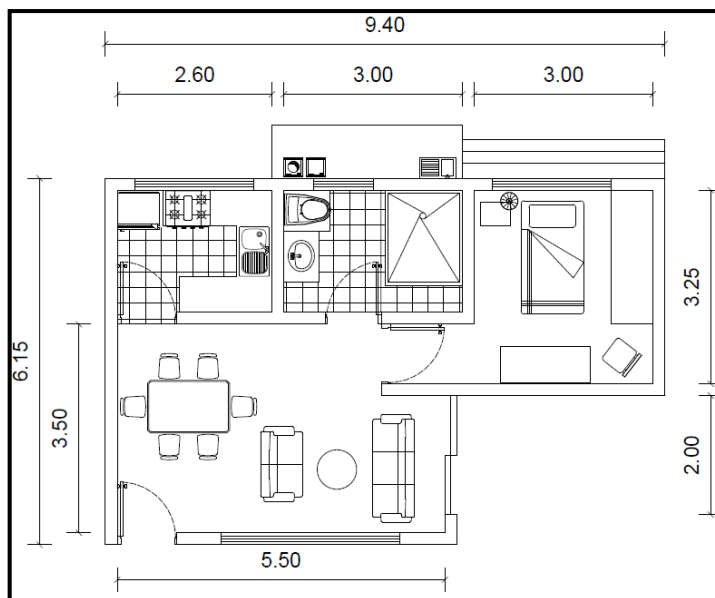


Figura 27: Vivienda de conserjería.

A continuación en la Tabla 16 se indica las áreas correspondientes a cada uno de los ambientes de la vivienda de conserjería.

Tabla 16: Áreas por ambiente en vivienda de conserjería

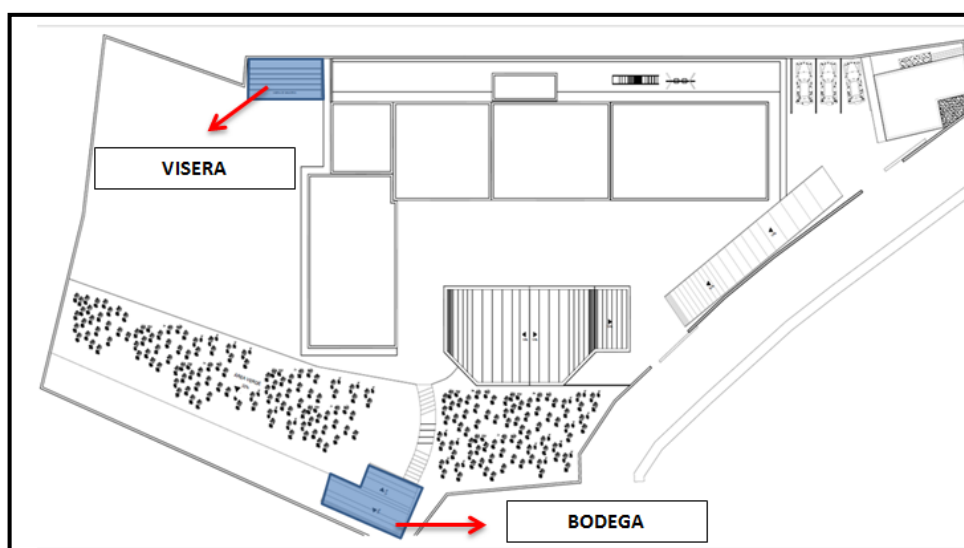
VIVIENDA DE CONSERJERÍA	
AMBIENTE	ÁREA ÚTIL (m ²)
Sala y Comedor	18.01
Cocina	5.33
Baño	6.15
Dormitorio	11.29
Lavandería	13.86
Jardín	22.4
TOTAL	77.04

3.3.6 Obras complementarias

Visera y Bodega

Aprovechando el graderío junto a la cancha de uso múltiple se tiene planificado colocar una visera como se muestra en la Figura 28, con el propósito de brindar una mejor comodidad a los alumnos, autoridades, profesores y padres de familia.

En la parte inferior del establecimiento se podrán utilizar las baterías sanitarias en mal estado como bodega de almacenaje (Figura 28) dando así una mejor funcionalidad a la estructura existente actualmente.

**Figura 28:** Ubicación de la visera y bodega de la escuela.

Área de cultura física

Aprovechando el espacio junto a la bodega se podrá disponerlo para un área de cultura física, debido a que las condiciones del terreno se prestan para esta actividad, su área es de 105.30 m² como se indica en la Figura 29.

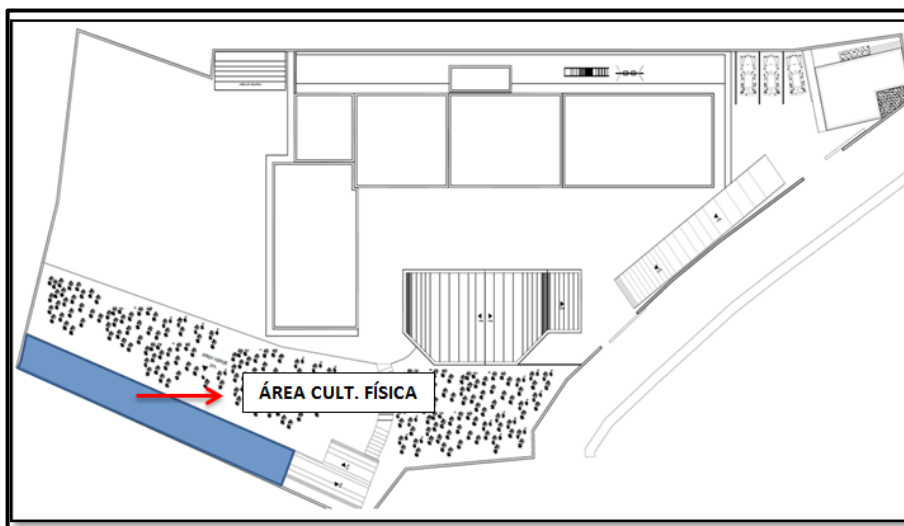


Figura 29: Área destinada para la cultura física.

Estacionamientos

La escuela contará con un espacio para el estacionamiento de vehículos. Se dispone de tres estacionamientos cuyas dimensiones son 2.40x5.00 m como se indica en la Figura 30

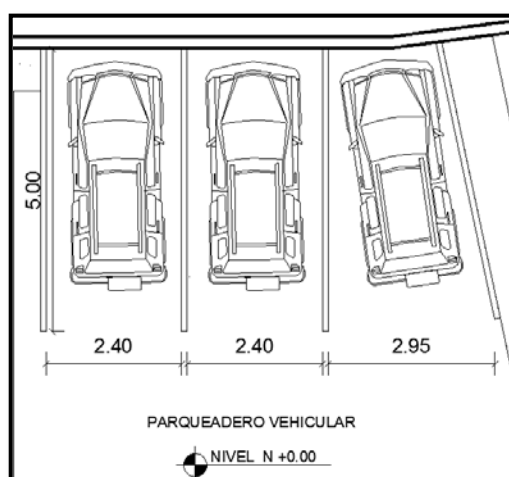


Figura 30: Área destinada para estacionamientos.

Rampa de acceso

Para el acceso desde los estacionamientos al patio central de la escuela se ha diseñado una rampa de uso colectivo como se muestra en la Figura 31. Esta tendrá un tramo de 20 m y una pendiente del 10%, como se estipula en la norma INEN correspondiente a rampas y un ancho de 3.5m.

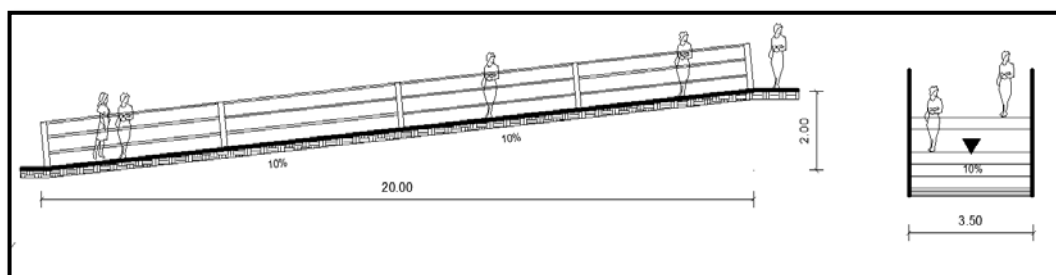


Figura 31: Rampa de acceso al bloque de aulas de la escuela.

Muros de confinamiento

Considerando el movimiento de tierras que se tendrá que realizar en el interior de las instalaciones de la escuela para ejecutar los diseños presentados se tiene contemplado construir tres muros de contención (Figura 32) los mismos que serán explicados más detenidamente en la fase de diseño estructural.

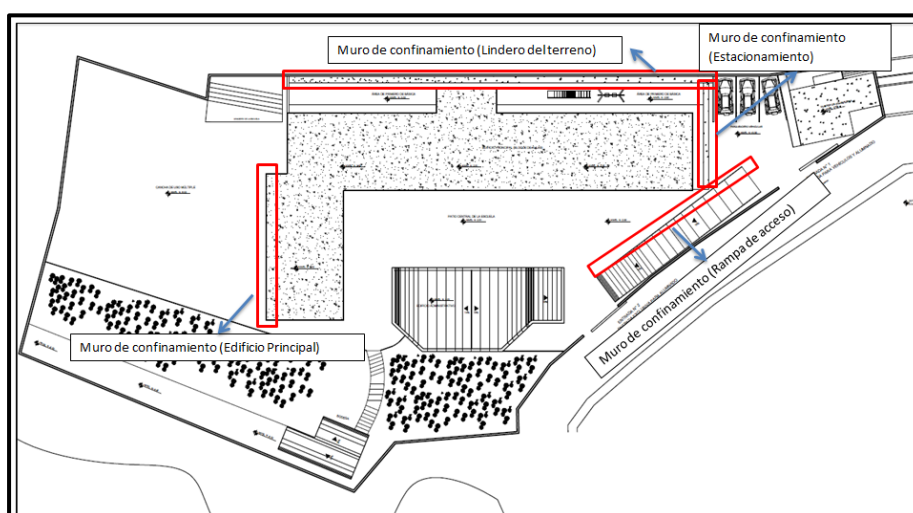


Figura 32: Ubicación de muros de confinamiento en el interior de la escuela.

Sistema de Drenaje

Adicionalmente se diseñará un sistema de drenaje el mismo que pueda desalojar el agua lluvia de la escuela en el menor tiempo posible y evitar la acumulación de esta en el interior de sus instalaciones.

3.3.7 Aspectos adicionales del diseño arquitectónico

Dentro de la ordenanza 3746 correspondiente a las normas de arquitectura y urbanismo del DMQ, se deberán considerar ciertos parámetros al momento de realizar el diseño arquitectónico de una estructura son indispensables proporcionando una mayor comodidad y confortabilidad a los usuarios finales. Dichos aspectos son:

Iluminación

Se han dispuesto de la suficiente iluminación tanto en las aulas de clase como en el edificio administrativo del establecimiento.

Visibilidad

Las aulas de la escuela son de forma rectangular, geometría óptima para impartir la enseñanza a los estudiantes.

Ventilación

Se cuenta con un sistema de ventilación cruzada, por medio de las ventanas y la puerta, permitiendo una fácil renovación de aire en el interior de las aulas de clase.

Asolamiento

Gracias al sentido en que se ubicaron las aulas se ha controlado el asolamiento directo durante horas críticas.

Pasillos

Para asegurar una circulación adecuada dentro de las instalaciones de la escuela contamos con áreas de pasillos que conectan las aulas con las áreas de recreación de una forma adecuada como se establece en el ordenanza municipal.

Esto concluye el diseño arquitectónico que se realizará en las instalaciones de la escuela de Práctica Antonio Gil. Se ha mostrado las principales características de cada uno de las obras que serán realizadas de acuerdo con la norma 3746 del DMQ.

Resulta conveniente mostrar a través de la Tabla 17 un resumen de todo el diseño realizado durante este capítulo en el cual se indican las áreas correspondientes a cada una de las obras a ser realizadas sobre la escuela Antonio Gil.

Tabla 17: Resumen correspondiente a las obras a realizarse en la escuela Antonio Gil.

DISEÑO ARQUITECTÓNICO DE LA ESCUELA ANTONIO GIL.	
Alumnos: 170 Alumnos de 1°-7° Educación Básica.	
Alumnos: 75 Alumnos de 8°-10° Educación Básica.	
ÁREA TOTAL DEL TERRENO (m²)	
Área total del terreno.	2801.00
INFRAESTRUCTURA (m²)	
Edificio Principal.	1078.95
Edificio Administrativo.	284.14
Vivienda de conserjería.	83.86
Estacionamientos.	105.67
Rampa de acceso.	70.00
Visera del graderío.	27.75
Bodega de la escuela.	36.85
TOTAL ÁREA DE CONSTRUCCIÓN.	1687.22
ÁREAS VERDES Y RECREACIÓN (m²)	
Patio Central.	358.63
Patio de primero de básica.	175.81
Cancha de uso múltiple.	519.35
Áreas verdes	723.50
TOTAL ÁREA VERDE Y RECREACIÓN.	1777.29

En la Figura 33 se indica el porcentaje de construcción y el de áreas verdes y de recreación dentro de la escuela. En este se muestra que existe gran espacio verde lo cual es muy importante en una escuela, adicionalmente no existe un exceso en infraestructura lo cual podría dañar el ambiente de la misma.

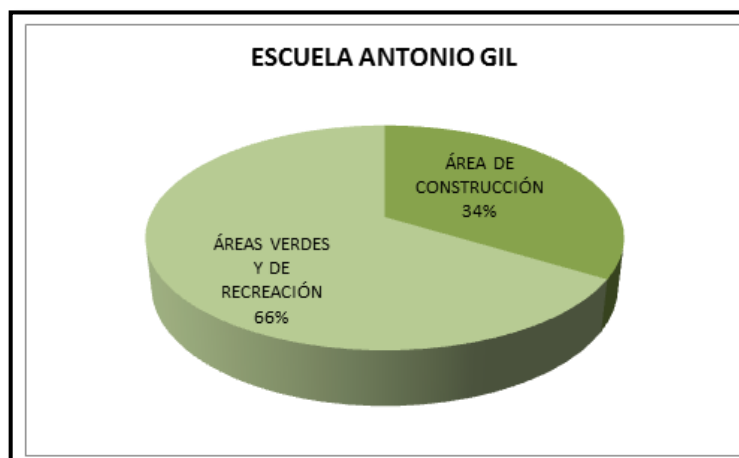


Figura 33: Porcentajes de infraestructura y áreas verdes en la escuela.

Para tener una mejor visualización de todo el proyecto arquitectónico se recomienda al lector tomarse un momento en revisar y observar los correspondientes planos arquitectónicos que se encuentran en el Tomo II del presente proyecto.

CAPÍTULO IV

ACERO ESTRUCTURAL

En la actualidad para la construcción de obras de ingeniería una buena alternativa resulta el empleo del acero como material estructural, debido al alto crecimiento poblacional y las actuales condiciones económicas del país. Sus beneficios son varios como proporcionar estabilidad, mejorar el tiempo de ensamblaje, además es económico en relación a materiales de construcción tradicionales.

En este capítulo conoceremos las principales características del acero como material para la construcción, sus propiedades, ventajas y limitaciones, los métodos de diseño establecidos y conceptos que encaminarán el diseño estructural.

4.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES (Guerra, Manual para el diseño sísmoresistente de edificios utilizando el programa ETABS, 2010)

Fundamentalmente es una aleación de hierro (mínimo 98 %), con contenidos de carbono menores a 1% y otras pequeñas cantidades de minerales como manganeso para mejorar su resistencia, fósforo, azufre, sílice y vanadio ocasionalmente, para mejorar su soldabilidad y resistencia a las condiciones ambientales.

De acuerdo a la American Society of Testing Materials (ASTM) los aceros estructurales empleados en la construcción de edificaciones son los siguientes:

- Aceros generales (A-36)
- Aceros estructurales de carbono (A-529)
 - Bajo contenido de carbono (<0.15 %)
 - Dulce (0.15 – 0.29 %)
 - Medio (0.30 – 0.59 %)

- Alto contenido de carbono (0.6 – 1.7 %)
- Aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (Mo, V y Cr), (A-441 y A-572).
- Aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación, resistentes a la corrosión atmosférica (A-242, A-588).
- Acero templado y revenido (A-514).

El cuadro 6 nos muestra las propiedades mecánicas de los diversos aceros estructurales disponibles en el mercado.

Cuadro 6: Características de los principales aceros estructurales.

DESIGNACIÓN ASTM	TIPO DE ACERO	FORMA	USOS RECOMENDADOS	ESFUERZO MÍNIMO DE FLUENCIA Fy, (Kg/cm2).	RESISTENCIA MÍNIMA ESPECIFICADA A LA TENSIÓN Fu, (Kg/cm2).
A 36	Al Carbono.	Perfiles, Barras y Placas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas y soldadas.	2534 (2253 si el espesor es mayor a 8 pulg)	4083 - 5631
A 529	Al Carbono.	Perfiles y placas hasta de 1/2 pulg.	Similar al A36	2956-3519	4223-7039
A 572	Columbio vanadio de alta resistencia y baja aleación.	Perfiles, placas y barras hasta de 6 pulg.	Construcción soldada o atornillada no para puentes soldados con Fy grado 55 o mayor.	2956-4575	4223-5631
A 242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la compresión atmosférica.	Perfiles, placas y barras hasta de 5 pulg.	Construcción soldada atornillada o remachada; técnica de soldadura muy importante.	2956-3519	4435-4927
A 588	De alta resistencia baja aleación y resistente a la compresión atmosférica.	Placas y barras hasta de 4 pulg.	Construcción atornillada.	2956-3519	4435-4927
A 992	alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión.	Placas y barras hasta de 4 pulg.	Construcción atornillada.	3519	4575

4.2 PROPIEDADES, VENTAJAS Y LIMITACIONES

4.2.1 Propiedades mecánicas

- **Alta resistencia:** Implica que será relativamente bajo el peso de la estructura.
- **Ductilidad:** Es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Si un material carece de esta propiedad lo más seguro es que sea frágil y duro y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

- **Elasticidad:** El acero se basa en la ley de Hooke, llegando hasta esfuerzos bastante altos.
- **Uniformidad:** Las propiedades del acero no cambian considerablemente en el tiempo, como en el caso de las estructuras de hormigón armado.
- **Tenacidad:** Implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su formación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, cortarlos, martillarlos y taladrarlos sin algún daño aparente. Es una propiedad que un material tiene para absorber energía en grandes cantidades.
- **Ampliación de estructuras existentes:** Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles modificaciones.

4.2.2 Ventajas del acero estructural

- Gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexiones como soldadura y tonillos.
- Posibilidad de prefabricar miembros
- Rapidez de montaje
- Gran capacidad de laminarse en gran cantidad de tamaños y formas.
- Resistencia a la fatiga.
- Posible reutilización después de desmontar una estructura existente.
- Se encuentra disponible en perfiles para optimizar su uso en gran cantidad de tamaños y formas.
- Posibilidad de venderlo como chatarra.
- Permite modificaciones o ampliaciones en proyectos de manera sencilla.
- Utilizar estructura metálica permite realizar la mayor cantidad de una estructura en un taller consiguiendo mayor exactitud.

4.2.3 Limitaciones del acero estructural

- **Mantenimiento:** Los aceros son susceptibles a la corrosión por estar expuestos al agua y aire, razón por la cual, deben pintarse periódicamente.
- **Protección contra el fuego:** El acero es un excelente conductor de calor, de manera que los miembros estructurales pueden llegar a perder sus propiedades estructurales.
- **Pandeo elástico:** Mientras más altos y esbeltos sean los elementos a compresión, existirá un mayor peligro de que ocurra el pandeo elástico.
- **Fatiga:** Su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o también un gran número de cambios de magnitud del esfuerzo de tensión.
- **Fractura:** Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la falla puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Esta fatiga es producida por cargas y muy bajas temperaturas.

4.3 SECCIONES ESTRUCTURALES

Para el diseño de una estructura metálica se pueden utilizar perfiles laminados en caliente, perfiles armados o soldados y perfiles conformados en frío.

4.3.1 Perfiles laminados en caliente

Estos se forman comprimiendo el acero caliente blando repetidamente a través de rodillos que le dan la forma de un elemento lineal con una sección transversal constante (Figura 34). Se modelan formas tipo I, T, H, L, C, Z.

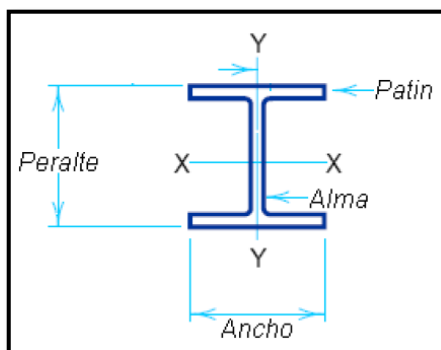


Figura 34: Perfiles metálicos laminados en caliente.

Fuente: AISC 2005, "Steel construction manual"

4.3.2 Perfiles armados o soldados

Los miembros armados se obtienen conectando entre si dos o más perfiles o placas, para que actúen como un miembro estructural único (Figura 35). Estos miembros son necesarios cuando se necesiten secciones de diferentes dimensiones a las secciones laminadas o por requerimientos de diseño de las conexiones. En el mercado ecuatoriano son las secciones armadas con placas las más utilizadas, debido a su flexibilidad para el fabricante.

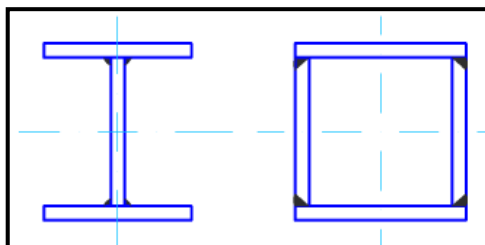


Figura 35: Perfiles metálicos armados o soldados.

Fuente: AISC 2005, "Steel construction manual"

4.3.3 Perfiles conformados en frío

Son perfiles de espesores pequeños que se fabrican plegando chapas metálicas, longitudes cortadas de bobinas o planchas como se muestra en la Figura 36.

Tienen un amplio uso para estructuras sometidas a cargas ligeras con luces medianas y grandes como es de caso de pórticos, cubiertas, hangares, piscinas, fábricas o coliseos.

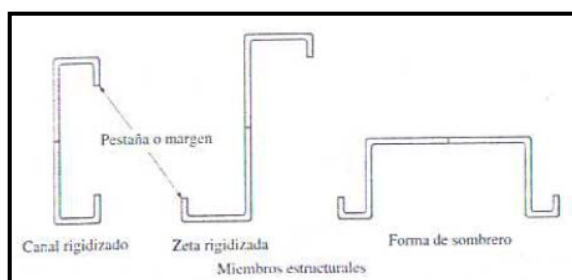


Figura 36: Perfiles conformados en frío

Fuente: AISC 2005, "Steel construcción manual"

4.4 ELEMENTOS QUE CONFORMAN UNA SECCIÓN ESTRUCTURAL

Una sección estructural está formada por varias partes rectangulares unidas entre sí, los cuales se los conoce como elementos de la sección y se dividen en:

4.4.1 Elementos atiesados

Son elementos planos en la cual ambos extremos paralelos a los esfuerzos, están rigidizados transversalmente mediante un ala, un alma o labio atiesador.

4.4.2 Elementos no atiesados

Son elementos planos rigidizados transversalmente en un extremo y libre en el otro.

4.5 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL PANDEO LOCAL (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010)

Las secciones de acero se clasifican como compactas, no compactas y esbeltas. Propiedades que son determinadas en función de la relación ancho espesor y de los límites establecidos en las respectivas tablas para secciones compactas o no compactas proporcionadas por AISC 360-10 (Anexo 6, Ver en el CD) en función de los valores de λ_p y λ_r para cada tipo de elemento estructural.

Para SRCS (Sistemas resistentes a cargas sísmicas), la sección será compacta si la relación ancho espesor (b/t) es menor a los valores de λ_{ps} impuestos por en NEC-11, Cap. II.

4.5.1 Secciones compactas

Son secciones que pueden plastificarse completamente, desarrollando su fuerza plástica completa antes de que se presente el pandeo local.

4.5.2 Secciones no compactas

Son capaces de desarrollar plastificación parcial de la sección del miembro estructural, alcanzando la tensión de fluencia en los elementos comprimidos antes de que se produzca el pandeo local. Pero no son capaces de resistir el pandeo local inelástico a los niveles de deformación requeridos por la plastificación total de la sección.

4.5.3 Secciones esbeltas

Secciones que al menos uno de sus elementos comprimidos tiene una relación ancho espesor mayor que λ_r . Son secciones que sufren pandeo local antes de alcanzarse la tensión de fluencia en elementos comprimidos.

4.6 MÉTODOS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS

4.6.1 Método Elástico

Este método consiste en estimar las cargas de trabajo o de servicio, es decir las cargas que la estructura tiene que soportar y se diseñan los miembros estructurales en base a ciertos esfuerzos admisibles, usualmente un porcentaje del esfuerzo mínimo de fluencia del acero.

4.6.2 Método Plástico

La ductilidad del acero proporciona una resistencia adicional, la misma que es la base del diseño plástico. En este método, las cargas de trabajo se

estiman y se multiplican por ciertos factores de carga o de sobrecapacidad, y los elementos estructurales se diseñan con base a sus resistencias al colapso.

4.6.2.1 Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD) (Mc CORMAC, 2002)

El diseño con factores de carga y resistencia se fundamenta en los conceptos de estado límite, el mismo que se refiere a la condición en la cual una estructura o parte de ella deja de cumplir su funcionalidad. Existen dos tipos de estados límite y son:

Estado límite de resistencia: Se basa en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga.

Estados límite de servicio: Se basa en el comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

El diseño de factores de carga y resistencia (LRFD), satisface los requerimientos de las especificaciones, cuando el esfuerzo de diseño de cada componente estructural es igual o excede el esfuerzo requerido determinado en base de cargas combinadas de la LRFD.

$$Resistencia\ requerida\ (R_u) \leq Resistencia\ de\ diseño\ (\Phi R_n)$$

Factores de resistencia

La resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente, debido a las imperfecciones en las teorías de análisis, a variaciones en las propiedades de los materiales y a las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales. En el cuadro 7 se muestran los valores de los factores de resistencia de la especificación LRFD.

Cuadro 7: Factores de resistencia LRFD.

FACTORES DE RESISTENCIA ϕ	SITUACIONES
1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.
0.9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de soldadura, soldaduras de ranura en el metal base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancia al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.
0.8	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.
0.75	Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0.65	Aplastamiento en tornillos (Que no sean tipo A307)
0.6	Aplastamiento en cimentaciones de concreto.

Factores de carga

El propósito de los estos factores es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas (Mc CORMAC, 2002, pág. 57).

Las especificaciones LRFD presentan factores de carga y combinaciones de carga que fueron seleccionados para usarse con las cargas mínimas las cuales se indican a continuación.

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D - 1.6W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D + 1E + 0.5L + 0.2(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D - 1E + 0.5L + 0.2(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 0.9D + (1.6W \text{ o } 1E)$$

$$U = 0.9D - (1.6W \text{ o } 1E)$$

4.6.2.2 Ventajas del método LRFD

En el método LRFD se usa un factor de carga mucho menor para las cargas muertas, ya que estas se pueden determinar con mayor exactitud que las cargas vivas.

- Ayuda a proporcionar una confiabilidad más uniforme para todas las estructuras de acero, independientemente el valor de las cargas.
- Posiblemente este método ahorre dinero porque las cargas vivas son pequeñas comparadas con las muertas.

4.7 DISEÑO POR ANÁLISIS PLÁSTICO

Para el diseño por análisis plástico se requiere que las alas comprimidas en las zonas de rótulas plásticas y las almas tengan una relación ancho espesor menor o igual que el límite λ_p ; es decir que sean secciones compactas.

4.7.1 Procedimiento general de diseño

El diseño de elementos de estructura metálica comenzará con la determinación de las propiedades de las secciones de análisis; es decir si estas son compactas, no compactas o esbeltas, ya que a partir de este parámetro se identifica los estados límite que deberán ser analizados durante el diseño. El NEC-11 a través del AISC 360-10 proporciona tablas en donde se expone lo indicado para elementos a flexión y a compresión como se muestra en el Anexo 6.

No siempre se deberán analizar todos los estados límite, pues para cada tipo de sección tendrá su respectivo análisis para la etapa de diseño.

Posteriormente en la fase de diseño estructural se indicará detalladamente el procedimiento de cálculo para elementos a flexión y compresión, pero es recomendable tener en cuenta estas indicaciones.

4.8 CONEXIONES

Dentro del diseño de una estructura metálica es importante realizar un correcto análisis de las conexiones de los elementos estructurales involucrados en el proyecto para que el conjunto trabaje armoniosamente transmitiendo las cargas correctamente durante la vida útil de la estructura.

No existirá una estructura completamente segura si las uniones entre los elementos no funcionan satisfactoriamente en especial donde hay más concentración de cargas laterales.

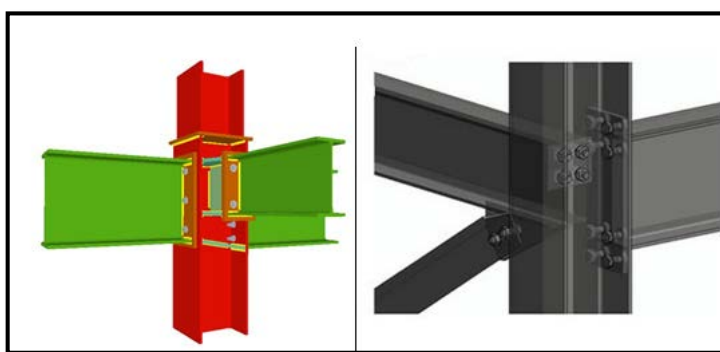


Figura 37: Diseño de conexiones en estructuras metálicas

Fuente: Imagen obtenida del internet.

Las conexiones usadas comúnmente en los edificios de acero son:

- La soldadura
- Tornillos sin tornear
- Tornillos de alta resistencia
- Los remaches

4.8.1 Parámetros de diseño

El diseño de conexiones se lo realizará según lo establecido en NEC-11 a través del código ASIC 360-10 el cual nos presenta varios parámetros que se deben analizar cuidadosamente.

- Los pernos deberán ser pernos de alta resistencia pretensados (Clase A).
- Deberá usarse agujeros de ranura corta perpendiculares a la carga aplicada.

- La fuerza en un miembro debe ser resistida en su totalidad en la conexión.

4.8.2 Tipo de Conexión

Resulta complejo indicar características específicas para seleccionar el mejor tipo de conexión dentro de los mencionados anteriormente para una estructura de acero. Sin embargo existen ciertos criterios que pueden ayudar a la tomar una decisión adecuada.

- La soldadura requiere la menor cantidad de acero, contribuye al mejor aspecto de las juntas y tiene la mayor amplitud de aplicaciones para los diferentes tipos de conexiones. Cuando se desean juntas continuas, rígidas y resistentes a momentos, la mejor opción será la soldadura.
- El uso de soldaduras en elementos muy gruesos requiere un cuidado especial, por lo que en ocasiones es preferible utilizar conexiones atornilladas. Estas son menos susceptibles a fracturas frágiles.
- Si se necesita desmontar la estructura la soldadura no es una buena opción.
- El atornillado en campo resulta muy rápido y requiere menos mano de obra especializada que en el caso de la soldadura, pero el costo de los tornillos de alta resistencia es un poco alto.

En base a los criterios mencionados se utilizará una conexión mixta es decir una en la cual se utilice tornillos y soldadura como elementos conectores debido a que la estructura a ser analizada deberá ser diseñada ante la ocurrencia de un evento sísmico.

Existen tres tipos de conexiones que se analizarán en este proyecto.

- Conexión Viga-Viga (Viga secundaria-Viga principal)
- Conexión Columna-Viga principal
- Conexión columna- placa base.

Cada una de estas será explicada detalladamente al momento de realizar el respectivo diseño en capítulos posteriores.

CAPÍTULO V

CONSIDERACIONES INICIALES DE DISEÑO

Una vez concluido el diseño arquitectónico se procederá a realizar el diseño estructural de las edificaciones de la escuela. En este capítulo se describirá los parámetros que deben ser considerados para realizar el respectivo diseño estructural de la escuela.

5.1 METODOLOGÍA UTILIZADA

Para el diseño estructural se empleará los códigos NEC-11 (Norma Ecuatoriana de la Construcción), la norma AISC 360-10, así como también AISC 341-05 para el diseño sismoresistente.

5.2 CONSIDERACIONES INICIALES

Antes de comenzar a realizar el diseño estructural, es necesario verificar ciertos parámetros que considerando el riesgo sísmico debido a la ubicación geográfica de la escuela pueden ocasionar problemas estructurales.

5.2.1 Configuración Estructural (NEC11, 2011)

Se debe procurar que la configuración de la estructura sea simple y regular con el fin de lograr un adecuado desempeño sísmico. De acuerdo con la configuración de la estructura en base al diseño arquitectónico de la escuela descrito anteriormente, y de ser diseñado como un solo bloque estructural, se presentarían problemas como: torsión en planta debido a los cambios abruptos de rigidez así como también problemas de esbeltez en planta.

Con estas recomendaciones se colocarán juntas sísmicas en ciertas zonas del edificio principal como se indican en la Figura 38, 39,40, de tal manera que se lo dividirá en seis bloques independientes consiguiendo solucionar los problemas mencionados anteriormente.

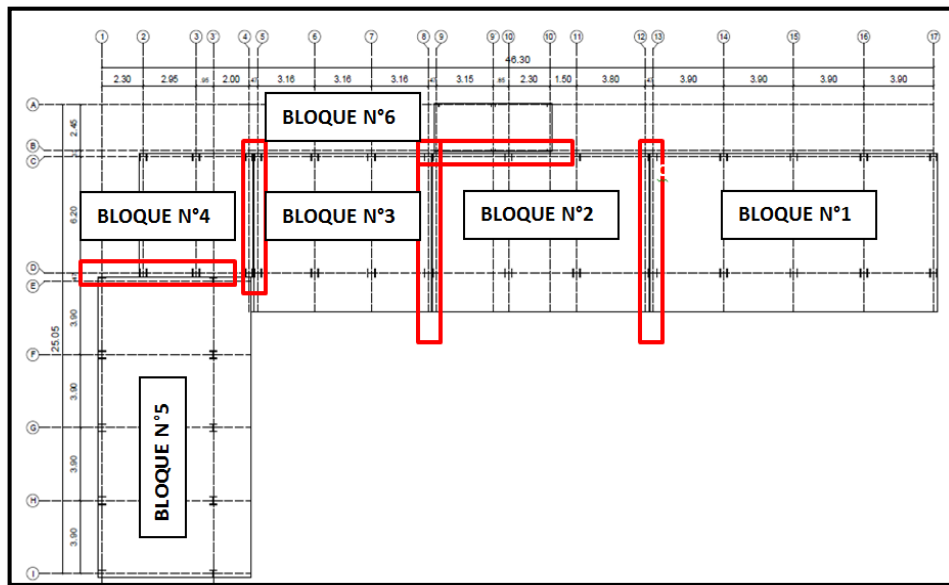


Figura 38: Ubicación de juntas sísmicas vista desde la planta.

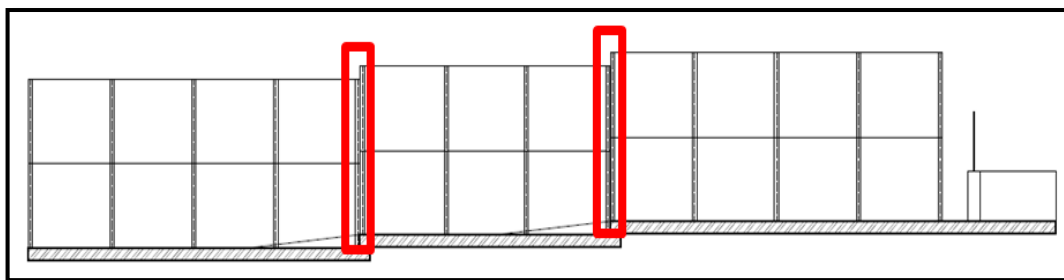


Figura 39: Ubicación de juntas sísmicas vista frontal.

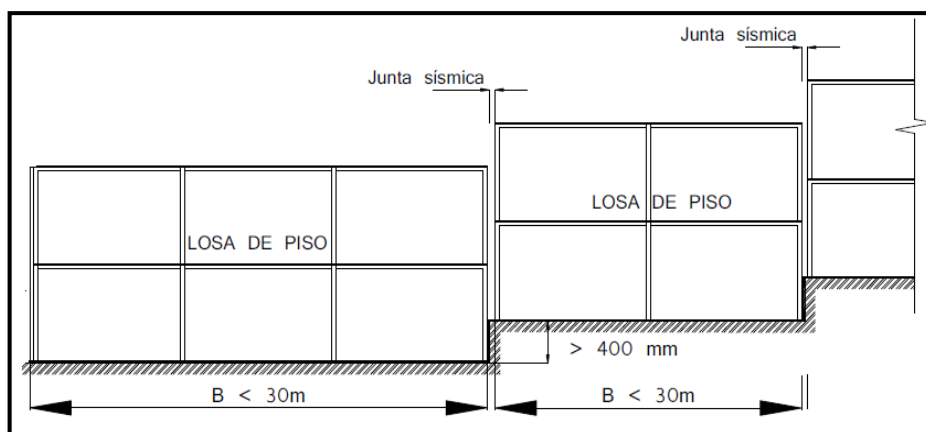


Figura 40: Parámetros necesarios para colocación de junta sísmica.

Fuente: NEC-11 Cap.7

Conformación de Plataformas

Tomando en cuenta la pendiente del terreno y las normas correspondientes al NEC-11, resulta muy conveniente formar plataformas a diferentes niveles donde se construirán las edificaciones de la escuela. Para el presente proyecto y de acuerdo con el esquema mostrado en la Figura 38 se tendrán tres niveles es decir tres plataformas como se muestran en el Anexo 7 (Ver en el CD).

5.2.2 Material utilizado

Para definir el material que se empleará en la construcción de una obra civil se debe tener en cuenta algunos aspectos que pueden ser determinantes a la hora de elegir un material de construcción.

- Un aspecto importante es rapidez de montaje de la estructura. Se tiene proyectado que la obra de ser ejecutada se lo realice en los meses de vacaciones (Julio-Agosto), o en el menor tiempo posible en el caso de existir algún tipo de inconveniente durante la ejecución de la obra; y una de las ventajas de utilizar la perfilería metálica es la velocidad de montaje. Esto resulta beneficioso de acuerdo con un análisis costo beneficio, es decir la rapidez de montaje reduce el tiempo de construcción en el cual se tendrá un ahorro en el precio de la mano de obra lo que puede economizar el costo.

Como se mencionó en el Capítulo II, existía la posibilidad de reutilizar la perfilería metálica que actualmente se encuentra en la escuela, sin embargo después de concluir con un análisis general encontramos algunas inconvenientes que nos limitan al uso de la perfilería conformada en frío que se encuentra actualmente en la escuela.

- Los elementos utilizados en la escuela son laminados en frío, presentan espesores muy pequeños y de acuerdo con el diseño plástico que se tiene previsto emplear, estos elementos no califican;

pues no desarrollan la compacidad necesaria, es decir son elementos no compactos y presentaran problemas de pandeo local.

- En segundo lugar estos elementos al ser laminados en frío en la zona de sus dobleces presentarán una disminución de su F_y y se tendría incertidumbre al momento de asumir este valor en el diseño.
- Como se pudo observar la perfilera metálica se encuentra a la intemperie razón por la cual muchos de los elementos estructurales ya presentan problemas de corrosión debidos a la falta de mantenimiento.
- Se deberá realizar el respectivo diseño estructural en caso de que las dimensiones de la perfilera existente en la escuela no cumplan las condiciones de diseño se descartarán automáticamente.

Mencionados estos aspectos se ha decidido emplear perfilera laminada en caliente para el diseño de la escuela. También es importante contar con secciones disponibles en el mercado nacional, de lo contrario podrían encarecer terriblemente el proyecto adicionalmente de existir varios retrasos en caso de realizar importaciones.

Para el sistema de piso se utilizará panel Deck metálico. Este sistema ofrece muchas ventajas respecto a los sistemas tradicionales de construcción, siendo idóneo en proyectos donde el tiempo de ejecución es reducido, además de la eliminación del encofrado tradicional para la losa, seguridad en obra, fácil instalación, reducción del peso; es decir un ahorro significativo de materiales, mano de obra y tiempo que en otras palabras se traduce en el costo del proyecto.

5.2.3 Normas de Diseño

De acuerdo con el NEC-11, las estructuras se clasifican como estructuras tipo 1 o tipo 2. El presente proyecto se analizará como una estructura tipo 1, es decir que todos sus pórticos interiores y exteriores serán diseñados como PEM (Pórticos especiales a momento). Esta consideración

implica el cumplimiento de ciertos parámetros que se explican a continuación los mismos que son obligatorios de acuerdo con el NEC-11.

Criterio de columna fuerte – viga débil

“Tiene como objetivo contar con un sistema estructural en la cual las columnas sean más fuertes que las vigas en caso de la ocurrencia de un evento sísmico y lograr un alto nivel de disipación de energía” (NEC11, 2011, pág. 30 CAP V). Este criterio se cumple si:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0$$

$\sum M_{pc}$: Es la suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan al nudo que se calculará con la siguiente expresión.

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$\sum M_{pv}$: Es la sumatoria de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan al nudo.

$$M_{pv} = 1.1R_y * F_y * Z_v + M_{uv}$$

Donde:

- Z_c : Módulo plástico de la columna.
- Z_v : Módulo plástico de la viga.
- P_u : Fuerza axial a compresión de la columna.
- A_g : Área de la sección de la columna.
- F_y : Resistencia de la fluencia.
- M_{uv} : Cortante desarrollado en las articulaciones plásticas con respecto a la cara de la columna.

Secciones sísmicamente compactas.

Este criterio fue explicado detalladamente en el capítulo IV (Acero Estructural).

Arriostramientos laterales en vigas

Este criterio se refiere a la distancia máxima sin que exista un arriostramiento lateral a la que puede estar sujeta una viga para evitar que en esta se presente el pandeo lateral torsional. El NEC-11 señala que la máxima distancia sin arriostrar será:

$$L_b = 0.086 * r_y * E / F_y$$

Donde r_y es el radio de giro alrededor del eje y ; E el módulo de elasticidad del acero (2100000 Kg/cm²).

Análisis sísmoresistente

Debido a que el Ecuador es un país con un alto riesgo sísmico es muy importante realizar el respectivo análisis sísmoresistente con el objetivo de prevenir daños en elementos estructurales y no estructurales ante sismos pequeños y frecuentes que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura. El NEC-11 propone realizar un análisis estático o dinámico dependiendo la complejidad e importancia de la estructura a diseñarse.

La escuela presenta un grado de importancia considerable motivo por lo cual se realizará un análisis estático y dinámico el cual se explicará detalladamente a continuación.

5.3 ANÁLISIS SISMORESISTENTE (NEC11, 2011)

Como se enunció anteriormente debido a la importancia que representa la escuela como estructura, se deberá realizar un análisis estático y dinámico.

5.3.1 Análisis Estático

Se refiere al comportamiento de la estructura a causa de un evento sísmico bajo la acción de una fuerza estática equivalente la cual sustituye a la fuerza lateral sísmica. En este caso se diseña para resistir una fuerza aplicada en la base de la estructura (cortante basal).

5.3.1.1 Cortante Basal de diseño

El cortante basal de diseño V a nivel de cargas últimas que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determina mediante la siguiente expresión.

$$V = \frac{I * Sa}{R * \Phi_p * \Phi_e} * W$$

Cada uno de los parámetros que forman parte de la expresión de cálculo del cortante basal V se explican a continuación.

Coefficiente de Zona sísmica (Z)

Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño. Para la parroquia de Tumbaco, cantón Quito, provincia de Pichincha es considerada como una zona sísmica alta y el valor será $z = 0.4g$.

Aceleración Espectral (Sa)

La aceleración espectral se encuentra en función del rango del período de vibración de la estructura y se lo calcula mediante las siguientes expresiones.

$$Sa = n * Z * Fa * (1 + (n - 1)T / To) \text{ para } T \leq To$$

$$Sa = n * Z * Fa \text{ para } 0 \leq T \leq Tc$$

$$Sa = n * Z * Fa \left(\frac{Tc}{T} \right)^r \text{ para } T > Tc$$

Donde: $n=2.48$ Provincias de la sierra, $r = 1.0$ (Factor que depende del tipo de suelo).

Las ecuaciones que se deberá utilizar para calcular los períodos de vibración de acuerdo con lo estipulado en el NEC-11 son las siguientes:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$To = 0.10 * F_s * \frac{Fd}{Fa}$$

$$Tc = 0.55 * F_s * \frac{Fd}{Fa}$$

Donde:

hn: Altura máxima de la edificación medida desde la base de la estructura.
Para estructuras de acero sin arriostramiento ($C_t=0.072$, $\alpha=0.80$).

Los valores correspondientes a F_d , F_a y F_s son denominados como factores de sitio y están en función del tipo de suelo. El NEC-11 recomienda que se deban realizar estudios de microzonificación para establecer estos parámetros con mayor precisión.

Factores de Sitio para la ciudad de Quito (Aguiar, 2012)

En Escuela Politécnica de las Fuerzas Armadas, ESPE por medio del CEINCI (Centro de investigaciones científicas) se han realizado estudios correspondientes a este tema que nos permitirán determinar los valores para cada parámetro de acuerdo con la recomendación establecida por el NEC-11. En la Figura 41 se muestra el mapa correspondiente al Distrito Metropolitano de Quito y en la Figura 42 los valores de F_a , F_d y F_s clasificados por los diferentes sectores de la ciudad.

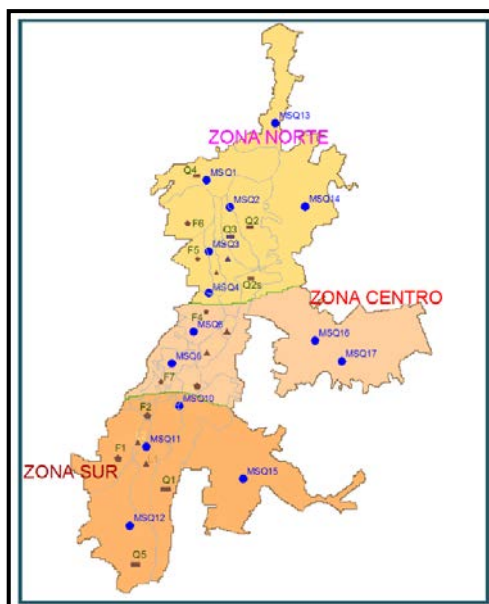


Figura 41: DMQ dividido pos zonas

Fuente: Investigación realizada por CEINCI (ESPE).

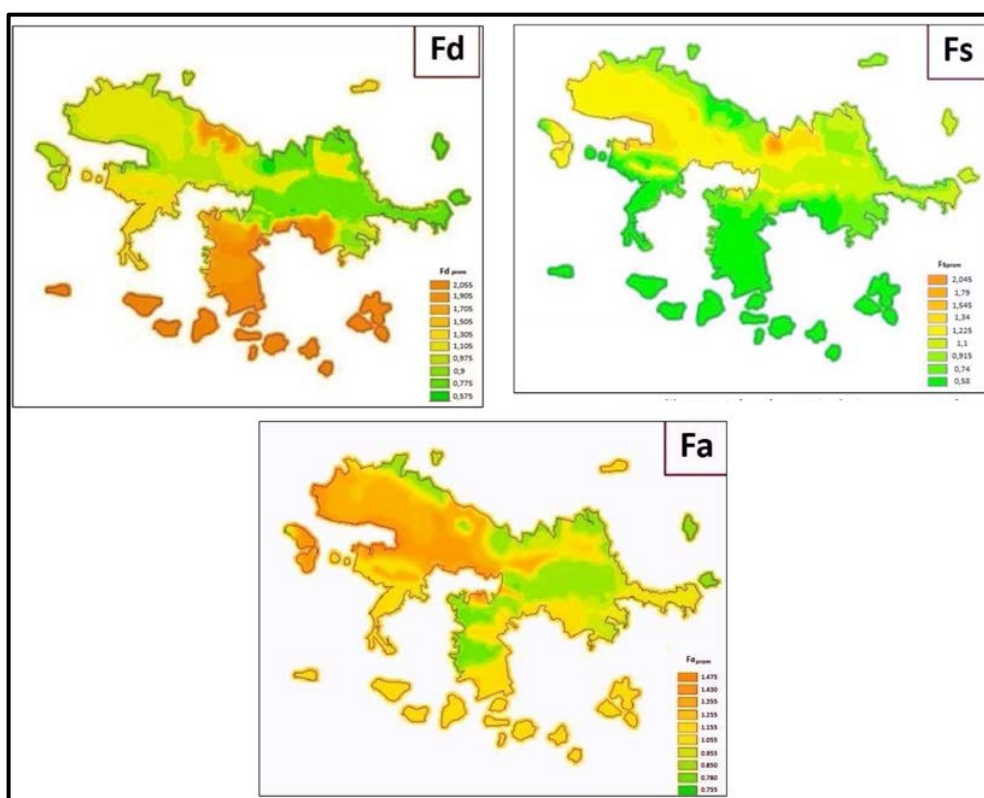


Figura 42: Factores de sitio DMQ

Fuente: Investigación realizada por CEINCI (ESPE).

De esta forma para el sector de Tumbaco, se han establecido los siguientes factores de sitio, como se indica en la Tabla 18.

Tabla 18: Factores de sitio para sector Tumbaco.

FACTORES DE SITIO	
Fd	1.705
Fs	0.58
Fa	0.78

Importancia de la estructura (I)

Parámetro que permite Incremente la demanda sísmica de diseño para estructuras que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante o después de la ocurrencia del sismo.

Factor de reducción de resistencia (R)

Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas. $R= 6.0$

Coefficientes de configuración estructural (Φ_p Φ_e)

Estos valores serán determinados en función de la geometría en planta y en elevación de la estructura a ser analizada. Debido que el Ecuador es una zona de alto riesgo sísmico el NEC-11 recomienda que la configuración estructural en planta y elevación sea lo más regular posible; sin embargo en caso de que existan irregularidades se deberá realizar las correcciones en los factores Φ_p , Φ_e .

En la Tabla 19 se muestran los parámetros necesarios que involucran el diseño estático correspondiente a la escuela Antonio Gil.

Tabla 19: Factores de análisis estático (Escuela Antonio Gil).

PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTE NEC-11		
BLOQUES/EDIFICIO PRINCIPAL.		
Datos	Descripción.	Valor
Z	Factor de zona sísmica.	0.40
I	Factor de importancia	1.30
R	Factor de reducción de la resistencia.	6.00
Φ_p	Coef. Configuración en planta.	1.00
Φ_e	Coef. Configuración en elevación.	1.00
VIVIENDA DE CONSERJERÍA.		
Datos	Descripción.	Valor
Z	Factor de zona sísmica.	0.40
I	Factor de importancia	1.30
R	Factor de reducción de la resistencia.	6.00
Φ_p	Coef. Configuración en planta.	0.90
Φ_e	Coef. Configuración en elevación.	1.00

Carga sísmica reactiva (W)

Representa la carga reactiva por sismo y se calcula mediante la siguiente expresión.

$$W = CM_{\text{Total}} + 0.25CV_{\text{Piso}}$$

5.3.2 Análisis Dinámico

Se lo realiza por medio del análisis modal espectral, en la cual utiliza la máxima respuesta de todos los modos de vibración que contribuyen al comportamiento de la estructura ante un evento sísmico.

5.3.2.1 Espectro elástico de respuesta

El espectro elástico de respuesta de aceleraciones S_a que se lo indica en la Figura 43 está formado por dos intervalos que se los calcula mediante las siguientes expresiones.

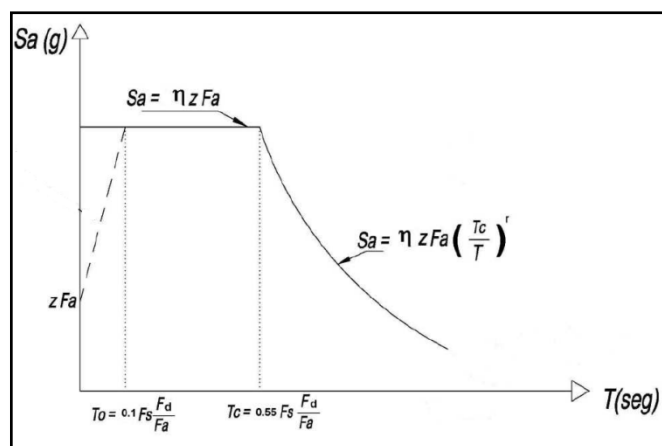


Figura 43: Espectro elástico de aceleraciones.

Fuente: NEC-11 “Peligro sísmico y requisitos de diseño sismoresistente”

En la Figura 44 se indica el espectro elástico de aceleraciones para la zona de Tumbaco donde se realizará el presente proyecto.

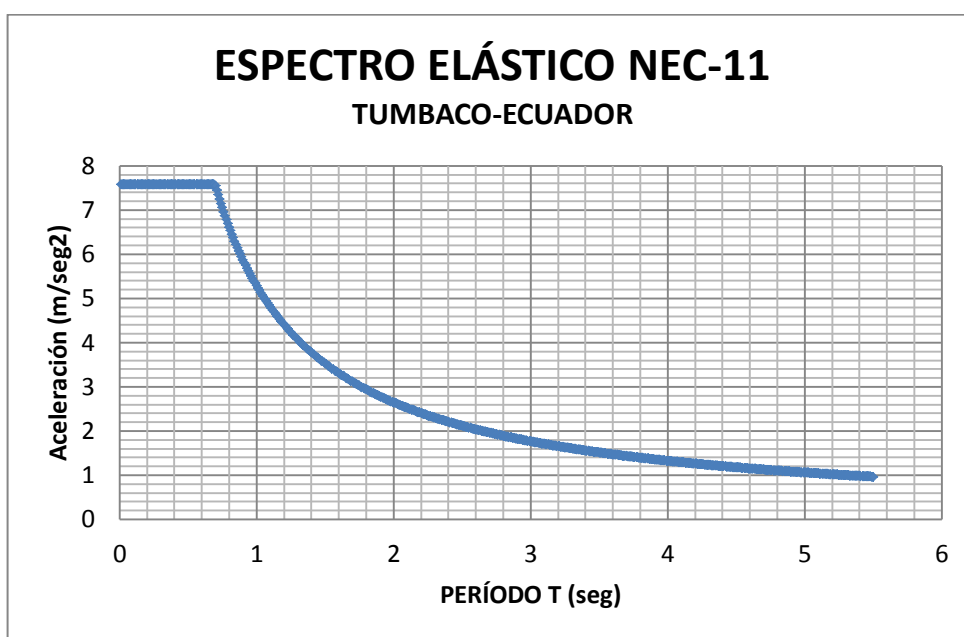


Figura 44: Espectro elástico de aceleraciones (Tumbaco-Ecuador).

Fuente: Espectro obtenido a partir del NEC-11.

5.3.2.2 Espectro Inelástico (Aguiar, 2012)

El NEC-11 obtiene el espectro inelástico dividiendo el espectro elástico calculado anteriormente para el factor $R \cdot \phi_p \cdot \phi_e$. En la Figura 45 se muestra el espectro inelástico de aceleraciones.

$$S_a = \frac{n \cdot Z \cdot F_a}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \frac{n \cdot Z \cdot F_a}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

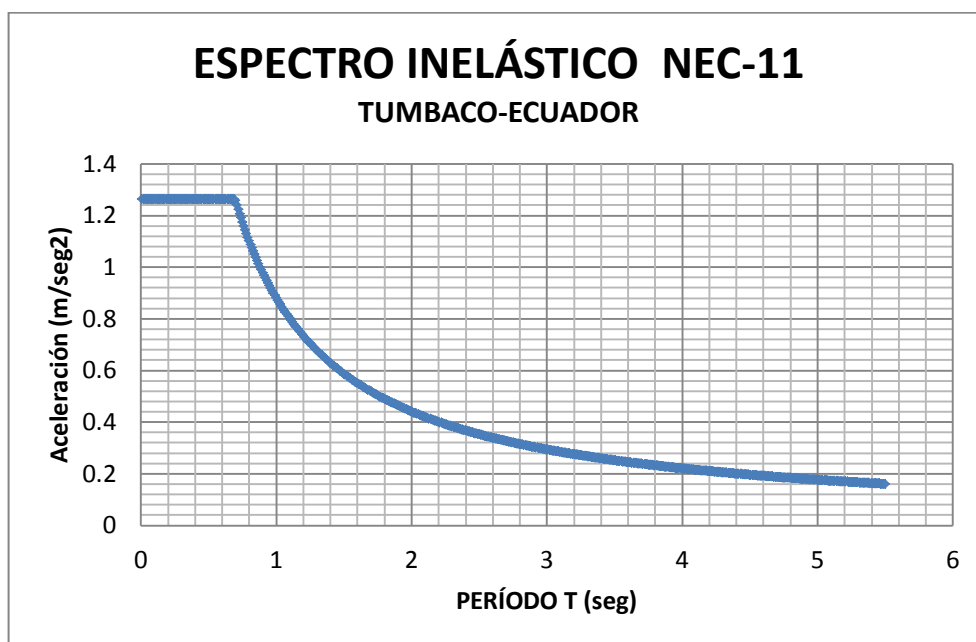


Figura 45: Espectro inelástico de aceleraciones (Tumbaco-Ecuador).

Fuente: Espectro obtenido a partir del NEC-11.

En la Figura 46 se presenta la relación que existe entre el espectro inelástico y elástico de aceleraciones.

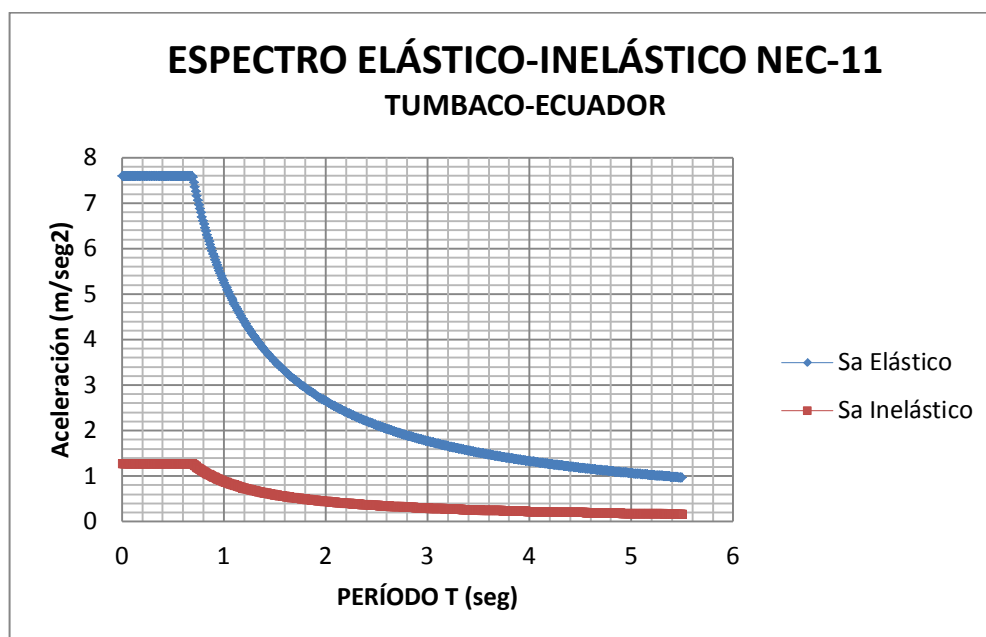


Figura 46: Espectro elástico e inelástico de aceleraciones (Tumbaco)

Fuente: Espectro obtenido a partir del NEC-11.

5.4 CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

Previo a determinar las secciones que conformarán el diseño estructural del proyecto se deberá tener en cuenta la manera en que esta se construirá.

Para realizar las conexiones entre vigas generalmente se debe cortar los extremos de la viga soportada para que no se cruce con la viga de soporte (Figura 47). Este procedimiento resulta muy costoso, y también se pierde resistencia en la zona de corte.

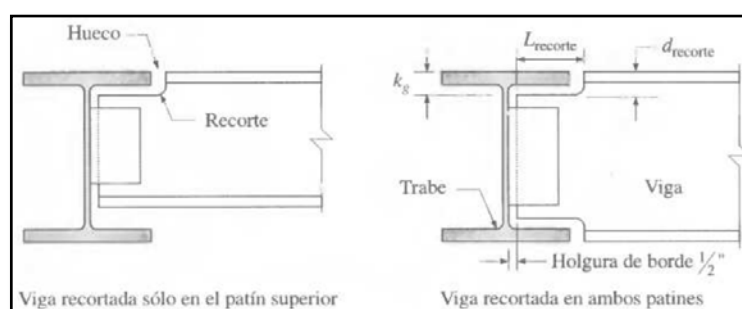


Figura 47: Conexiones entre vigas con cortes en las alas.

Fuente: Tupiza, Carlos (Tesis de grado).

Considerando este punto se deberán seleccionar secciones de tal manera que se eviten estos cortes, es decir un espacio suficiente por debajo de la viga de soporte (Figura 48).

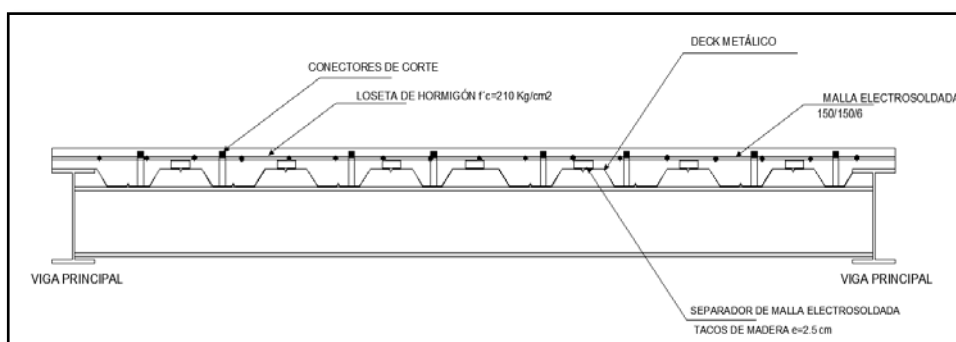


Figura 48: Conexiones entre vigas sin cortes.

5.5 ANÁLISIS DE CARGAS

5.5.1 Dimensionamiento de Losa

Las losas estarán formadas por placas colaborantes (Deck metálico), prácticamente el predimensionamiento se realizará en función de la separación entre los elementos sobre los cuales se apoyará el panel.

Para el sistema Deck metálico el dimensionamiento consistirá en seguir las indicaciones estipuladas en el catálogo del fabricante. Allí se muestra todo el procedimiento que se deberá seguir; adoptar diferentes parámetros dependerá del proyecto que se está analizando y que se cumplan con todas las especificaciones técnicas requeridas.

En la Figura 49 se tiene el corte típico del sistema de losa con placa colaborante, este esquema mostrará de una manera más clara los componentes de una losa metálica.

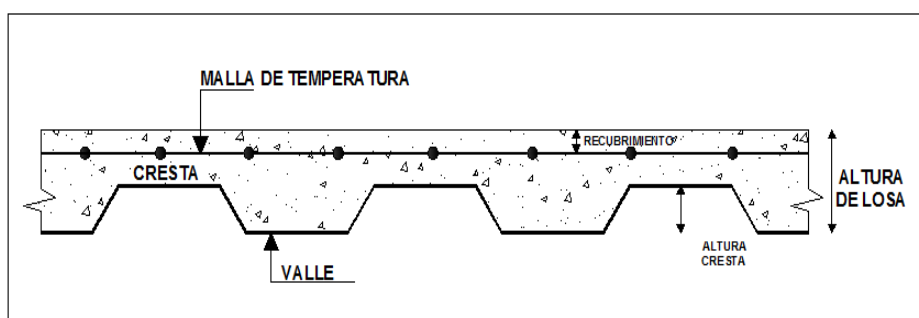


Figura 49: Corte típico de losacero.

La Tabla 20 nos muestra las propiedades de la sección para diferentes espesores, la elección ya quedará al criterio del diseñador, en este caso se trabajará con un espesor de 0,65 mm.

Tabla 20: Propiedades de placa colaborante Dipac-Ecuador.

<i>Propiedades de la Sección sin concreto</i>					
<i>Espesor (mm)</i>	<i>Peso (kg/m²)</i>	<i>I+ (cm⁴/m)</i>	<i>I- (cm⁴/m)</i>	<i>S+ (cm⁴/m)</i>	<i>S- (cm⁴/m)</i>
0.65	6.22	37.38	34.39	14.16	15.39
0.74	7.08	42.53	39.13	16.08	17.47

Un dimensionamiento correcto deberá satisfacer simultáneamente las restricciones de capacidad de carga y distancia entre apuntalamientos, para lo cual se propone el siguiente procedimiento:

- Dependiendo las luces proporcionadas por el diseño arquitectónico, se establece la distancia entre apoyos, el espesor de concreto sobre la losacero, ya que de estos factores dependerá la sobrecarga admisible que podrá soportar la misma que es comparada con las cargas que se colocará sobre la losacero, para lo cual se utilizará la Tabla 21.

Tabla 21: Sobrecarga admisible placa colaborante Dipac

		<i>Sobrecarga Admisible (Kg/m2)</i>										
<i>Espesor Losacero</i>	<i>Espesor de concreto</i>	<i>Separación entre Apoyos</i>										
		1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6
0.65	5	2000	1706	1382	1142	941	766	617	502	413	345	285
0.65	6	2000	2000	1774	1466	1232	1026	850	695	573	478	402
0.65	8	2000	2000	2000	2000	1952	1663	1434	1226	1038	865	729
0.65	10	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1868	1642	1430	1224
0.65	12	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1800
0.74	5	2000	1867	1512	1250	1050	834	667	543	447	373	314
0.74	6	2000	2000	1922	1589	1335	1136	917	745	614	512	431
0.74	8	2000	2000	2000	2000	2000	1772	1528	1326	1096	914	770
0.74	10	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1967	1729	1519	1279
0.74	12	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1848

En base a los planos arquitectónicos se ha establecido las separaciones entre apoyos como se muestra en la Tabla 22, así como también el espesor de hormigón colocado sobre el panel metálico y la sobrecarga admisible para cada caso. En los planos se puede observar la distribución final de vigas y columnas para cada uno de los bloques que conforman el edificio principal de la escuela; a partir de este modelo se realizará la etapa de diseño.

Tabla 22: Separación de vigas secundarias y sobrecarga admisible.

SEPARACIÓN DE VIGAS SECUNDARIAS				
EDIFICACIÓN	SEP. VIGAS SEC.		Esp concreto (cm)	C. ADM (Kg/m ²)
	MIN (m)	MAX (m)		
Edificio Principal.	2.00	2.10	6.00	1466.00
Edificio Principal (V)	1.33	1.33	6.00	2000.00
Vivienda de Conserjería.	1.50	1.55	6.00	2000.00

- Se deberá verificar la necesidad de colocar apuntalamientos temporales; en caso de ser requeridos deben ser distribuidos de forma equidistante en cada tramo, verificando no exceder las distancias máximas detalladas en la Tabla 23. En este caso debido a la distancia entre apoyos se colocará apuntalamientos cada 1.50 m.

Tabla 23: Distancia entre apoyos sin apuntalar.

Distancia entre apoyos sin apuntalamiento (m)						
Espesor Losacero	Tipo de Apoyo	Espesor de Concreto (cm)				
		5 cm	6 cm	8 cm	10 cm	12 cm
0.65	SIMPLE	1.83	1.72	1.55	1.42	1.31
0.65	DOBLES	2.06	1.96	1.79	1.66	1.55
0.65	TRIPLE	2.13	2.02	1.85	1.71	1.6
0.74	SIMPLE	1.99	1.87	1.69	1.55	1.44
0.74	DOBLES	2.25	2.13	1.95	1.81	1.69
0.74	TRIPLE	2.32	2.21	2.01	1.87	1.75

Debido a que se tiene una separación de 2.10 m. se colocará un apuntalamiento temporal a 1.00 m.

Altura de Losa

A continuación se determinará la altura de losa, esta no se la obtiene mediante una expresión de cálculo como en el caso del hormigón armado. Adoptarla quedará bajo el criterio de cada diseñador, pero si se deben tener en cuenta ciertos criterios que se muestran a continuación.

- La altura de la losa se medirá desde el valle, hasta la parte superior del concreto colocado sobre la losacero.
- Se debe tomar en cuenta el recubrimiento de la malla de temperatura el cual puede estar entre 2 y 2,5 cm.
- Bajo ninguna circunstancia se deberá adoptar una altura de losa menor a 9cm. Se puede considerar una altura mínima de 10 cm.

Tomando en cuenta los criterios anteriormente establecidos, y con los parámetros adoptados en la parte inicial de este predimensionamiento se ha seleccionado una altura de losa igual a 11cm, como se puede ver en la Figura 50 que se muestra a continuación.

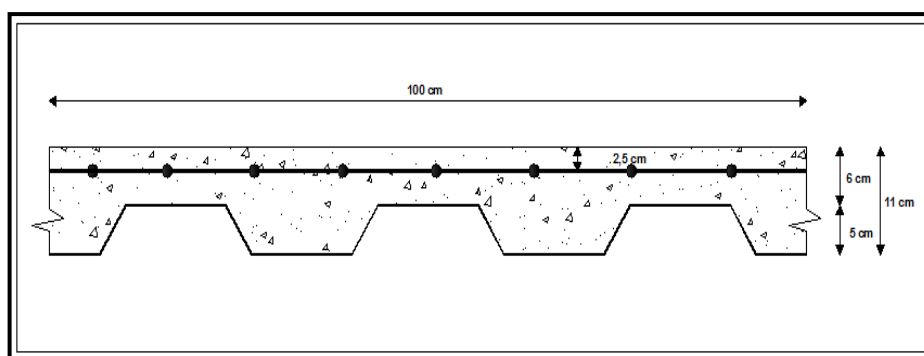


Figura 50: Corte de losa sobre Deck metálico h= 11 cm

ANÁLISIS DE CARGAS

El análisis de cargas se lo realizará por cada nivel de forma independiente, debido a que existen variaciones en cada una de ellas.

- **LOSA DE ENTREPISO PLANTA BAJA**

CARGA MUERTA.

Peso propio de Losa

Corresponde al peso de la placa colaborante "losacero", el peso de la malla electrosoldada y el peso del hormigón sobre ella.

Peso de la placa (e=0,64mm)..... 6.22 Kg/m²

Peso del hormigón= $0,085 \text{ m}^3/\text{m}^2 * 2400 \text{ Kg}/\text{m}^3$	204.00 Kg/m ²
Peso de malla electrosoldada.....	5.00 Kg/m ²
Peso propio de Losa	215.22 Kg/m²

Determinación de la carga permanente

Sistema de techado (Cielo raso).....	25.00 Kg/m ²
Peso de acabados.....	120.00 Kg/m ²
Instalaciones (eléctricas y sanitarias).....	25.00 Kg/m ²
Peso de Mampostería.....	150.00 Kg/m ²
Conexiones	5.00 Kg/m ²
Enlucido (2.00 cm). $1\text{m} * 1\text{m} * 0,02\text{m} * 2200\text{Kg}/\text{m}^3$	44.00 Kg/m ²
Carga permanente	369.00 Kg/m²

CARGA VIVA (NEC11, 2011, pág. 8 CAP I)

Unidades Educativas (Aulas).....	204.08 Kg/m²
----------------------------------	--------------------------------

• **LOSA DE CUBIERTA PLANTA ALTA**

CARGA MUERTA

Peso propio de Losa

Peso propio de Losa	215.22 Kg/m²
----------------------------	--------------------------------

Determinación de la carga permanente

Sistema de techado (Cielo raso).....	25.00 Kg/m ²
Peso de acabados.....	50.00 Kg/m ²
Instalaciones (eléctricas y sanitarias).....	25.00 Kg/m ²
Peso de Mampostería.....	50.00 Kg/m ²
Conexiones	5.00 Kg/m ²
Enlucido (2.00 cm). $1\text{m} * 1\text{m} * 0,02\text{m} * 2200\text{Kg}/\text{m}^3$	44.00 Kg/m ²
Carga permanente	199.00 Kg/m²

CARGA VIVA

<i>Cubiertas planas, inclinadas y curvas</i>	102.04 Kg/m²
--	--------------------------------

No se realizará la reducción de carga viva en la losa de cubierta siguiendo las recomendaciones del NEC-11, para prevenir la caída de granizo y ceniza.

En la Tabla 24, y la Tabla 25, se muestra el análisis de cargas para el edificio principal, y la vivienda de conserjería; estructuras que serán construidas sobre la escuela.

Tabla 24: Análisis de cargas correspondiente al edificio principal.

ANÁLISIS DE CARGAS			ANÁLISIS DE CARGAS		
LOSA DE ENTREPISO			LOSA DE CUBIERTA		
PESO PROPIO DE LA LOSA	215.22	Kg/m²	PESO PROPIO DE LA LOSA	215.22	Kg/m²
CARGA PERMANENTE			CARGA PERMANENTE		
Sistema de techado	25.00	Kg/m ²	Sistema de techado	25.00	Kg/m ²
Peso de Acabados	120.00	Kg/m ²	Peso de Acabados	50.00	Kg/m ²
Instalaciones	25.00	Kg/m ²	Instalaciones	25.00	Kg/m ²
Mampostería	150.00	Kg/m ²	Mampostería	50.00	Kg/m ²
Conexiones	5.00	Kg/m ²	Conexiones	5.00	Kg/m ²
Enlucido	44.00	Kg/m ²	Masillado.	44.00	Kg/m ²
TOTAL CARGA PERMANENTE	369.00	Kg/m²	TOTAL CARGA PERMANENTE	199.00	Kg/m²
CARAGA MUERTA	584.22	Kg/m²	CARAGA VIVA	414.22	Kg/m²
CARAGA VIVA	204.08	Kg/m²	CARAGA VIVA	102.04	Kg/m²

Tabla 25: Análisis de cargas correspondiente a vivienda de conserje.

ANÁLISIS DE CARGAS		
LOSA DE CUBIERTA		
PESO PROPIO DE LA LOSA	215.22	Kg/m²
CARGA PERMANENTE		
Sistema de techado	25.00	Kg/m ²
Peso de Acabados	50.00	Kg/m ²
Instalaciones	25.00	Kg/m ²
Mampostería	50.00	Kg/m ²
Conexiones	5.00	Kg/m ²
Masillado.	44.00	Kg/m ²
TOTAL CARGA PERMANENTE	199.00	Kg/m²
CARAGA VIVA	414.22	Kg/m²
CARAGA VIVA	102.04	Kg/m²

CAPÍTULO VI

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El diseño estructural se refiere al dimensionamiento de los elementos de una estructura, ya sea estos de acero, hormigón armado o secciones compuestas. Un diseño estructural tiene como objetivo resistir con seguridad y económicamente las cargas a las que la estructura estará sometida durante toda su vida útil y los estados límite de servicio sin que en ella exista un colapso o mal comportamiento.

El diseño estructural en edificaciones de acero, resulta de un procedimiento iterativo y de una correlación entre todos los elementos que conforman la estructura. Es decir el diseño será correcto cuando todos los elementos correlacionen de manera adecuada y cumpliendo con todas las normas estipuladas en los códigos de diseño aplicados.

Para el presente proyecto se realizará el diseño de los elementos estructurales con el programa SAP 2000 y adicionalmente se realizará una comprobación manual verificando si los resultados obtenidos por ambos métodos son similares.

6.1 CRITERIOS DE DISEÑO

Previo al diseño estructural se deberá tomar en cuenta las consideraciones establecidas en el capítulo anterior.

Secciones sísmicamente compactas

De acuerdo con el NEC-11 los elementos que serán utilizados en el diseño deberán ser sísmicamente compactos. Para las secciones disponibles en el mercado nacional que cumplen con esta característica se presentan en la Tabla 26.

Tabla 26: Secciones sísmicamente compactas.

SECCIONES COMPACTAS (NEC-11)							
DENOMINACIÓN	h (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	b/t	λ_{ps} (NEC-11)	SECCIÓN
IPE 200	200	100	5.6	8.5	5.88	8.64	Compacta
IPE 220	220	110	5.9	9.2	5.98	8.64	Compacta
IPE 240	240	120	6.2	9.8	6.12	8.64	Compacta
IPE 270	270	135	6.6	10.2	6.62	8.64	Compacta
IPE 300	300	150	7.1	10.7	7.01	8.64	Compacta
IPE 330	330	160	7.5	115.5	0.69	8.64	Compacta
IPE 360	360	170	8	12.7	6.69	8.64	Compacta
HW 414/405	414	405	18	28	7.23	8.64	Compacta

Es importante aclarar que los perfiles presentados anteriormente no son los únicos que cumplen la condición de secciones sísmicamente compactas, solamente se han establecido bajo el criterio de que estos trabajan satisfactoriamente bajo las cargas de servicio. De igual manera considerar perfiles laminados de peraltes excesivos resultarían sobredimensionados lo que provocaría un incremento en el peso y costo del proyecto.

Las consideraciones restantes se analizarán conforme se vaya realice el diseño estructural.

6.2 DISEÑO ESTRUCTURAL EN SAP 2000

Modelamiento de la estructura

Modelar la estructura en SAP 2000 se refiere a dibujarla y obtener las secciones más apropiadas que cumplan con el objetivo de diseño. Sin embargo desarrollar un correcto modelado dependerá de ingreso adecuado de todos los parámetros que son necesarios para que el programa ejecute el diseño. Cada uno de estos parámetros deberá ser ingresado de forma apropiada y cumpliendo todas las normas y criterios de diseño anteriormente explicados. Si el ingreso de uno de estos es incorrecto el diseño definitivo arrojará resultados incoherentes. A continuación se explica cada una de las diferentes etapas que se deberá seguir para modelar una estructura en SAP2000.

6.2.1 Materiales

El material empleado para el proyecto será el acero estructural A-36 laminado en caliente para vigas y columnas. Para la asignación de este material se considerarán las siguientes características.

- Se trabajará con un esfuerzo de fluencia $F_y=2534 \text{ Kg/cm}^2$, y resistencia a la tensión $F_u= 4083 \text{ Kg/cm}^2$.
- Para la losa de hormigón sobre el panel metálico se utilizará como material hormigón con una resistencia a la compresión $f'_c= 210 \text{ Kg/cm}^2$

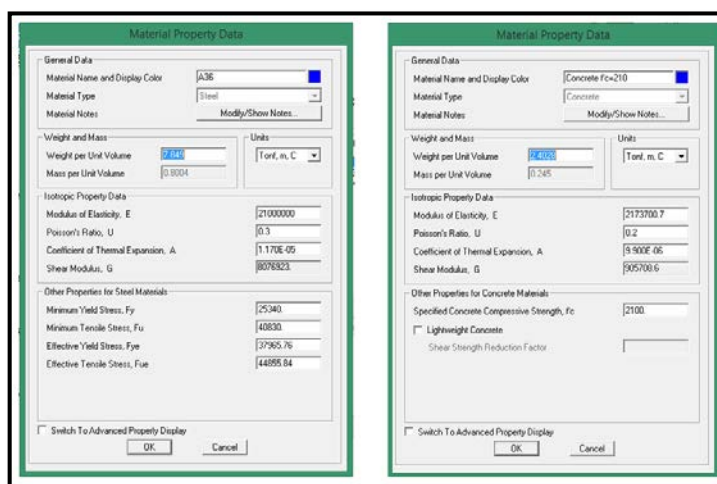
Para definir estos materiales seguimos el siguiente procedimiento:

Acero Estructural A-36

Define/Material /Add new material/ Material Type (Steel) / Standard (ASTM A-36)/ Grade (Grade 36). Figura 51 (a).

Hormigón $f'_c=210 \text{ Kg/cm}^2$

Define/Material /Add new material/ Material Type (Concrete) / Standard (User). Figura 51 (b).



(a)

(b)

Figura 51: Definición de propiedades del material en Sap2000.

Fuente: Sap2000.v16.

6.2.2 Secciones

Frame Sections

SAP2000 permite ingresar una lista de posibles secciones para los elementos estructurales seleccionando la más conveniente después de que se realiza una evaluación una a una. Establecidas las secciones compactas que serán utilizadas en el diseño el programa evaluará cada una de estas seleccionando finalmente la más conveniente, para lo cual se deberá realizar el siguiente procedimiento.

Primero se deberá ingresar cada una de las secciones que el programa analizará para lo cual se realizará:

Define/Section Properties/Frame Sections/Add New Property, e ingresamos las dimensiones correspondientes de cada uno de los elementos a ser utilizados. Para el caso de la sección IPE 240 se indica en la Figura 52.

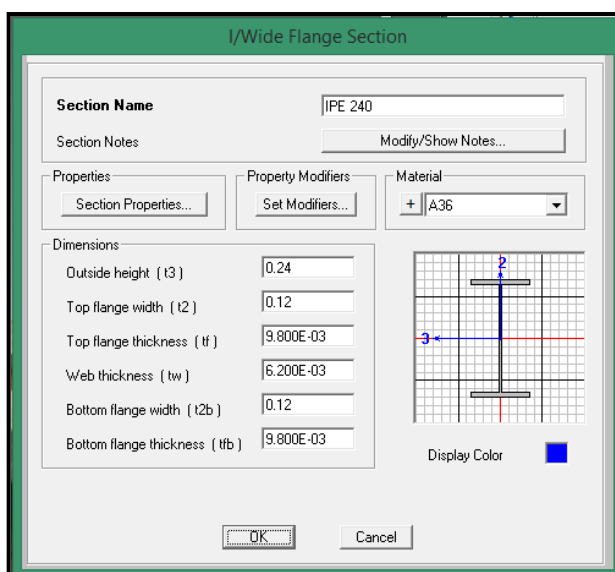


Figura 52: Definición de propiedades de la sección en Sap2000.

Fuente: Sap2000.v16.

Una vez que se hayan ingresado todas las secciones que intervendrán en el análisis estructural se genera una lista, la cual será analizada por el programa seleccionando la sección más adecuada para el diseño.

Define/Section Properties/Frame Sections/Add New Property/Auto Select List. como se indica en la Figura 53.

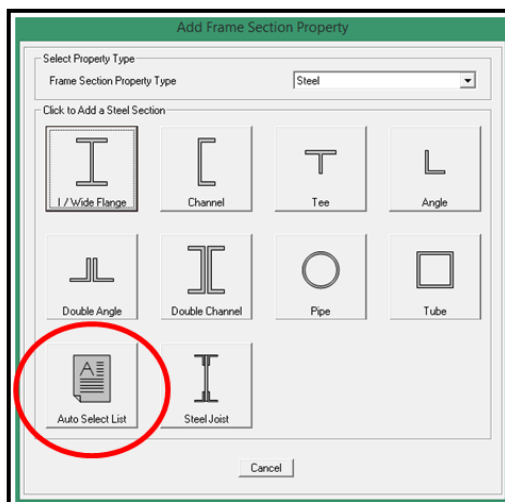


Figura 53: Generación de auto select list en Sap2000.

Fuente: Sap2000.v16.

A continuación creamos una autoselección "VIGAS" Figura 54, la cual estará conformada por todas las secciones que se analizarán para el elemento tipo viga de la estructura. De la misma manera creamos la autoselección para las columnas.

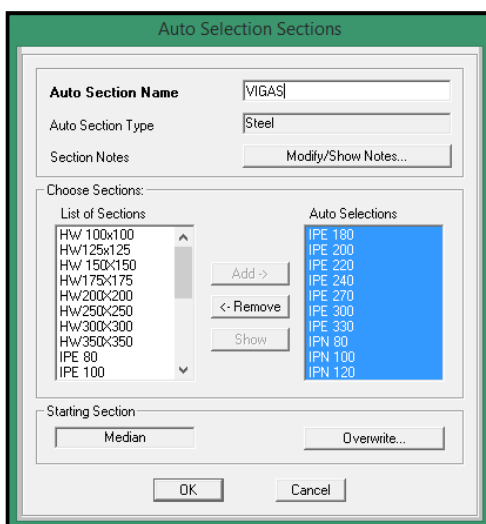


Figura 54: Secciones analizadas en Sap2000.

Fuente: Sap2000.v16.

Area Section

Se ha establecido que para este proyecto se utilizará el sistema de piso Deck metálico. El programa SAP 2000 no genera este sistema como el caso de otros programas de diseño estructural, sin embargo se puede realizar una aproximación bastante aceptable de este modelo con los siguientes criterios.

Primera opción

Considerando el hecho que la losa metálica denominada losacero trabaja como una losa unidireccional se deberá generar una loseta de compresión y los nervios unidireccionales.

- **Nervios Unidireccionales:** De la misma forma como se explicó el ingreso de las secciones para definir las columnas y vigas, se lo realizará para los nervios unidireccionales. Estos elementos serán de hormigón $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$, y sus dimensiones serán $b=13.2 \text{ cm}$. $h=11 \text{ cm}$, como se muestra en la Figura 55. Dimensiones correspondientes a las especificaciones del sistema de Deck metálico.

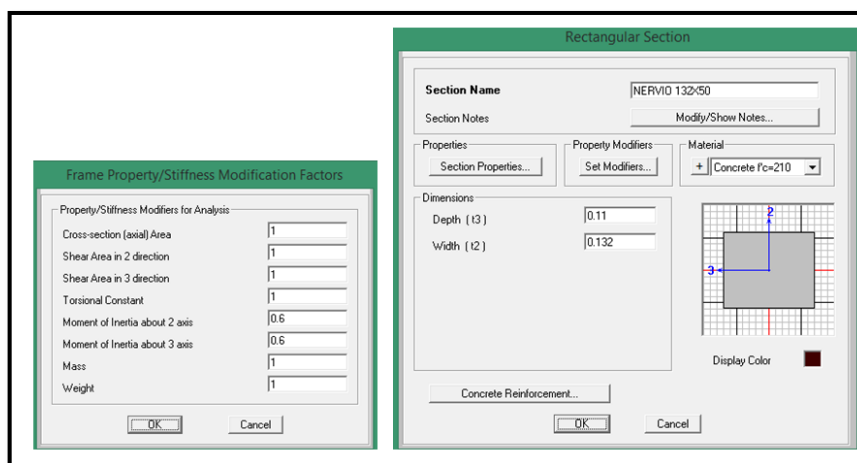


Figura 55: Losa Deck metálico en Sap2000.

Fuente: Elaborado en SAP2000.

- **Loseta de compresión:** Corresponde al hormigón sobre el deck metálico, cuyo espesor es igual a 6cm el cual se lo estableció anteriormente, y que se lo definirá con el siguiente procedimiento:

- Define/Section Properties/ Area Section / Add new section. La definimos como tipo membrana. El espesor de concreto en este caso será igual a 6 cm, como se indica en la Figura 56.

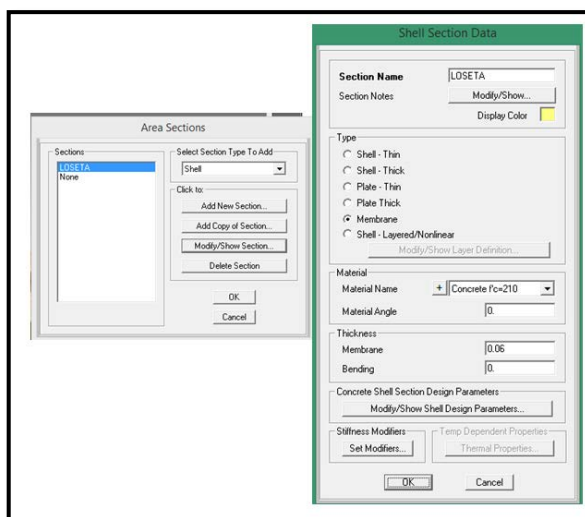


Figura 56: Definición de elementos tipo shell en Sap2000.

Fuente: Elaborado en SAP2000.

Segunda opción

Se puede considerar a la losa metálica como una losa maciza de altura equivalente, la misma que proporcionará los mismos efectos que la losa unidireccional. En este caso se considerará una altura equivalente de 8.5 cm.

6.2.3 Definición de los estados de carga

A continuación se presenta el procedimiento para la definición de los estados de carga que se considerarán el análisis.

Peso Propio (DEAD): Se refiere al peso propio de los elementos estructurales considerados. El programa por defecto calcula estos valores por lo cual se debe ingresar 1 en el factor multiplicador como se muestra en la Figura 57. Si se modifica este valor implicaría que se está duplicando el valor del peso propio, lo cual sería incorrecto.

Carga Permanente (C. PERMANENTE): Se refiere a la sobrecarga en la estructura, como por ejemplo peso de paredes, acabados, accesorios, instalaciones, etc.

Carga Viva (LIVE): Depende de la funcionalidad de la estructura para la cual fue diseñada; valores definidos de acuerdo con el NEC-11.

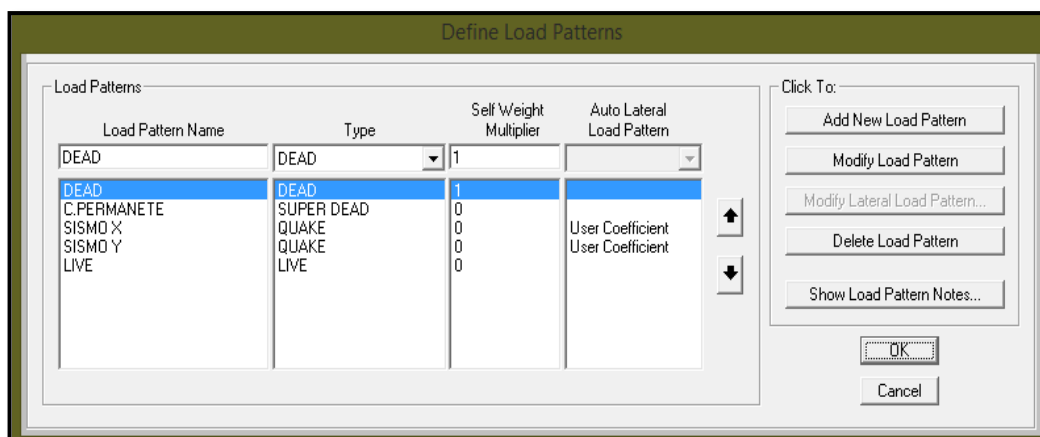


Figura 57: Definición de estados de carga en Sap2000.

Fuente: Elaborado en SAP2000.

6.2.4 Determinación de las Fuerzas sísmicas

Anteriormente se mencionó que en función del grado de importancia de la estructura el NEC-11 indica que se deberá realizar un análisis estático y dinámico. En otras palabras por una parte se analizará los efectos del sismo como una fuerza estática equivalente proporcionada por el cortante basal, y por otra el comportamiento de la estructura bajo el efecto del sismo considerando la máxima respuesta de los modos de vibración.

Análisis Estático

En primer lugar se debe definir los estados de carga estáticos correspondientes al sismo (SISMOX, SISMOY), de la misma manera que se realizó para la las cargas vivas, muertas y permanente.

A continuación se deberán definir ciertos parámetros en la opción Modify Lateral Load Pattern, como se muestra en la Figura 58.

- Se considerará una excentricidad del 5%.
- Se define el coeficiente para el cálculo del cortante basal, el mismo que fue calculado anteriormente, el cual pertenece a la expresión

$$\frac{I * Sa}{R * \Phi_p * \Phi_e} \text{ y cuyo valor es igual a } 0.167.$$

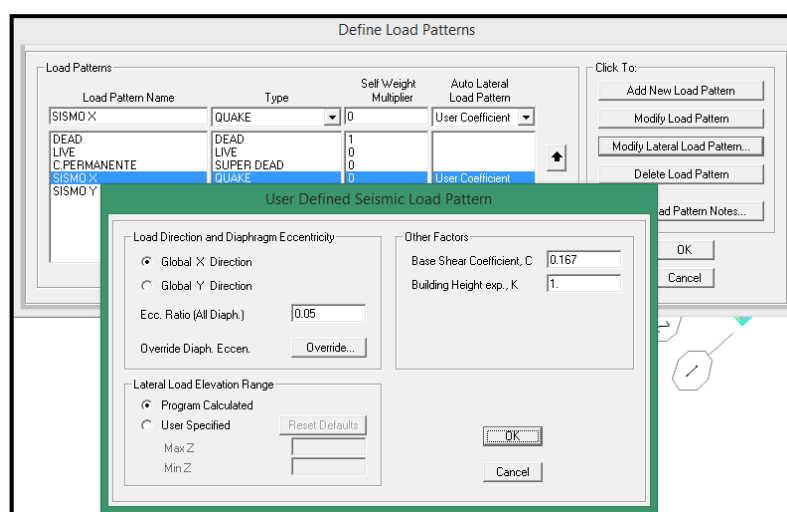


Figura 58: Análisis estático en Sap2000.

Fuente: Elaborado en SAP2000.

Análisis Dinámico

El análisis modal espectral nos indicará el comportamiento de la estructura bajo la acción del sismo en función del período fundamental, el cual corresponde al análisis dinámico.

Para generar el espectro de respuesta se deberá realizar el siguiente procedimiento: Define/Functions/Response Spectrum.

Sap2000 cuenta con varios espectros pertenecientes a distintos códigos, sin embargo para el presente proyecto se ha calculado el del NEC-11, el cual se lo generará en Sap2000 por medio de la opción From File.

Para ingresar el espectro del NEC-11, previamente se debe generar un archivo txt el cual contenga los valores de aceleraciones y período, para después importarlo directamente al Sap2000, como se muestra en la Figura 59.

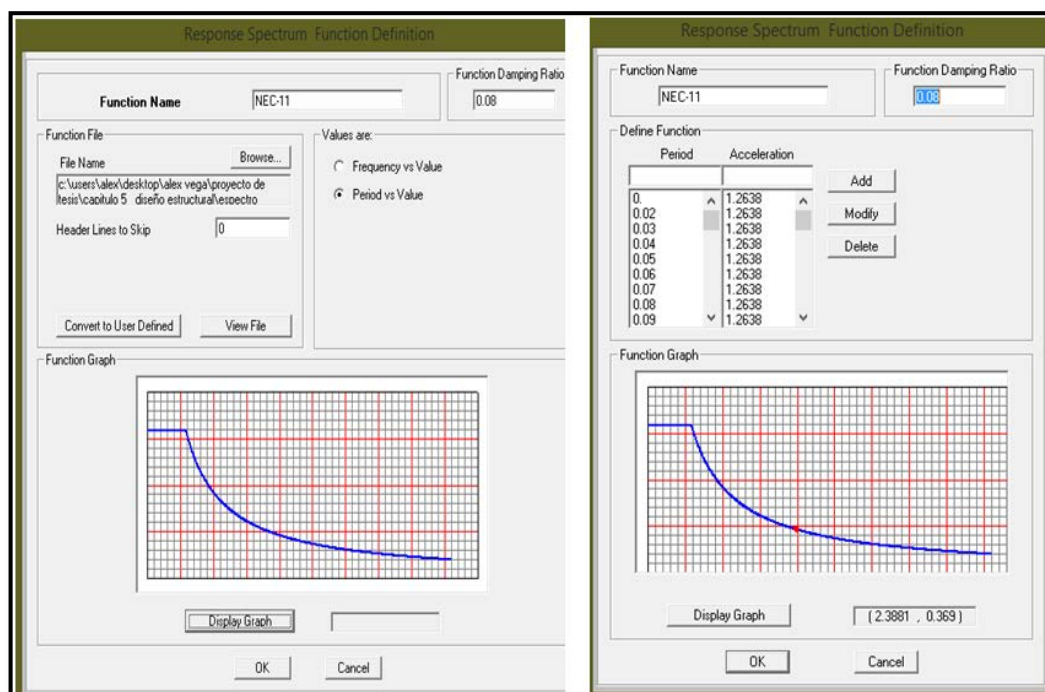


Figura 59: Definición del espectro de respuesta.

Fuente: Elaborado en SAP2000.

De igual manera se debe ingresar el factor de amortiguamiento en este caso será de 0.08 para estructuras de acero.

Debido a que este procedimiento es un análisis dinámico de la estructura, se debe definir los estados de carga dinámicos dentro del Sap2000, para el cual se indica el siguiente procedimiento:

- Define/Load Cases/ Add new load case.
- Para un sistema global cartesiano U1y U2, coinciden con las direcciones X y Y respectivamente, para cada una de estas direcciones se debe aplicar el espectro de respuesta

- El factor de escala dependerá de las unidades en las cuales se generó el espectro de respuesta, para este caso será 1 correspondiente a m/seg^2 como se indica en la Figura 60.

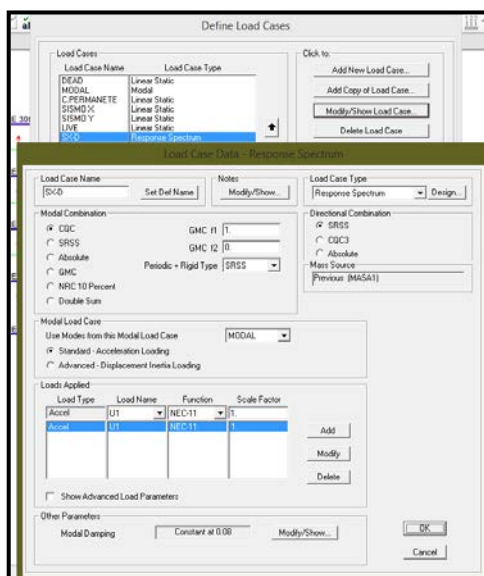


Figura 60: Definición de estados de carga dinámicos.

Fuente: Elaborado en SAP2000.

En el método de superposición modal, se hallan las respuestas en cada modo de vibración, en este caso se trabajará con 6 como se indica en la Figura 61.

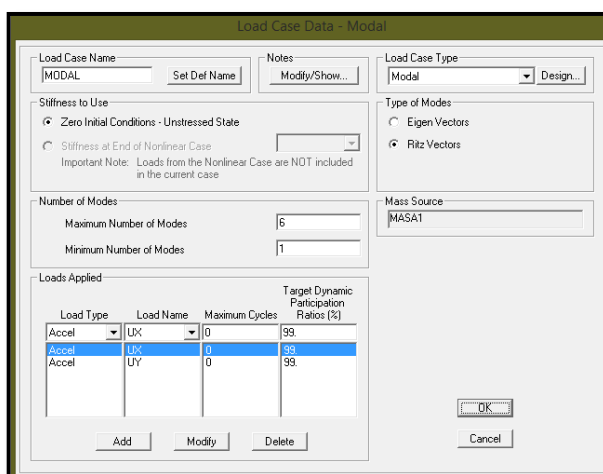


Figura 61: Definición de modos de vibración.

Fuente: Elaborado en SAP2000.

6.2.5 Definición de la masa

Las masas se crean con la finalidad de establecer el porcentaje de las cargas que participan en el sismo. De acuerdo con el NEC-11 se adoptará el 100% de carga muerta y 25% de carga viva como se muestra en la Figura 62.

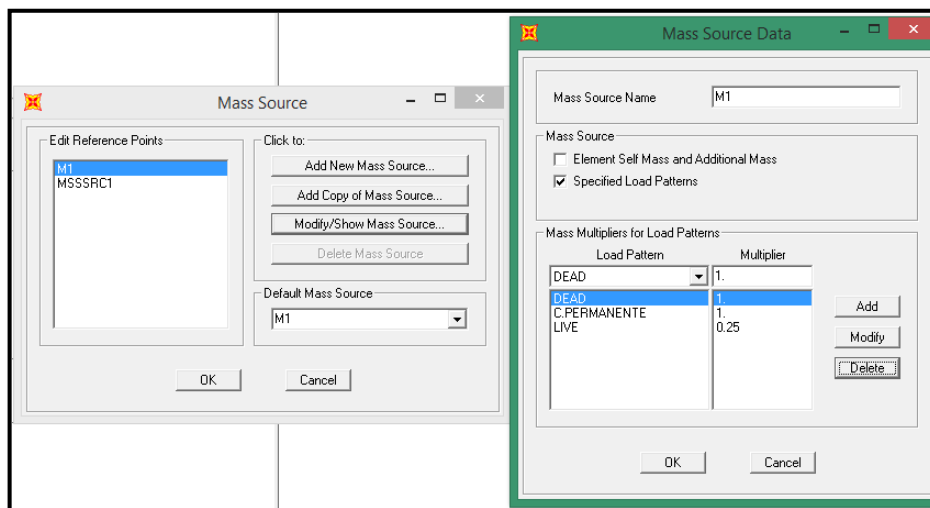


Figura 62: Definición de los estados de masa.

Fuente: Elaborado en SAP2000.

6.2.6 Dibujo de la estructura

Una vez definidos todos los parámetros anteriormente mencionados se precede al dibujo de la estructura realizando las siguientes acciones:

- Se procede a dibujar la estructura; vigas, columnas, losa, partiendo de la configuración estructural del Anexo. Recordemos que en este caso no se deberá asignar a cada elemento tipo frame una sección debido a que el programa calculará automáticamente la más apropiada que cumpla con todas las normas del NEC-11, ASIC 360-10, ASIC 340-05.
- Se procede a introducir las cargas en las losas de acuerdo con el cálculo que se realizó en la etapa de predimensionamiento y con las consideraciones mencionadas anteriormente.

- Para trabajar de manera más cómoda se realizará el análisis de la estructura dividida en bloques debido a que existen estructuras independientes que son separadas por las juntas sísmicas.
- en este punto no terminará el diseño estructural, es necesario realizar un análisis para verificar que se cumplan todas las consideraciones de diseño establecidas anteriormente.

En la Figura 63 se muestra el modelado de la estructura terminada y los resultados que se obtuvieron.

Como se puede observar las vigas principales transversales cumplen con las condiciones de diseño, así como también las columnas de acero. Sin embargo las vigas longitudinales y las vigas secundarias (vigas de apoyo) no cumplen con los parámetros de diseño, debido a que la estructura fue diseñada como Tipo 1 PEM probablemente las secciones que presentan una falla en el diseño no deben estar cumpliendo todas las consideraciones que se explicaron anteriormente, razón por las cuales aparecen de un color rojo. Con este primer resultado analizaremos cuales son los problemas que tiene la estructura y las soluciones que se proporcionarán.

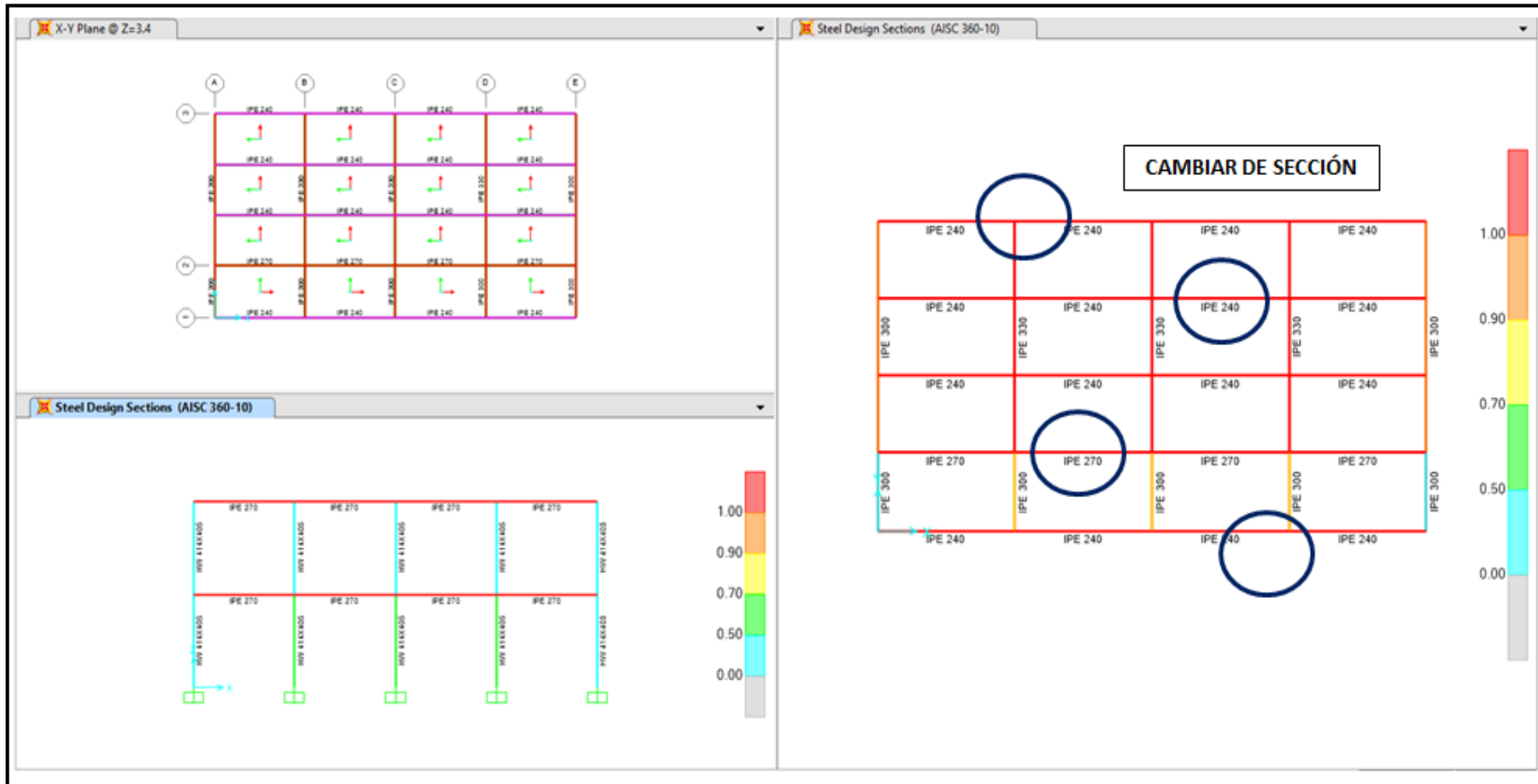


Figura 63: Modelamiento de la estructura en Sap2000. (Resultados Obtenidos)

Fuente: Elaborado en SAP2000.

6.2.7 Soluciones a problemas de diseño

Como se indicó anteriormente se encontraron algunos inconvenientes en el diseño de la estructura correspondiente al bloque 1 del edificio principal en los elementos de apoyo y vigas longitudinales, los cuales se describen a continuación:

- a) Al modelar la estructura como se muestra en la Figura 63, las vigas secundarias así como las vigas perimetrales perpendiculares al Deck metálico necesitan un arriostamiento lateral, razón por la cual aparece el mensaje de error " $Lb/ry < 0.086 E/Fy$ ".

Para el modelado analizado las distancias sin arriostamiento propuesta en los diferentes bloques que conforman el edificio principal nos es permitida de acuerdo con el NEC-11. Para solucionar este problema existen dos opciones: La primera sería aumentar el peralte de la sección hasta no necesitar el arriostamiento transversal; sin embargo es una opción bastante costosa y aumentarían el peso de la estructura considerablemente por lo cual no se considera apropiada. La segunda es colocar un arriostamiento lateral a una distancia tal que cumpla con la condición como se indica en la Figura 64.

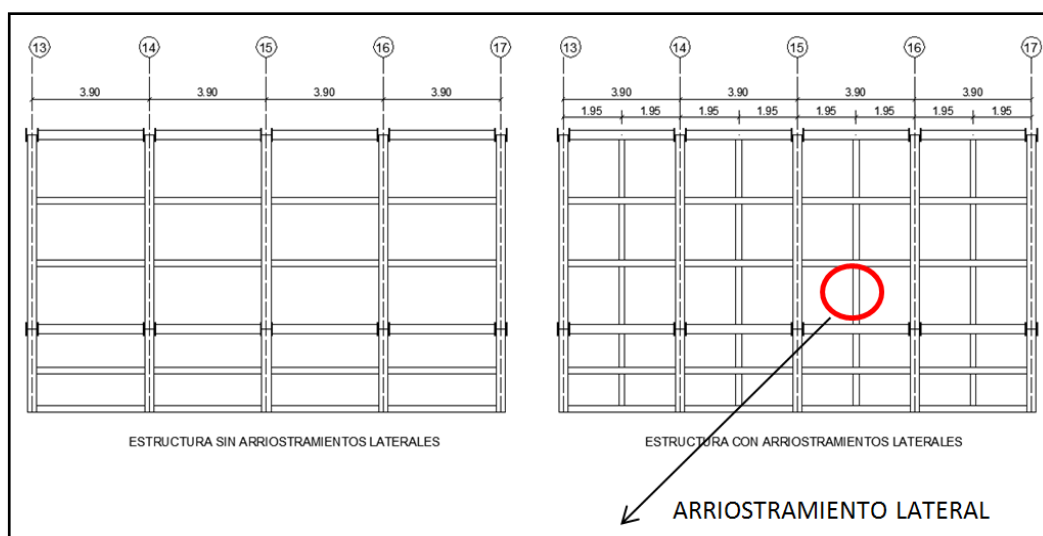


Figura 64: Arriostamientos laterales en estructura.

La distancia de arriostamiento variará en cada uno de los bloques que conforman el edificio principal y en la vivienda del conserje. En la Tabla 27 se muestra la distancia de arriostamiento establecida en las edificaciones del proyecto.

Tabla 27: Arriostamientos transversales en edificaciones de acero

DISTANCIA DE ARRIOSTRAMIENTO TRANSVERSAL	
EDIFICIO PRINCIPAL	
BLOQUE	DISTANCIA (m)
BLOQUE 1	1.95 m
BLOQUE 2	1.90 m, 2.00 m
BLOQUE 3	1.58 m
BLOQUE 4	1.48 m
BLOQUE 5	1.95 m
BLOQUE 6	1.58 m
VIVIENDA DE CONSERJE	
VIVIENDA	1.74 m, 1.27m

Adicionalmente se deberá verificar que los arriostamientos cumplan con las condiciones de diseño establecidas por el NEC-11.

- b) Un aspecto muy importante en el diseño será la verificación del criterio columna fuerte-viga débil. En base a los aspectos mencionados anteriormente se debe iterar secciones hasta cumplir con este parámetro. El programa SAP 2000 calcula este parámetro automáticamente, para entender mejor este concepto se muestra un ejemplo del criterio columna fuerte-viga débil aplicado al nudo D15 correspondiente al primer piso el cual se muestra en la Figura 65.

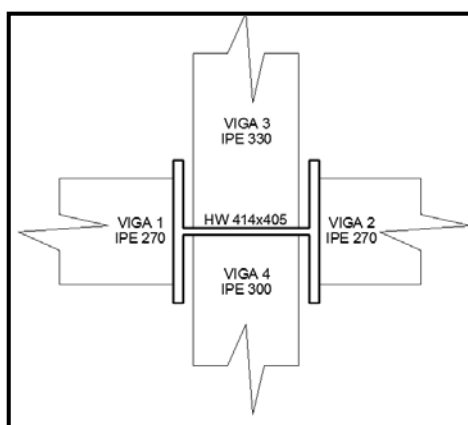


Figura 65: Conexión columna vigas en nudo del eje D15.

En primer lugar se deberá calcular el valor correspondiente a M_{pc} , como se indica en la Tabla 28.

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

Tabla 28: Cálculo de momentos plásticos nominales de columnas.

ELEMENTO	PERFIL	P_u (T)	A_g (cm ²)	Z_{cy} (cm ³)	M_{pcy} (Tm)
COL SUP.	HW414/405	30.33	296.6	2333.3	56.74
COL INF.	HW414/405	22.83	296.6	2333.3	57.33
					114.07

A continuación se deberá calcular el valor correspondiente a M_{pv} como se indica en la Tabla 29.

$$M_{pv} = 1.1R_y * F_y * Z_v + M_{uv}$$

Tabla 29: Cálculo de momentos plásticos nominales de vigas.

ELEMENTO	PERFIL	V_{uv} (T)	A_g (cm ²)	Z_x (cm ³)	M_{pv} (Tm)
VIGA 1	IPE IPE 300	2.03	54.10	636.60	23.07
VIGA2	IPE IPE 300	2.06	54.10	636.60	23.07
VIGA 3	IPE IPE 360	2.08	73.20	1026.5	37.2
VIGA 4	IPE IPE 330	2.06	62.10	796.5	28.86
					112.20

Finalmente se deberá comprobar el criterio de columna fuerte viga débil empleando la siguiente ecuación.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = \frac{114.07 \text{ Tm}}{112.20 \text{ Tm}} = 1.02 > 1.0 \rightarrow \text{Cumple condición}$$

Con las secciones de columna seleccionadas podemos comprobar que este criterio se cumple en toda la estructura, razón por la cual la sección para este elemento es aceptada.

- c) Para terminar y aceptar un diseño como correcto se deberá verificar las derivas inelásticas máximas permitidas por el NEC-11, en este caso se tendrá:

Tabla 30: Derivas inelásticas en edificaciones de la escuela.

TABLA DE DERIVAS INELÁSTICAS ESCUELA ANTONIO GIL. (NEC-11)							
BLOQUE	CASO	q2 (m)	q1 (m)	H piso (m)	ΔE	ΔM	Δ Max
EDIFICIO PRINCIPAL							
BLOQUE 1	Sismo- X	0.01498	0.00557	3.6	0.0026	0.0117	0.02
	Sismo- Y	0.02089	0.0086	3.6	0.0034	0.0153	0.02
BLOQUE 2	Sismo- X	0.0127	0.00472	3.6	0.0022	0.0099	0.02
	Sismo- Y	0.0194	0.0075	3.6	0.0033	0.01485	0.02
BLOQUE 3	Sismo- X	0.00916	0.00366	3.6	0.0015	0.00675	0.02
	Sismo- Y	0.0138	0.005	3.6	0.0024	0.0108	0.02
BLOQUE 4	Sismo- X	0.0048	0.0019	3.6	0.0008	0.0036	0.02
	Sismo- Y	0.00874	0.00378	3.6	0.0014	0.0063	0.02
BLOQUE 1	Sismo- X			3.6	0	0	0.02
	Sismo- Y			3.6	0	0	0.02
BLOQUE 6	Sismo- X	0.002	0	3.6	0.0006	0.0027	0.02
	Sismo- Y	0.015	0	3.6	0.0042	0.0189	0.02
VIVIENDA DE CONSERJE							
VIVIENDA CONSERJE.	Sismo- X	0.0042	0	2.9	0.0014	0.0063	0.02
	Sismo- Y	0.038	0	2.9	0.0131	0.05895	0.02

En este caso se cumple con los valores máximos permisibles impuestos por el NEC-11 para las derivas inelásticas. Razón por la cual se puede en este momento establecer que la estructura esta correctamente diseñada.

En las siguientes figuras se puede observar las dimensiones obtenidas a través del programa SAP 2000 cumpliendo con todo lo establecido por los códigos de diseño que se han utilizado en este proyecto.

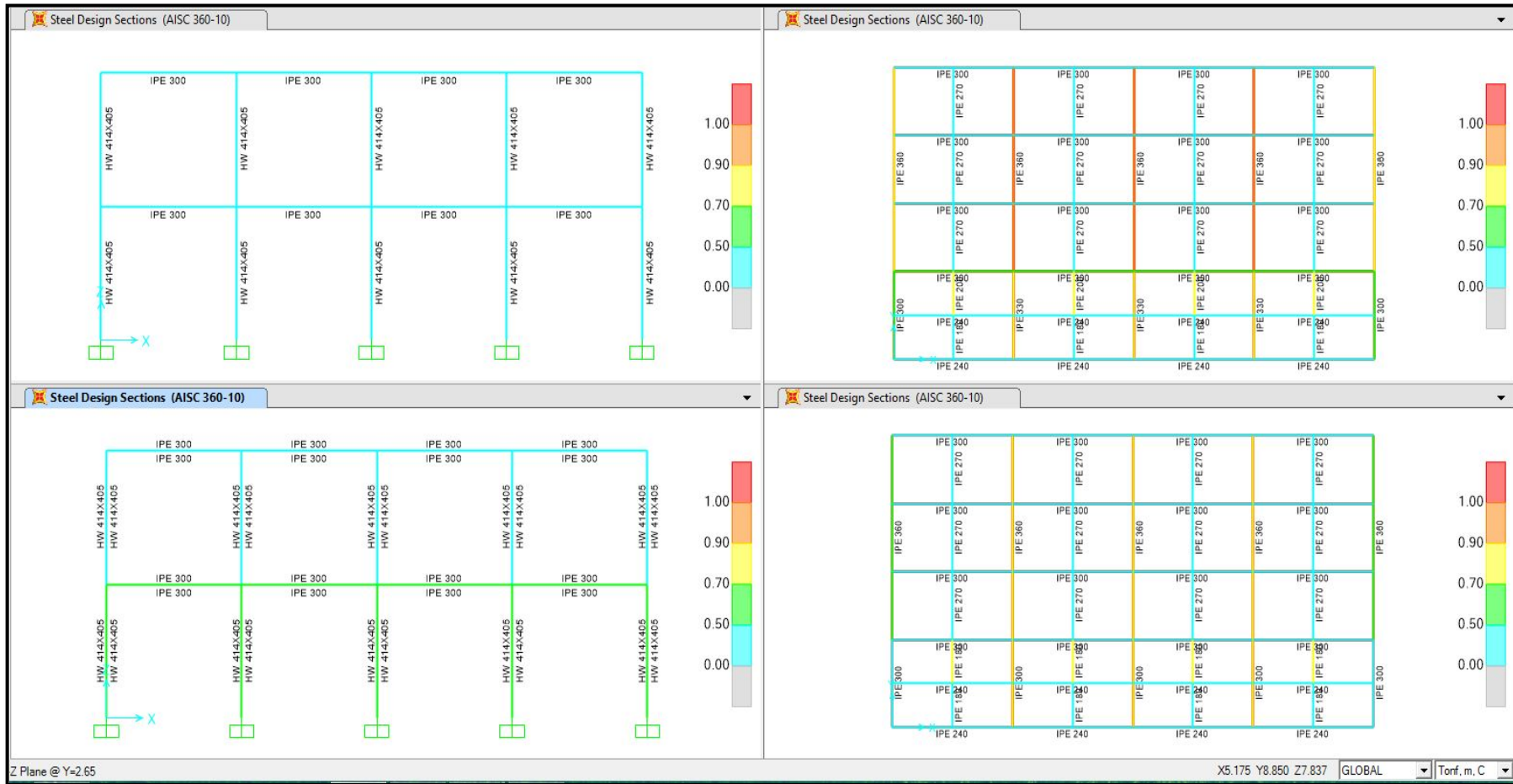


Figura 66: Modelamiento en SAP 2000, (Edificio principal- Bloque 1y 6).

Fuente: Diseño obtenido en SAP 2000.

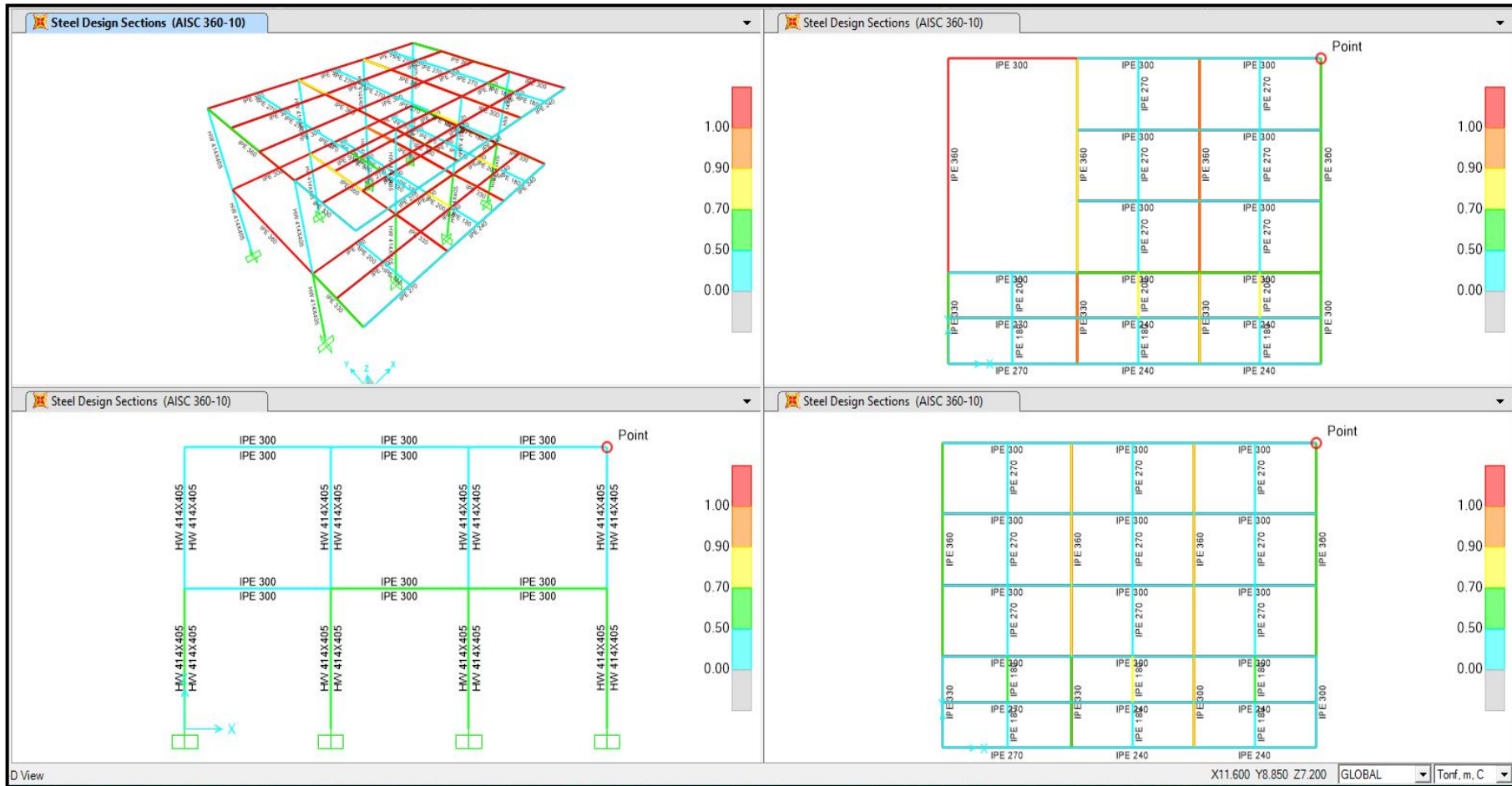


Figura 67: Modelamiento en SAP 2000, (Edificio principal- Bloque 2).

Fuente: Diseño obtenido en SAP 2000.

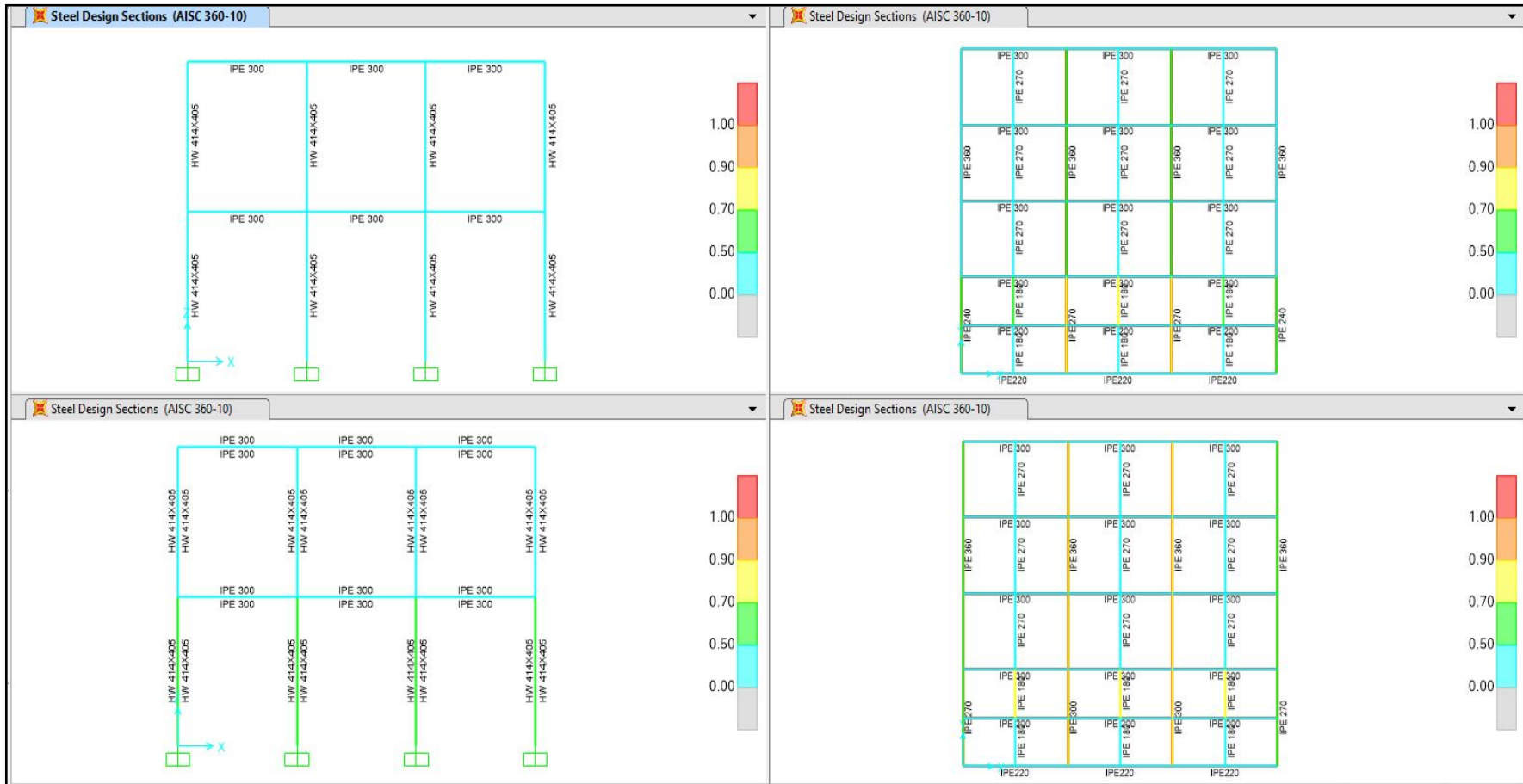


Figura 68: Modelamiento en SAP 2000, (Edificio principal- Bloque 3).

Fuente: Diseño obtenido en SAP 2000.

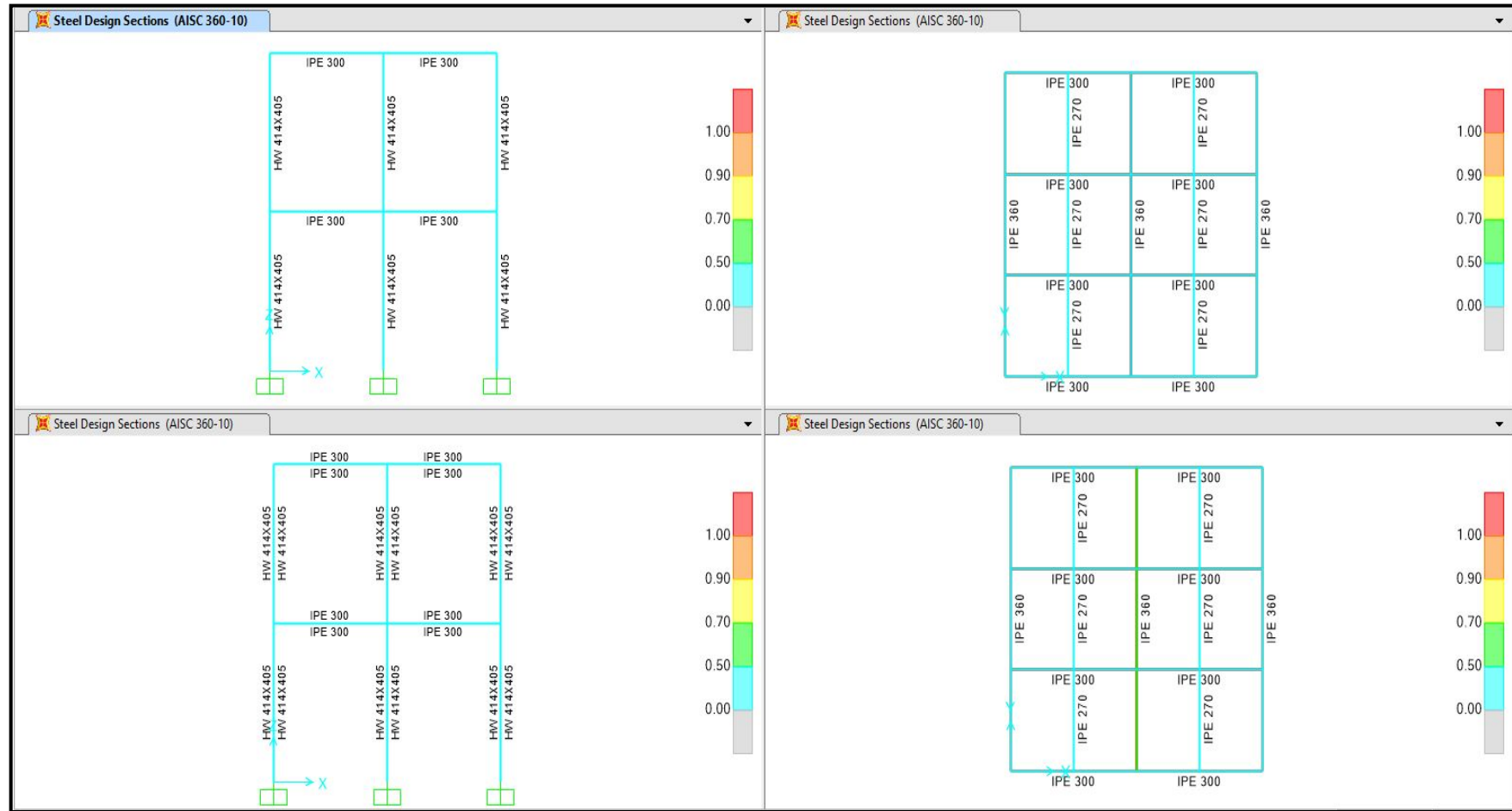


Figura 69: Modelamiento en SAP 2000, (Edificio principal- Bloque 4).

Fuente: Diseño obtenido en SAP 2000.

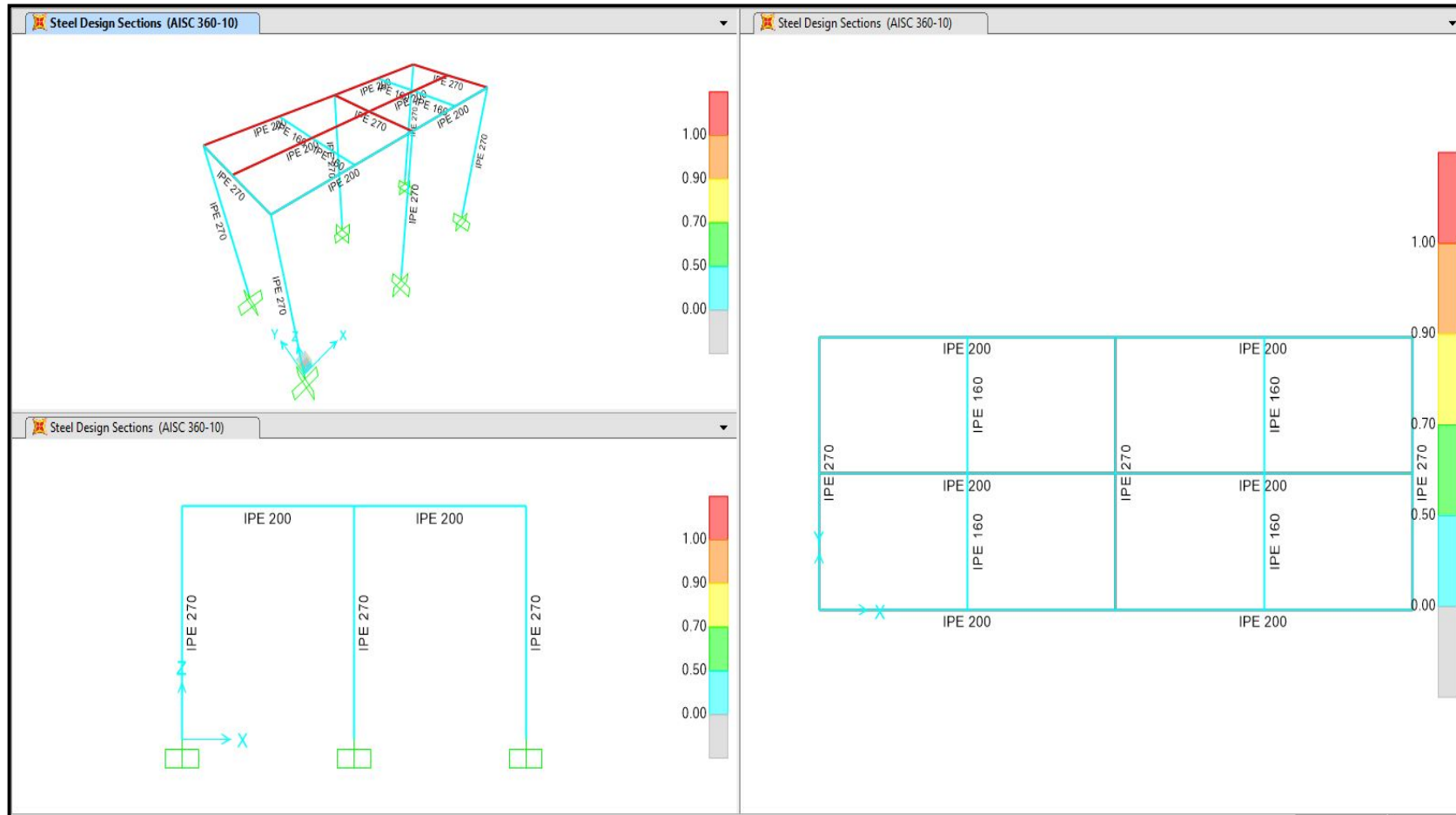


Figura 70: Modelamiento en SAP 2000, (Edificio principal- Bloque 5).

Fuente: Diseño obtenido en SAP 2000.

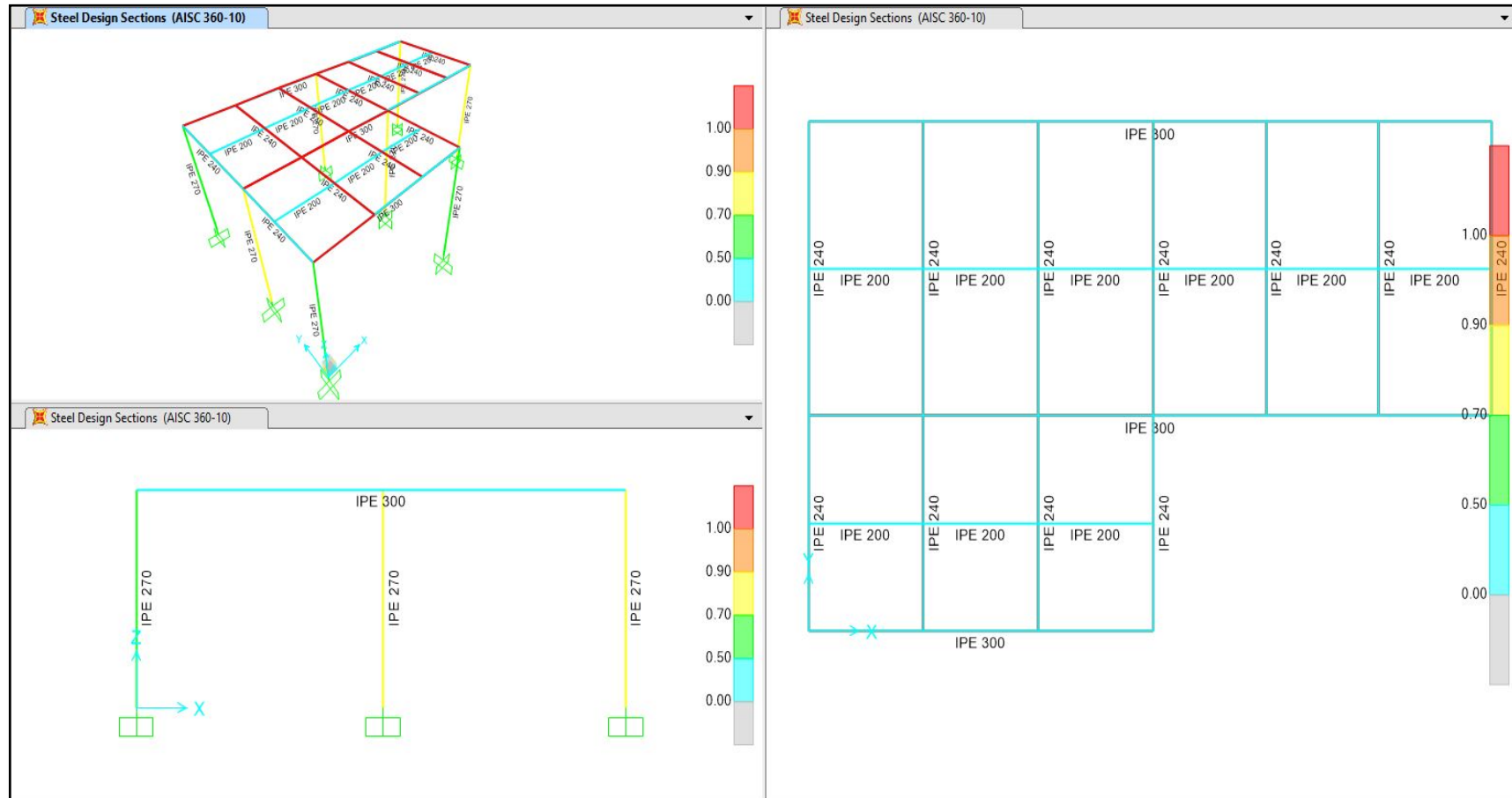


Figura 71: Modelamiento en SAP 2000, (Edificio principal- Vivienda de conserje).

Fuente: Diseño obtenido en SAP 2000.

6.3 DISEÑO MANUAL

Una vez finalizado el diseño estructural en el programa SAP2000, se realizará el diseño de los elementos de forma manual con el objetivo de hacer una comparación entre las secciones obtenidas a través del programa y las obtenidas de forma manual, comprobar si existe gran diferencia o si son bastante similares. También se realiza este diseño con el objetivo de mostrar al lector cual es el procedimiento que se deberá seguir en caso de realizarlo de forma manual.

A diferencia del programa SAP 2000 en donde este evalúa un conjunto de secciones y este escoge la más apropiada; en el diseño manual se deberá verificar las diferentes condiciones de diseño una a una y seleccionar la más indicada. Este procedimiento podría ser muy demoroso por lo cual se procede a realizar un predimensionamiento previo de las secciones que pueden ser utilizadas en base a los parámetros que ya han sido establecidos.

Sin embargo para realizar un predimensionamiento de igual manera se deberá tener en cuenta las consideraciones iniciales de diseño establecidas en el capítulo anterior, así pues se partirá de secciones sísmicamente compactas, como también la consideración de utilizar arriostramientos laterales.

Para el diseño estructural de cada uno de los elementos se tomará como ejemplo aquel que esté sometido a las solicitaciones más críticas de diseño, así se espera explicar todo el procedimiento de diseño que corresponde a cada uno de ellos. Adicionalmente en la sección de Anexos 8 (Ver en el CD) se puede encontrar un resumen tabulado de todos los elementos que conforman las edificaciones de la escuela Antonio Gil.

Cálculo del cortante basal

Uno de los parámetros que se debe considerar para el diseño manual de los diferentes elementos estructurales será el efecto del sismo, para lo cual se ha obtenido los valores correspondientes al cortante basal de la estructural los mismos que se indican en la Tabla 31 y Tabla 32.

Tabla 31: Aceleración espectral y períodos de vibración.

ACELERACIÓN ESPECTRAL Y PERÍODO DE VIBRACIÓN.				
BLOQUE N°1				
To (s)	T (s)	Tc (s)	Sa (m/s²)	C (s)
0.127	0.334	0.697	7.590	0.167
BLOQUE N°2				
To (s)	T (s)	Tc (s)	Sa (s)	C (s)
0.127	0.334	0.697	7.590	0.167
BLOQUE N°3				
To (s)	T (s)	Tc (s)	Sa (s)	C (s)
0.127	0.334	0.697	7.590	0.167
BLOQUE N°4				
To (s)	T (s)	Tc (s)	Sa (s)	C (s)
0.127	0.334	0.697	7.590	0.167
BLOQUE N°5				
To (s)	T (s)	Tc (s)	Sa (s)	C (s)
0.127	0.334	0.697	7.590	0.167
BLOQUE N°6				
To (s)	T (s)	Tc (s)	Sa (s)	C (s)
0.127	0.192	0.697	7.590	0.167
VIVIENDA DE CONSERJERÍA				
To (s)	T (s)	Tc (s)	Sa (s)	C (s)
0.127	0.192	0.697	7.590	0.186

Tabla 32: Cálculo del cortante basal en edificaciones de la escuela.

CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS HORIZONTALES NEC-11							
EDIFICIO PRINCIPAL.							
BLOQUE N° 1							
Nivel.	Área (m²)	C.M. (T/m²)	C.V. (T/m²)	Wi (T)	hi (m)	Wi*hi (Tm)	Fi (T)
Primer Piso	136.16	0.69	0.20	100.76	3.60	362.74	11.82
Segundo Piso.	136.16	0.52	0.10	74.21	7.20	534.31	17.40
∑ Wi (T)				174.97	∑ Wi*hi	897.05	29.22
V (T)				29.22			
BLOQUE N° 2							
Nivel.	Área (m²)	C.M. (T/m²)	C.V. (T/m²)	Wi (T)	hi (m)	Wi*hi (Tm)	Fi (T)
Primer Piso	102.15	0.69	0.20	75.59	3.40	257.01	8.86
Segundo Piso.	102.15	0.52	0.10	55.67	6.80	378.56	13.06
∑ Wi (T)				131.26	∑ Wi*hi	635.57	21.92
→ CONTINÚA							

V (T) 21.92							
BLOQUE N° 3							
Nivel.	Área (m2)	C.M. (T/m2)	C.V. (T/m2)	Wi (T)	hi (m)	Wi*hi (Tm)	Fi (T)
Primer Piso	84.13	0.69	0.20	62.26	3.40	211.68	7.30
Segundo Piso.	84.13	0.52	0.10	45.85	6.80	311.78	10.75
$\sum Wi (T)$				108.11	$\sum Wi*hi$	523.46	18.05
V (T) 18.05							
BLOQUE N° 4							
Nivel.	Área (m2)	C.M. (T/m2)	C.V. (T/m2)	Wi (T)	hi (m)	Wi*hi (Tm)	Fi (T)
Primer Piso	41.70	0.69	0.20	30.86	3.40	104.92	3.62
Segundo Piso.	41.70	0.52	0.10	22.73	6.80	154.56	5.33
$\sum Wi (T)$				53.59	$\sum Wi*hi$	259.49	8.95
V (T) 8.95							
BLOQUE N° 5							
Nivel.	Área (m2)	C.M. (T/m2)	C.V. (T/m2)	Wi (T)	hi (m)	Wi*hi (Tm)	Fi (T)
Primer Piso	136.16	0.69	0.20	100.76	3.40	342.58	11.82
Segundo Piso.	136.16	0.52	0.10	74.21	6.80	504.63	17.40
$\sum Wi (T)$				174.97	$\sum Wi*hi$	847.21	29.22
V (T) 29.22							
BLOQUE N° 6							
Nivel.	Área (m2)	C.M. (T/m2)	C.V. (T/m2)	Wi (T)	hi (m)	Wi*hi (Tm)	Fi (T)
Primer Piso	16.98	0.52	0.10	9.25	3.40	31.45	1.54
$\sum Wi (T)$				9.25	$\sum Wi*hi$	31.45	1.54
V (T) 1.54							
VIVIENDA DE CONSERJERÍA.							
Nivel.	Área (m2)	C.M. (T/m2)	C.V. (T/m2)	Wi (T)	hi (m)	Wi*hi (Tm)	Fi (T)
Primer Piso	85.35	0.52	0.10	46.52	3.40	158.17	8.65
$\sum Wi (T)$				46.52	$\sum Wi*hi$	158.17	8.65
V (T) 8.65							

6.3.1 Vigas de arriostramiento lateral

En el diseño estructural realizado en SAP 2000 se indicó que para la estructura es necesario colocar arriostramientos laterales; estos deberán ser diseñados con lo estipulado en el NEC-11. Como ejemplo se tomará la viga de arriostramiento con las siguientes características.

Tabla 33: Propiedades de viga de arriostramiento

PERFIL SELECCIONADO		
IPE 270		
TIPO DE ACERO	A-36	
Altura	H (mm)	270
Base	B (mm)	135
Espesor del Alma	tw (mm)	6.6
Espesor de las Alas	tf (mm)	10.2
Momento último	Mu (Tm)	2.91
Cortante último	Vu (T)	1.00
Carga axial	Pu (T)	0.078

6.3.1.1 Diseño a compresión

La resistencia a la compresión de una viga de arriostramiento lateral se calcula mediante la siguiente expresión:

$$P_{cr} = 0.02 * Mr \frac{Cd}{ho}$$

Donde: Mr: momento en articulaciones plásticas; Cd=1.0; ho: altura de la viga de arriostramiento.

$$Mr = Ry * Zx * Fy = 1.3 * 2534 \text{ Kg/cm}^2 * 478.1 \text{ Kg/cm}^2 = 15.75 \text{ Tm}$$

$$P_{cr} = 0.02 * 15.75 \text{ T} \frac{1.00}{0.27} = 1.167$$

$$Pu < P_{cr} \rightarrow 0.078 < 1.167 \rightarrow \text{Cumple}$$

6.3.2 Vigas secundarias (Vigas de apoyo)

6.3.2.1 Predimensionamiento

Para el predimensionamiento de vigas secundarias se tomará como ejemplo la viga que se encuentra entre el eje 14 y 15 mostrada en el los respectivos planos estructurales, correspondiente a la planta baja y que tiene una longitud de 3.90 m y un ancho cooperante de 2.05. Por efectos de predimensionamiento se adoptará un peso de 30 Kg/m², sin embargo al tener la sección definitiva de diseño este valor deberá ser corregido. Para

este tipo de elementos estructurales se tendrá el siguiente análisis de cargas.

Tabla 34: Análisis de cargas en viga secundaria.

ANÁLISIS DE CARGAS EN VIGA SECUNDARIA		
CARGA MUERTA		
Peso propio de losa	215.22	Kg/m ²
Carga Permanente	369.00	Kg/m ²
Peso de la viga secundaria	30.00	Kg/m ²
CARGA VIVA		
	204.08	Kg/m ²

Se trabajará con la combinación de carga LRFD que se muestra a continuación.

$$W_u = 1.2WD + 1.6WL$$

$$W_u = 1.2 * 614.22 + 1.6 * 204.08$$

$$W_u = 1063.59 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow 1.06 \text{ T/m}^2$$

La carga última se multiplica por el ancho cooperante de la viga secundaria y obtendremos la carga distribuida que actúa sobre ella.

$$W_u = 1.06 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} * 2.05 \text{ m} = 2.17 \text{ T/m}$$

Con este valor podremos determinar el momento último y las reacciones de apoyo en la viga secundaria como se indica en la Figura 72.

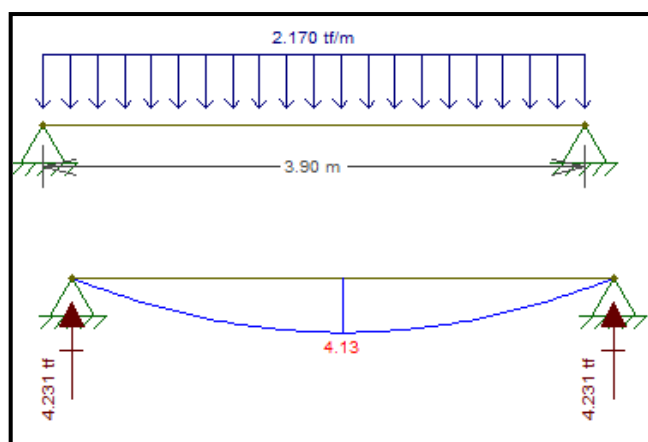


Figura 72: Modelamiento, reacciones y momentos de viga secundaria.

$$M_u = \frac{W * l^2}{8} = \frac{2.17 * 3.90^2}{8} = 4.13 \text{ Tm}$$

$$R = \frac{W * l}{2} = \frac{2.17 * 3.90}{2} = 4.23 \text{ T}$$

De acuerdo con el AISC 360-10 para asignar el perfil metálico más conveniente, se deberá calcular el módulo plástico requerido con la siguiente expresión.

$$Z_{Xreq} = \frac{M_u}{\phi b * f_y}$$

Mu: Momento último (Tm)

Φb : Factor de resistencia método LRFD.

Fy: Esfuerzo de fluencia del acero (Kg/cm²). Acero A-36 (2534 Kg/cm²)

$$Z_{Xreq} = \frac{4.13 \text{ Tm} * 10^5}{0.9 * 2534 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 181.09 \text{ cm}^3$$

Con este valor se selecciona el perfil estructural más óptimo para las sollicitaciones el cual será una viga IPE 200. Sin embargo considerando el arriostramiento lateral el cual tenía una sección IPE 270 será imposible conectarlos recordando que no se realizarán cortes en las vigas como se mencionó anteriormente, razón por la cual se adoptará una sección IPE 300 para la viga secundaria. Finalmente se deberá comprobar que la sección adoptada cumpla con la distancia libre de arriostramiento, considerando que este se colocará a 1.95 m

$$L_b = 0.086 * r_y * \frac{E}{F_y} = 0.085 * 3.34 \text{ cm} * \frac{2100000 \text{ Kg/cm}^2}{2534 \text{ Kg/cm}^2} = 2.38 \text{ m}$$

$$2.38 \text{ m} < 1.95 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

La sección que se empleará en el diseño será una IPE 300. Se recuerda que se deberá recalculer el momento y reacciones de este elemento debido a que se asumió un peso de la viga; a continuación se procederá a realizar el diseño estructural de acuerdo con el AISC 360-10.

6.3.2.2 Diseño Estructural

Las vigas secundarias serán diseñadas bajo el criterio de vigas compuestas, en donde la sección de acero y el hormigón sobre el deck metálico trabajarán de forma conjunta gracias al aporte de los conectores de corte, como se indica en la Figura 73.

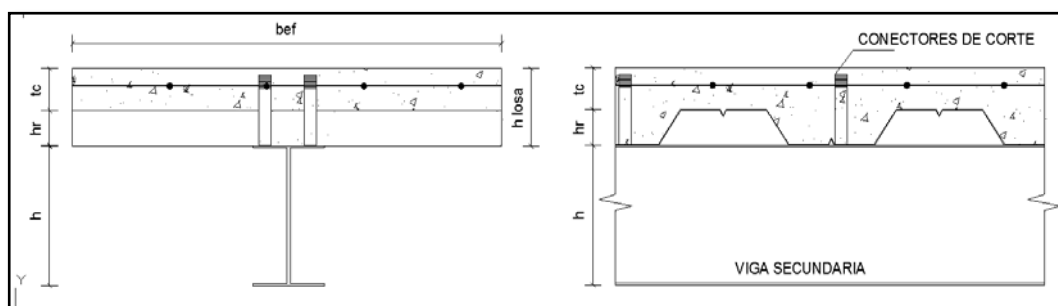


Figura 73: Reacciones y momentos de viga secundaria.

Anteriormente se estableció las dimensiones que se adoptarán para el sistema de piso. Para el diseño de vigas compuestas se requieren de los siguientes parámetros que pueden ser identificados por medio de la Figura 73.

$hr = 5.00$ cm. ; $tc = 6.00$ cm; $tc' = 8.50$ cm (Altura equivalente de losa para diseño de vigas compuestas).

Para la sección IPE 240 se han establecido los siguientes parámetros necesarios para el diseño, los mismos que se muestran en la Tabla 35.

Tabla 35: Parámetros de diseño (IPE 240).

PERFIL DE ANÁLISIS	IPE 300	
Altura	h (mm)	300
Base	bf (mm)	150
Espesor del alma	tw (mm)	7.10
Espesor del ala	tf (mm)	10.70
Longitud	L (mm)	3.90
Área de sección	As (cm ²)	54.10
Mu (Sección compuesta)	Mu (Tm)	3.16

En primer lugar se debe determinar el ancho efectivo de diseño para el cual se deberá adoptar el menor valor de entre las siguientes consideraciones.

- Un octavo ($L/8$) del claro de la viga medido entre centros de apoyo.
- La mitad de la distancia entre ejes de la viga a la adyacente.
- La distancia al borde de la losa (aplicable solo para vigas de borde).

Para la viga analizada se tendrá:

$$\frac{L}{8} = \frac{3.90 \text{ m}}{8} = 0.49 \text{ m} \quad \Rightarrow be = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} = \frac{2.10 \text{ m}}{2} = 1.05 \text{ m}$$

La base del diseño de vigas compuestas consiste en la determinación del valor correspondiente a la profundidad del eje neutro, dependiendo su ubicación se calculará el momento nominal, para lo cual determina las fuerzas de tensión y compresión que intervienen en el sistema de viga compuesta.

Resistencia a la tensión del acero.

$$T = Py = A_s * F_y$$

$$T = 54.10 \text{ cm}^2 * 2534 \text{ Kg/cm}^2 = 137089.40 \text{ Kg} = 137.09 \text{ T}$$

Resistencia de la losa en compresión.

$$C = 0.85 * f'_c * t'_c * be_f$$

$$C = 0.85 * 210 \text{ Kg/cm}^2 * 8.5 \text{ cm} * 49 \text{ cm} = 74345.25 \text{ Kg} = 74.35 \text{ T}$$

Lo cual indica que el peralte de la losa es suficiente para desarrollar la fuerza de compresión requerida para lo cual se tendrá:

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * be_{ff}} = \frac{74345.25 \text{ Kg}}{0.85 * 210 \text{ Kg/cm}^2 * 49 \text{ cm}} = 8.49 \text{ cm}$$

$a < t'c \rightarrow 8.49 \text{ cm} < 8.50 \text{ cm}$; esto indica que el eje neutro se encuentra en la sección de hormigón, en base a este criterio se calculará el momento nominal de la siguiente manera.

$$d1 = (tc + hr) - \frac{a}{2}$$

$$d1 = (6 \text{ cm} + 5 \text{ cm}) - \frac{8.49 \text{ cm}}{2} = 6.76 \text{ cm}$$

$$Mn = As * Fy * \left(d1 + \frac{d}{2} \right)$$

$$Mn = 137089.40 * \left(6.76 \text{ cm} + \frac{30 \text{ cm}}{2} \right) = 29.83 \text{ Tm}$$

$$\phi Mn = 0.9 * 24.89 = 22.41 \text{ Tm}$$

$$Mu < \phi Mn = 3.16 \text{ Tm} < 29.83 \text{ Tm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Cálculo de conectores de corte (American Institute of Steel Construction (AISC), 2010).

Para calcular la resistencia de los conectores de corte se utilizará la siguiente expresión.

$$Qn = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'c Ec} < Rg * Rp * A_{sc} Fu$$

Donde:

Asc: Área de sección transversal de espárrago de corte (cm^2).

E: Módulo de elasticidad del hormigón armado.

$$Ec = 15000 \sqrt{f'c} = 15000 \sqrt{210} = 217370.65 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Fu: Resistencia mínima a la tracción.

Rp, Rg: Factores que dependerán del número de conectores de corte colocados.

Cuando se utiliza el sistema deck metálico debe utilizarse conectores de cortante de espigo de un diámetro máximo de 19mm, y que sobresalgan por

lo menos 38 mm de la parte superior de la lámina. En el presente análisis se tendrán las siguientes consideraciones.

- Ancho promedio del nervio ($w_r=165$ mm).
- Longitud del conector tipo espigo ($H_s=100$ mm).
- Número de conectores en intersección con la viga ($N_r=2.00$).

$$Q_n = 0.5 * 2.84 \text{ cm}^2 \sqrt{210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 217370.65 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 9593.97 \text{ Kg} = 9.60 \text{ T}$$

$$R_g * R_p * A_{sc} * F_u = 0.85 * 0.6 * 2.84 \text{ cm}^2 * 4083 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 5913.82 \text{ Kg} = 5.91 \text{ T}$$

$$5.91 < 9.60 \rightarrow Q_n = 5.91 \text{ T}$$

$$\frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{w_r}{h_r} \right) * \left(\left(\frac{H_s}{h_r} \right) - 1 \right) < 1$$

$$\frac{0.85}{\sqrt{2}} \left(\frac{165}{50} \right) * \left(\left(\frac{100}{50} \right) - 1 \right) < 1$$

$$1.98 > 1.0 \rightarrow 1.00$$

$$Q_n = 5.91 \text{ T} * 1.00 = 5.91 \text{ T}$$

Transferencia de carga para momento positivo

La fuerza cortante que deben resistir los conectores es la menor de entre los dos estados límite presentados a continuación.

Aplastamiento del concreto

$$V = 0.85 * f'_c * A_c$$

$$A_c = t_c * b_{ef} = 8.5 \text{ cm} * 49 \text{ cm} = 416.50 \text{ cm}^2$$

$$V = 0.85 * 210 \text{ Kg/cm}^2 * 416.50 \text{ cm}^2 = 74345.25 \text{ Kg} = 74.34 \text{ T}$$

Fluencia del acero

$$V = A_s * F_y = 54.10 \text{ cm}^2 * 2534 \text{ Kg/cm}^2 = 137089.4 \text{ Kg} = 137.08 \text{ T}$$

$$74.34 < 137.08 \rightarrow V = 74.34 \text{ T}$$

Finalmente el número de conectores de corte se calculará con la siguiente expresión.

$$N = \frac{V}{Q_n} = \frac{74.34 T}{5.91 T} = 12 = 12 \text{ Conectores}$$

Los conectores de corte deberán ser colocados a lo largo de la viga secundaria o viga de apoyo de la siguiente manera. Seis conectores en $L/2$, de acuerdo con el cálculo realizado anteriormente se los colocará en pares lo que es más recomendado pero podrá colocarse de forma individual. En la Figura 74 se muestra una viga secundaria con los conectores de corte.

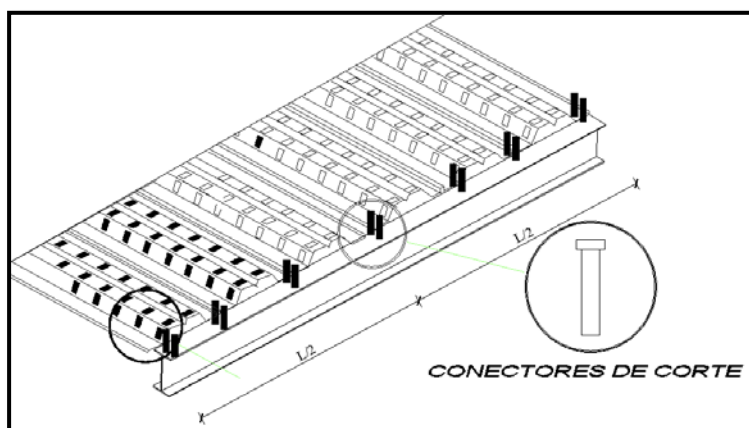


Figura 74: Ubicación de conectores de corte en viga metálica.

6.3.3 Vigas Principales

6.3.3.1 Predimensionamiento

Las vigas principales transversales reciben las reacciones provenientes de las vigas secundarias en forma de cargas puntuales (Figura 75). Pero bajo criterios de diseño plástico se sabe que las estructuras estáticamente indeterminadas son capaces de repartir la sobrecarga gracias a la ductilidad del acero, por esta razón se transformarán las cargas puntuales en cargas distribuidas.

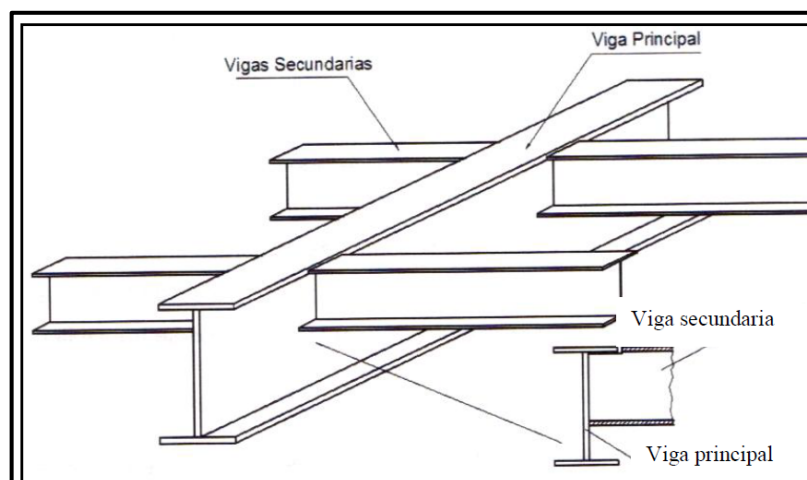


Figura 75: Relación viga principal, viga secundaria

Fuente: Manual para el diseño sismoresistente de edificios utilizando el programa Etabs, Ing. Marcelo Guerra.

Se tomará como ejemplo la viga principal del Eje 15 para indicar el proceso de predimensionamiento.

A la viga principal llegan las cargas puntuales que resultan de las reacciones de apoyo de las vigas secundarias como se muestra en la Figura 76.

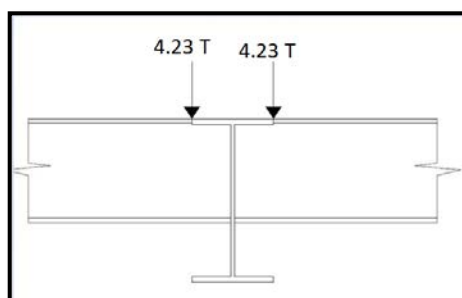


Figura 76: Cargas puntuales sobre viga principal.

Por criterios de diseño plástico se transformaran las cargas puntuales en una carga distribuida necesaria debido a la ductilidad del acero. Para transformarlas obtendremos una carga resultante producto de la suma de todas las cargas que llegan a la viga principal y esta la transformamos a una carga distribuida como se muestra en la Figura 77.

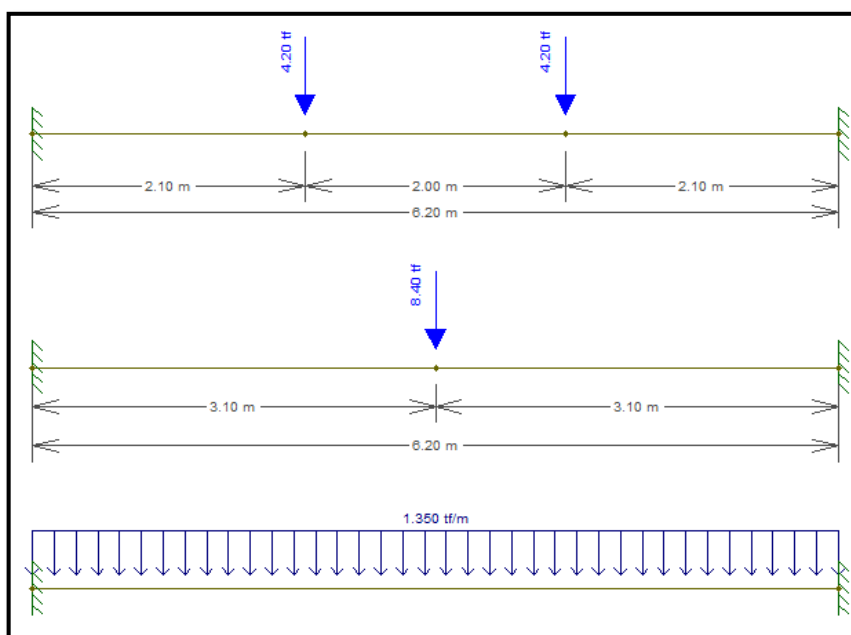


Figura 77: Transformación de carga puntual a carga distribuida.

A continuación obtenemos el valor de los momentos y reacciones como se muestra en la Figura 78.

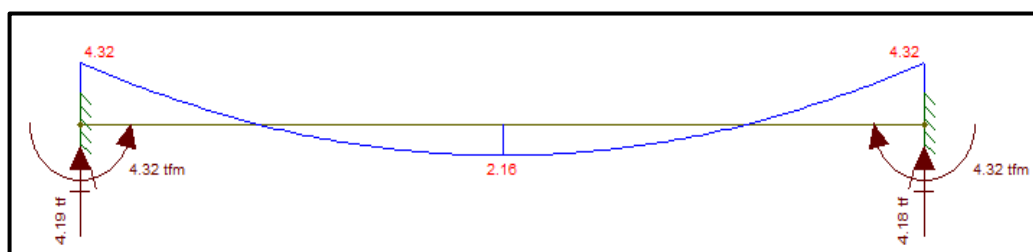


Figura 78: Reacciones y momentos viga principal.

El análisis realizado solamente está tomando en consideración las cargas gravitatorias. Las vigas principales forman parte de pórticos resistentes a momentos, por lo que se debe incrementar para tomar en cuenta el efecto del sismo, el cual lo podemos calcular a través de la siguiente expresión.

$$M_{sismo} = f * M_{GRAVEDAD}$$

En la Tabla 36 nos muestra los valores del factor f dependiendo del número de pisos de la estructura.

Tabla 36: Factor f para incremento de momento

NIVEL	F
Pisos Bajos	1.2-1.6
Pisos intermedios	0.8-1.1
Pisos Altos	0.4-0.7

Se ha seleccionado un factor $f=1.3$ y se calcula los momentos bajo la influencia de este factor f .

$$M_{sismo} = f * M_{GRAVEDAD}$$

$$M_{sismo} = 1.6 * 4.32 \text{ Tm}$$

$$M_{sismo} = 6.91 \text{ Tm}$$

De esta manera el momento último M_u será igual a:

$$M_u = M_{GRAVEDAD} + M_{SISMO}$$

$$M_u = 4.32 \text{ Tm} + 6.91$$

$$M_u = 11.23 \text{ Tm}$$

Para asignar el perfil metálico más conveniente, se deberá calcular el módulo plástico requerido con la siguiente expresión.

$$Z_{Xreq} = \frac{M_u}{\phi b * f_y}$$

$$Z_{Xreq} = \frac{11.23 \text{ Tm} * 10^5}{0.9 * 2534 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 492.41 \text{ cm}^3$$

Con este valor seleccionamos el perfil estructural óptimo para las sollicitaciones el cual será IPE 300. De la misma manera antes de adoptar el perfil debemos considerar la conexión con las vigas de apoyo, razón por la cual se adoptará una sección IPE 360.

De la misma forma se realiza el procedimiento para cualquier viga principal, es importante recordar que se debe poner atención en las

reacciones que llegan a la viga principal. De igual manera se deberá comprobar el cumplimiento de la distancia de arriostramiento lateral, que en este caso si cumple.

6.3.3.2 Diseño estructural

Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión se tomará como ejemplo la viga principal que se encuentra en el eje 15. De acuerdo con los resultados obtenidos de fuerzas y momentos el perfil de diseño será un IPE 360 cuyas características se muestran la Tabla 37.

Tabla 37: Parámetros de diseño (IPE 360).

PERFIL DE ANÁLISIS	IPE 360	
Altura	h (mm)	360
Base	bf (mm)	170
Espesor del alma	tw (mm)	8.00
Espesor del ala	tf (mm)	12.70
Longitud no arriostrada	Lb (mm)	2.10
Cortante Último.	Vu (T)	11.94
Momento último	Mu (Tm)	21.66

Para el diseño a flexión se deben identificar los estados límites que deben ser analizados de acuerdo con la Anexo 5 (Ver en el CD), correspondiente al AISC 360-10 que para este caso serán:

- Fluencia
- Pandeo lateral torsional

Fluencia

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_n = M_p = 2534 \frac{Kg}{cm^2} * 1026.50 cm^3 = 26.01 Tm$$

Pandeo lateral torsional

Para determinar si existe pandeo lateral torsional se debe calcular los valores correspondientes a Lb, Lr y Lp.

$L_b = 2.10$ m. (Longitud no arriostrada).

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 0.0378m * \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2534 \text{ kg/cm}^2}} = 1.92m$$

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y * h_o}{2 * S_x}} = \sqrt{\frac{1.04 * 10^{-6} m^4 * 0.36m}{2 * 9.1 * 10^{-4} m^3}} = 0.045m$$

$$\frac{J_c}{S_x * h_o} \quad \text{Donde } C=1.00$$

$$\frac{J_c}{S_x * h_o} = \frac{2.91 * 10^{-7} m^4 * 1}{9.1 * 10^{-4} m^3 * 0.36m} = 8.88 * 10^{-4}$$

$$L_r = 1.95 * 0.038 * \frac{2100000 \text{ Kg/cm}^2}{0.7 * 2534 \text{ Kg/cm}^2} *$$

$$* \sqrt{8.88 * 10^{-4} + \sqrt{(8.88 * 10^{-4})^2 + 6.76 * (2.19 * 10^{-3})^2}}$$

$$L_r = 1.95 * 0.038 * 1183.90 * \sqrt{8.88 * 10^{-4} + \sqrt{(8.88 * 10^{-4})^2 + 6.76 * (2.19 * 10^{-3})^2}}$$

$$L_r = 4.87 m$$

Como $L_p < L_b < L_r$

El momento nominal se deberá calcular de la siguiente manera.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

$$C_b = \frac{12.5 * 21.66}{2.5 * 21.66 + 3 * 18.78 + 4 * 17.24 + 3 * 11.89} = 1.259$$

$$M_n = 1.259 * \left[26.01 - (26.01 - 0.7 * 2534 * 9.1 * 10^{-4}) * \left(\frac{2.10 - 1.92}{4.87 - 1.92} \right) \right] = 31.98 \text{ Tm}$$

Se escoge el menor valor de M_n (momento nominal) correspondientes a los estados límites analizados.

$M_n = 26.01 \text{ Tm}$ (Fluencia).

El momento de diseño M_d será igual a:

$$M_d = \phi M_n = 0.90 * 26.01 = 23.41 \text{ Tm}$$

$M_u < \phi M_n \Rightarrow 21.66 > 23.41 \rightarrow$ CUMPLE LAS SOLICITACIONES.

Esto indica que la sección IPE 360 es suficiente para resistir las solicitaciones de momento último.

Adicionalmente para garantizar un diseño más óptimo se debe verificar la relación demanda-capacidad la cual deberá estar entre 0.80 a 0.90 para que la sección sea completamente óptima.

$$\frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{21.66}{23.41} = 0.93 \rightarrow \text{Diseño óptimo}$$

Diseño por Corte

Para el diseño por corte aplicamos la siguiente expresión de acuerdo con el AISC 360-10:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

Donde:

A_w : Área del alma de la sección.

C_v : Para miembros laminados de sección H donde $h/t_w \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$,

$C_v = 1.0$

$$\frac{360}{8} < 2.24\sqrt{\frac{2100000}{2534}} \Rightarrow 45.00 < 64.48, C_v = 1.0$$

$$A_w = (360 \text{ mm} - (2 * 12.70 \text{ mm})) * 8.00 = 26.77 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 * 2534 \text{ Kg/cm}^2 * 26.77 \text{ cm}^2 * 1.00 = 40701.11 \text{ Kg} = 40.70 \text{ T}$$

$$\phi V_n = 1.0 * 40.70 = 40.70 \text{ T}$$

$V_u = 11.94 \text{ T} < 40.70 \text{ T} \rightarrow$ NO HAY FALLA POR CORTE.

Deflexiones

Deflexión máxima: $L/240$.

$$\Delta_{\max} = \frac{6.20 \text{ m}}{240} = 0.026 \text{ m}$$

Deflexión calculada, para una carga concentrada en la viga.

$$\Delta L = \frac{Q * L^3}{48EI} = \frac{108000 \text{ Kg} * 620 \text{ cm}^3}{48 * 2100000 \text{ Kg/cm}^2 * 16384.2 \text{ cm}^4} = 0.013 \text{ m}$$

6.3.4 Columnas de Acero

6.3.4.1 Predimensionamiento

Al hablar del predimensionamiento de columnas, nos referiremos a realizarlo bajo el criterio de áreas cooperantes, sin embargo con las consideraciones indicadas por el NEC-11 para estructuras de acero, no es conveniente realizar el predimensionamiento bajo este criterio ya que se involucran muchos aspectos que trabajan simultáneamente y no se obtendría los resultados esperados. Por esta razón se partirá con la misma sección que fue obtenida a través del SAP 2000 (HW 415x405). En esta se verificará los estados límite bajo los estados de carga dispuestos para este proyecto.

6.3.4.2 Diseño Estructural

Para realizar un correcto diseño de columnas de acero no bastará solo con cumplir solicitaciones de carga de servicio; en estructuras de acero el NEC-11 indica que deberán ser considerados varios parámetros que definirán la sección de diseño.

Las columnas son elementos que deberán ser diseñados a flexocompresión, pues la acción de la carga sísmica jugará un papel muy importante dentro del diseño de este elemento estructural. A continuación se mostrará el procedimiento de diseño de la columna correspondiente al eje D15 cuyos parámetros de diseño se muestran en la Tabla 38, para la cual se explicarán todos los aspectos que deberán ser considerados para el diseño.

Tabla 38: Parámetros de diseño columna eje D-15.

COLUMNA		HW 415x405	
Longitud (m)	3.4	Fy (Kg/cm ²)	2534
Ix (m ⁴)	0.00093137	E (Kg/cm ²)	2100000
Iy (m ⁴)	0.00031031	Pu (T)	57.18
rx (m)	0.1772	Mux (Tm)	2.56
ry (m)	0.1023	Muy (Tm)	17.38

Determinación de Pn (Carga axial nominal)

La resistencia nominal axial a compresión Pn depende de ciertos factores que se explican a continuación.

Longitud efectiva (K)

El procedimiento para determinar la longitud efectiva de la columna se realizará por medio de los nomogramas que se muestra en la Figura 79, en donde los subíndices Ay B se refieren a los nudos de los dos extremos de la columna considerada para el análisis, y el valor de G se calculará mediante la siguiente expresión

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}}$$

Donde \sum es la sumatoria de todos los miembros conectados rígidamente al nudo que se está analizando. Ic es el momento de inercia y Lc es la longitud de la columna; Ig es el momento de inercia y Lg es la longitud de la viga.

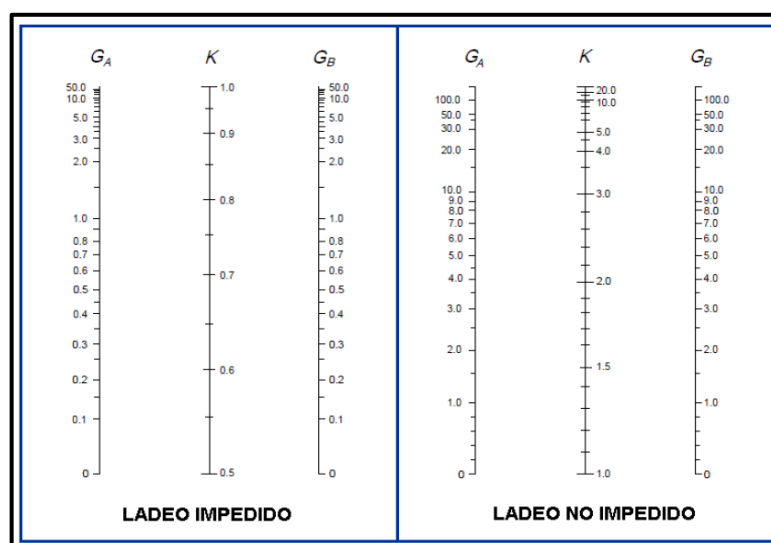


Figura 79: Nomogramas para determinar longitudes efectivas de columnas en marcos continuos.

Fuente: AISC 360-10.

Con respecto al eje X

$G_a = 1.0$ Empotramiento en estructuras de acero.

$$G_b = \frac{\frac{93137}{360} + \frac{93137}{360}}{\frac{8413.2}{390} + \frac{8413.20}{390}} = 11.99$$

Utilizando el nomograma determinamos el valor de $K = 1.90$. Inmediatamente se determina la relación de esbeltez con la siguiente expresión. Para estructuras de acero la norma AISC 360-10, así como el NEC-11 establecen que esta relación deberá ser menor que 200, caso contrario la columna presentará problemas de esbeltez.

$$\frac{KxL}{r_x} = \frac{1.90 * 360 \text{ cm}}{17.7 \text{ cm}} = 38.60$$

Con respecto al eje Y

$G_a = 1.0$ Empotramiento en estructuras de acero.

$$G_b = \frac{\frac{31031}{360} + \frac{31031}{360}}{\frac{16384.2}{620} + \frac{11650.5}{265}} = 2.45$$

Utilizando el nomograma determinamos el valor de $K= 1.50$. Se determina la relación de esbeltez.

$$\frac{KyL}{r_y} = \frac{1.50 * 360 \text{ cm}}{10.23 \text{ cm}} = 52.84$$

Para los cálculos posteriores de diseño se trabajará con el valor más crítico de KL/r , en este caso se adoptará el valor de 52.84 obtenido mediante el análisis realizado con respecto al eje Y.

Se deberá determinar la resistencia nominal axial P_n , la cual dependerá del valor λ_c que se determina con la siguiente expresión.

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

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi * r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 16.81 \sqrt{\frac{2534 \text{ Kg/cm}^2}{2100000 \text{ Kg/cm}^2}} = 0.58 \leq 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y \rightarrow \text{Si } \lambda_c > 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{0.58^2}) * 2534 \text{ Kg/cm}^2 = 2192.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_n = 296.9 \text{ cm}^2 * 2192.15 \text{ Kg/cm}^2 = 650.19 \text{ T}$$

$$\phi P_n = 0.9 * 650.19 = 585.17 \text{ T}$$

$$P_u \leq \phi P_n \rightarrow 57.18 \leq 585.17 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Efectos de Flexocompresión

De acuerdo con el NEC-11 se deberá diseñar la columna a flexocompresión, para lo cual se deberá verificar mediante las siguientes ecuaciones de iteración.

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_c * P_n} > 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi_c * P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \right) \leq 1.0 \rightarrow \text{Ec. a}$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_c * P_n} < 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{2 * \phi_c * P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \right) \leq 1.0 \rightarrow \text{Ec. b}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c * P_n} = \frac{57.18 \text{ T}}{585.17 \text{ T}} = 0.09 > 0.2 \rightarrow \text{Ecuación b}$$

Cálculo de la resistencia a flexión Mux

$$\text{Esfuerzo de compresión: } f_a = \frac{Pu}{Ag} = \frac{57.18 * 1000 \text{ Kg}}{296.90 \text{ cm}^2} = 192.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Pandeo: } F_{ex} = \frac{12\pi^2 * E}{23(Kx * L / r_x)^2} = \frac{12\pi^2 * 2100000}{23(38.60)^2} = 7257.68 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia al pandeo:

$$P_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{(Kx * L / r_x)^2} * Ag = \frac{\pi^2 * 2100000}{(38.60)^2} * 296.90 = 4125.87 \text{ T}$$

$$\text{Factor de amplificación: } B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{Pu}{P_{ex}}} = \frac{0.85}{1 - \frac{57.18}{4125.87}} = 0.87$$

Cálculo de la resistencia a flexión Muy

$$\text{Esfuerzo de compresión: } f_a = \frac{Pu}{Ag} = \frac{57.18 * 1000 \text{ Kg}}{296.90 \text{ cm}^2} = 192.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Pandeo: } F_{ey} = \frac{12\pi^2 * E}{23(Ky * L / r_y)^2} = \frac{12\pi^2 * 2100000}{23(52.84)^2} = 3872.99 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia al pandeo:

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{(Ky * L / r_y)^2} * Ag = \frac{\pi^2 * 2100000}{(52.84)^2} * 296.90 = 2201.73 \text{ T}$$

$$\text{Factor de amplificación: } B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - \frac{Pu}{P_{ey}}} = \frac{0.85}{1 - \frac{57.18}{2201.73}} = 0.87$$

Resistencia a la flexión:

$$M_{ux} = 0.87 * 2.56 \text{ Tm} = 2.23 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = 0.87 * 17.38 = 15.12 \text{ Tm}$$

Momentos nominales Mn (Tm)

$$M_{nx} = Z_x * F_y = 5047.7 \text{ cm}^3 * 2534 \text{ Kg/cm}^2 = 127.91 \text{ Tm}$$

$$M_{ny} = Z_y * F_x = 2333.3 \text{ cm}^3 * 2534 \text{ Kg/cm}^2 = 59.13 \text{ Tm}$$

Aplicando la ecuación de iteración se tendrá:

$$\frac{51.75 \text{ T}}{2 * 585.17 \text{ T}} + \left(\frac{2.23 \text{ Tm}}{0.9 * 127.91 \text{ Tm}} + \frac{15.12 \text{ Tm}}{0.9 * 59.13 \text{ Tm}} \right) = 0.345 \leq 1.0$$

Por lo tanto esta sección cumple para esfuerzos de flexocompresión, trabajando correctamente bajo esta sollicitación

6.4 COMPARACIONES DE DISEÑO

Así se concluye el diseño estructural realizado de forma manual, como se puede observar las secciones obtenidas por medio del programa SAP 2000 no varían con las que se obtuvieron de forma manual para todos los elementos estructurales. Es decir que la estructura está verificada y comprobada que sus diferentes elementos estructurales fueron diseñados correctamente, en la Tabla 39 se muestra un resumen de las secciones de diseño para el proyecto.

Tabla 39: Secciones estructurales para elementos tipo.

RESUMEN DE DISEÑO ESTRUCTURAL	
ELEMENTO	SECCIÓN
COLUMNAS	HW 414x405
	IPE 270
VIGAS PRINCIPALES TRANSVERSALES	IPE 360
	IPE 300
	IPE 270
VIGAS PRINCIPALES EN VOLADO	IPE 300
	IPE 330
	IPE 270
	IPE 240
VIGAS PRINCIPALES LONGITUDINALES	IPE 300
	IPE 240
	IPE 220
VIGAS SECUNDARIAS (VIGAS DE APOYO)	IPE 300
	IPE 240
	IPE 200
VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO.	IPE 270
	IPE 200
	IPE 180
	IPE 160

6.5 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación, o conocida también como subestructura es la parte de la estructura la cual permite la transmisión de las cargas de la estructura hacia el suelo.

6.5.1 Predimensionamiento

Los estados de carga de servicio (Carga viva, carga muerta), son utilizados para dimensionar la cimentación, debido a que la resistencia del suelo se la cuantifica mediante esfuerzos admisibles. A esta se la adiciona un porcentaje del peso generalmente valores entre el 10%-15% debido al peso propio de la cimentación.

Esta deberá ser diseñada de tal manera que los esfuerzos que son transmitidos al suelo sean menores que el esfuerzo admisible del terreno. En caso de que se realice un diseño bajo cargas sísmicas el esfuerzo admisible del suelo podrá incrementarse en un 30% como recomienda el NEC-11, y este valor a su vez compararlo con los esfuerzos de la estructura.

A continuación se muestra todo el procedimiento para el pre diseño y diseño de la cimentación, para lo cual se tomará como ejemplo el plinto correspondiente al eje D15, con los parámetros que se muestran en la Tabla 40.

Tabla 40: Parámetros de diseño plinto eje D15.

PARÁMETROS DE DISEÑO DE CIMENTACIÓN (EJE D15)			
CARGAS DE SERVICIO		CARGAS ÚLTIMAS	
P (T)	39.98	Pu (Tm)	57.18
Mx (Tm)	1.75	Mux (Tm)	2.56
My (Tm)	0.012	Muy (Tm)	17.38

De acuerdo con el estudio de suelos, para un área de cimentación de 4m^2 a 1m de profundidad por debajo de la cobertura vegetal, la resistencia del suelo $q_{adm} = 15.89\text{ T/m}^2$, este valor deberá ser verificado con respecto al

esfuerzo de la superestructura como se indicó anteriormente. Para lo cual se deberá realizar el siguiente procedimiento:

Cálculo de la excentricidad

$$ex = \frac{Mx}{P + 10\%P} = \frac{1.751 \text{ Tm}}{43.97 \text{ T}} = 0.039m \quad ey = \frac{My}{P + 10\%P} = \frac{0.012 \text{ Tm}}{43.97 \text{ T}} = 0.0002m$$

Verificación de esfuerzos admisibles

$$q = \frac{P + 10\%P}{Area} * \left(1 + \frac{6 * ex}{a} + \frac{6 * ey}{b} \right)$$

$$q = \frac{39.978 + (0.10 * 39.978)}{2 * 2} * \left(1 + \frac{6 * 0.039}{2} + \frac{6 * 0.0002}{2} \right) = 12.32 \text{ T/m}^2$$

$q_{adm} > q \rightarrow 15.89 \text{ T/m}^2 > 12.32 \text{ T/m}^2 \rightarrow \text{Cumple} \rightarrow \text{Dimensiones correctas.}$

Para el predimensionamiento de la cimentación correspondiente a la Escuela Antonio Gil, se han obtenido los valores correspondientes a las cargas bajo los estados viva y muerta igual que los momentos, con estos valores se han establecido las dimensiones de cada uno de los plintos como se muestra en el Anexo 8 (Ver en el CD). En la Tabla 41 se muestra un resumen de la ubicación de cada uno de los plintos que conforman las estructuras de la escuela.

Tabla 41: Dimensiones de plintos y respectiva ubicación

CUADRO DE PLINTOS (EDIFICIO PRINCIPAL)			
TIPO	UBICACIÓN	DIMENSIONES	
		a (m)	b (m)
PT1	A9-A9'-A10'-B10'-C2-D2-C17-E1-I1	1.00	1.00
PT2	C3-C14-C15-C16-F1-G1-H1	1.20	1.20
PT3	C6-C7-C11-D17-I3'-C4/C5-C12/C13-C8/C9/B9	1.40	1.40
PT4	D6-D7-D10-D11-D14-D15-D16-F3'-G3'-H3'-C10/B9'-D4/D5-D8/D9-D12/D13-E3'/D3	2.00	2.00
CONTINÚA		→	

CUADRO DE PLINTOS (VIVIENDA DE CONSERJERÍA)			
TIPO	UBICACIÓN	DIMENSIONES	
		a (m)	b (m)
PT1	J18-19-120-K18-K19-K20-L18-L19	1.00	1.00

6.5.2 Diseño estructural

El diseño de la cimentación se lo realizará con el criterio de carga axial y momento. Una vez comprobados los esfuerzos del suelo se procederá a evaluar la cimentación bajo esfuerzos últimos como se muestra a continuación.

Esfuerzos últimos.

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{2.19 \text{ Tm}}{50.06 \text{ T}} = 0.044 \text{ m} \quad e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{15.408 \text{ Tm}}{50.06 \text{ T}} = 0.309 \text{ m}$$

Verificación de esfuerzos admisibles

$$q = \frac{P_u}{Area} * \left(1 + \frac{6 * e_x}{a} + \frac{6 * e_y}{b} \right)$$

$$q = \frac{57.18}{2 * 2} * \left(1 + \frac{6 * 0.44}{2} + \frac{6 * 0.309}{2} \right) = 40.63 \text{ T/m}^2$$

Altura de la cimentación

Para determinar la altura de cimentación se deberán realizar los respectivos análisis por corte unidireccional y corte bidireccional resultando la altura el mayor de los dos análisis.

Corte Unidireccional

El corte unidireccional se verifica a una distancia d de la cara de la columna como se indica en la Figura 80.

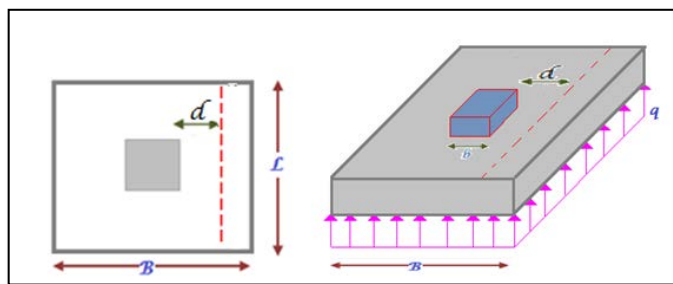


Figura 80: Corte unidireccional en plinto aislado.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210}$$

$$V_c = 7.68 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$V_u = q_{su} * \text{Resul tan te}$$

$$V_u = q_{su} * B * \left[\frac{B}{2} - \frac{\text{Ancho Col}}{2} - d \right]$$

$$V_u = 40.63 * 1.60 * \left[\frac{1.60}{2} - \frac{0.405}{2} - d \right]$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * A_{UNID}}$$

$$A_{UNID} = B * d$$

$$A_{UNID} = 1.60d$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * A_{UNID}}$$

$$7.68 = \frac{20.21 * 1.60 * \left[\frac{1.60}{2} - \frac{0.405}{2} - d \right]}{0.85 * (1.60d)}$$

$$d = 0.198m$$

Corte Bidireccional

El corte bidireccional se verifica a una distancia $d/2$ de la cara de la columna en ambas direcciones como se indica en la Figura 81.

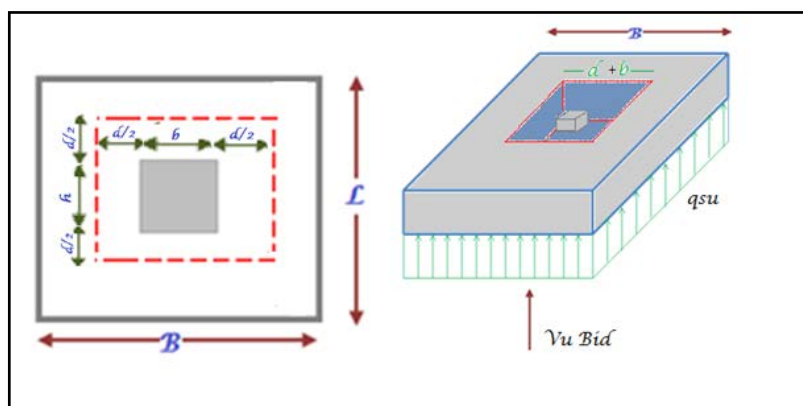


Figura 81: Corte bidireccional en plinto aislado.

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'c}$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{210}$$

$$V_c = 15.36 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$Vu_{BID} = q_{su} * (B^2 - ((d + l1) * (d + l2)))$$

$$Vu_{BID} = 40.63 * (1.60^2 - ((d + 0.405) * (d + 0.414)))$$

$$v_{uBID} = \frac{Vu_{BID}}{\phi * A_{BID}}$$

$$A_{BID} = 2d * (d + 0.414) + 2d * (d + 0.405)$$

$$A_{BID} = 4d^2 + 1.60d$$

$$v_{uBID} = \frac{Vu_{BID}}{\phi * A_{BID}}$$

$$164.2 = \frac{20.21 * (1.60^2 - ((d + 0.405) * (d + 0.414)))}{0.85 * 4d^2 + 1.60d}$$

$$d = 0.203 \text{ m}$$

Comparamos los valores de d y tomamos el mayor valor

$$d = 0.198$$

$$d = 0.203$$

POR LO TANTO d = 0.30

$$H = d + \text{rec}$$

$$H = 0.203 + 0.075$$

$$H = 0.278 \text{ m}$$

$$\text{Asumimos } H = 0.30 \text{ m}$$

Momento Último

$$Mu = \frac{W * l^2}{2}$$

$$Mu = \frac{20.21 * 0.59^2}{2} * 1m$$

$$Mu = 3.52 \text{ Tm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 70 \text{ cm}$$

$$d = H - \text{Rec.}$$

$$d = 70 - 7.5 \text{ cm}$$

$$d = 62.5 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$As \text{ min} = 0.0018 * b * H$$

$$As \text{ min} = 0.0018 * 100 * 30$$

$$As \text{ min} = 5.40 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

$$As = \frac{0.85 * f'c * B * d}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * f'c * \phi * B * d^2}} \right]$$

$$As = \frac{0.85 * 210 * 100 * 22.5}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.52 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 210 * 100 * 22.5^2}} \right]$$

$$As = 4.23 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Acero total:

$$B = 2.00 \text{ m}$$

$$As = 5.40 * 2.00$$

$$As = 10.80 \text{ cm}^2$$

$$As = 9 \phi 14 \text{ mm}$$

$$As = 1 \phi 14 \text{ mm} @ 25 \text{ cm}$$

En la figura 82 se muestra la armadura para este tipo de plinto, el diseño detallado de cada uno de estos se puede encontrar en el Anexo 8 (Ver en el

CD) al final de este documento. Sin embargo en la Tabla 42 se muestra la armadura utilizada en cada uno de ellos.

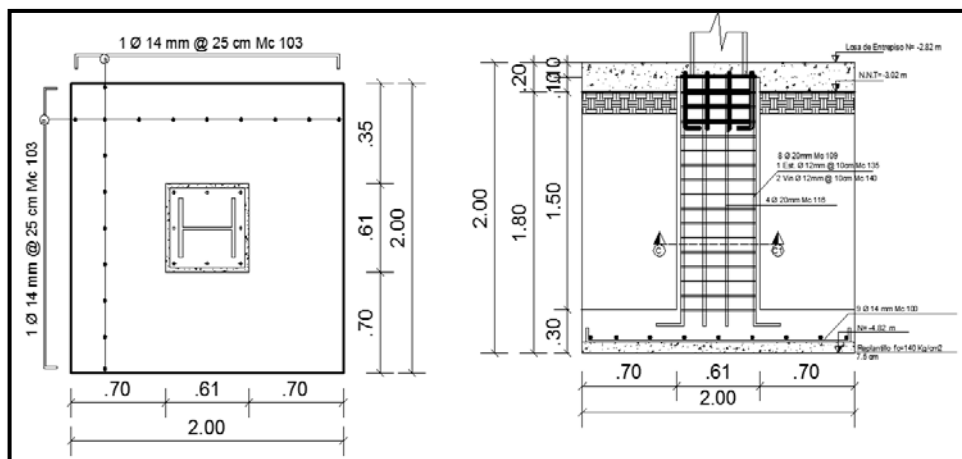


Figura 82: Detalle de la armadura del plinto de cimentación.

Tabla 42: Armadura en plintos de hormigón armado.

ARMADURA EN PLINTOS DE HORMIGÓN ARMADO					
PLINTO TIPO	DIMENSIONES			Armadura Sentido X	Armadura Sentido Y
	a (m)	b (m)	h (m)		
PLINTO TIPO I	1.00	1.00	0.3	1Ø 12mm@ 20 cm	1Ø 12mm@ 20 cm
PLINTO TIPO II	1.20	1.20	0.35	1Ø 12mm@ 20 cm	1Ø 12mm@ 20 cm
PLINTO TIPO III	1.40	1.40	0.3	1Ø 12mm@ 20 cm	1Ø 12mm@ 20 cm
PLINTO TIPO IV	2.00	2.00	0.3	1Ø 14mm@ 25 cm	1Ø 14mm@ 25 cm

Considerando la presencia de las juntas de dilatación en el edificio principal de la escuela como se mostró anteriormente, ya sea por la diferencia de nivel o considerando la independencia de los bloques de aulas varias columnas compartirán el plinto (Figura 83).

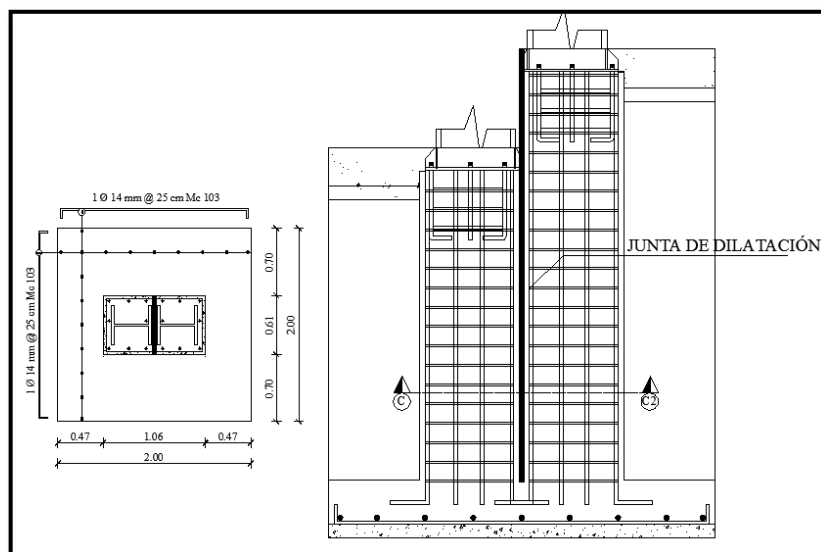


Figura 83: Junta de dilatación el plinto a desnivel

Para estos casos se considera como si se tuviera una carga actuando sobre el plinto por lo que se sumarán las cargas correspondientes a las columnas involucradas en el cálculo de dichos plintos. El diseño estructural correspondiente a estos plintos se lo realizará siguiendo la misma metodología explicada anteriormente.

Juntas de Dilatación

En una estructura las juntas de dilatación son colocadas para evitar el golpeteo entre estructuras adyacentes en caso de que existan deformaciones laterales. Este concepto está relacionado directamente con las derivas inelásticas máximas permitidas según el NEC-11.

Es importante mencionar que por recomendaciones del NEC-11 el espaciamiento entre edificaciones será 2.5 cm como mínimo, sin embargo se deberá verificar de acuerdo al cálculo de las derivas de piso. Una vez realizado el respectivo análisis de las derivas máximas inelásticas para el presente proyecto se ha determinado una separación de 6cm como se muestra en la Figura 84.

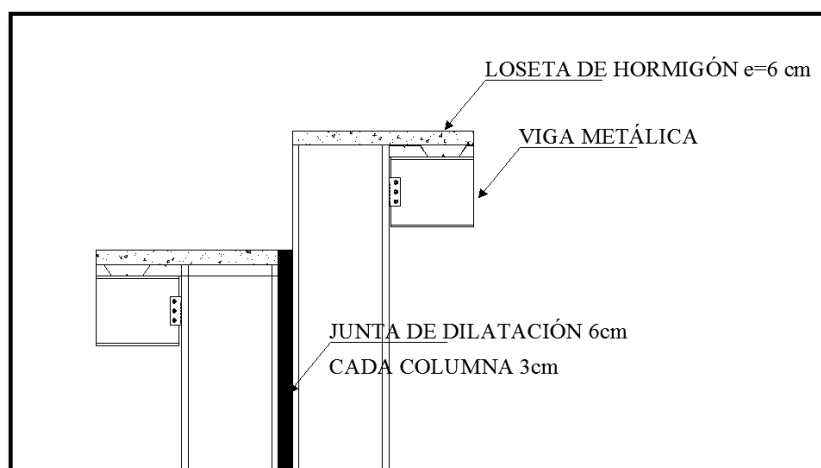


Figura 84: Espaciamento de junta de dilatación columnas a desnivel

6.6 DISEÑO DE CADENA DE CIMENTACIÓN

Las cadenas de cimentación tienen la función de distribuir el peso de la estructura de una forma uniforme a lo largo de todo el cimiento de piedra, evitando así cuarteaduras al existir hundimientos en el terreno.

6.6.1 Predimensionamiento

Las cadenas de cimentación por lo general son elementos rectangulares, el predimensionamiento se lo realizará mediante el siguiente procedimiento.

La altura de la cadena será calculada con la expresión $h = L/20$. Donde L corresponde a la longitud de la cadena de cimentación expresada en cm. Para el presente proyecto se evaluará la cadena de mayor longitud que corresponde a $L=5.70 \text{ m} = 570 \text{ cm}$ para lo cual se tendrá:

$$h = L/20 = 570/20 = 28.5 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

La base de la cadena de cimentación deberá tener un mínimo de 20 cm, sin embargo por las recomendaciones propuestas por en NEC-11 se trabajará con una base de 25 cm; para lo cual se tendrá una cadena de cimentación de 25x30.

6.6.2 Diseño estructural

Existen algunos procedimientos para el diseño de las cadenas de cimentación. En este caso se tomará el porcentaje (10%) de la carga correspondiente a la columna más crítica.

$$P_{cad} = 10\% P_{max}$$

$$P_{cad} = 0.10 * 57.18 T = 5.72 T$$

A continuación se determina la armadura longitudinal de la cadena considerando que se deberá colocar 4 varillas como mínimo.

$$A_s = \frac{P_{cad}}{0.9 * F_y} = \frac{5.72 * 1000}{0.9 * 4200 \text{ Kg/cm}^2} = 1.51 \text{ cm}^2$$

Armadura Long. 4 ϕ 10mm

La armadura transversal se la determina en base a lo establecido en el NEC-11.

Armadura Transversal. 1 ϕ 10mm@10cm

En la Tabla 43 se muestran las secciones así como la armadura que se empleará en la construcción del proyecto presentado.

Tabla 43: Cadenas de cimentación (Escuela Antonio Gil).

CADENAS DE CIMENTACIÓN (ESCUELA ANTONIO GIL)				
TIPO	SECCIONES		Armadura Longitudinal	Armadura Transversal
	b (cm)	h (cm)		
CAD-T1	25	30	4 ϕ 10 mm	1 EST ϕ 10mm@ 10cm
CAD-T2	20	25	4 ϕ 10 mm	1 EST ϕ 10mm@ 10cm

6.7 DISEÑO DE CONEXIONES

Como se mencionó anteriormente el diseño de una conexión dentro de la estructura metálica representa un papel muy importante; un buen diseño asegurará una distribución adecuada de cargas y esfuerzos entre los

elementos que forman parte de la estructura. A continuación se explicará los diferentes tipos de conexiones que se deben diseñar en el presente proyecto.

6.7.1 Conexión Viga-Viga

La conexión viga-viga será diseñada como una unión atornillada mediante placas laterales como se muestra en la Figura 85.

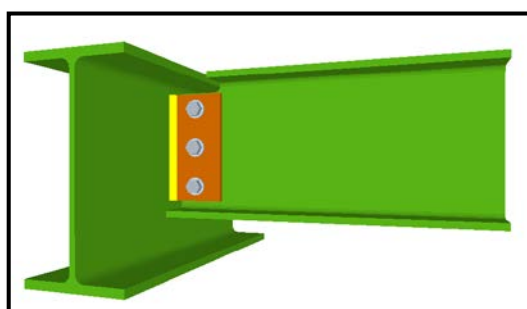


Figura 85: Conexión viga-viga

Fuente: Imagen obtenida en internet.

Para el diseño de esta conexión se tomará como ejemplo la viga principal del eje 15 correspondiente al primer piso, y sus respectivas vigas secundarias que se conectan a esta, como se indica en la Figura 86. Las características de las vigas involucradas en este ejemplo son:

Tabla 44:Perfiles estructurales para conexión viga-viga.

PERFIL		h (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)
VIGA PRINCIPAL	IPE 360	360.00	170.00	8.00	12.70
VIGA SECUNDARIA	IPE 300	300.00	150.00	7.10	10.70

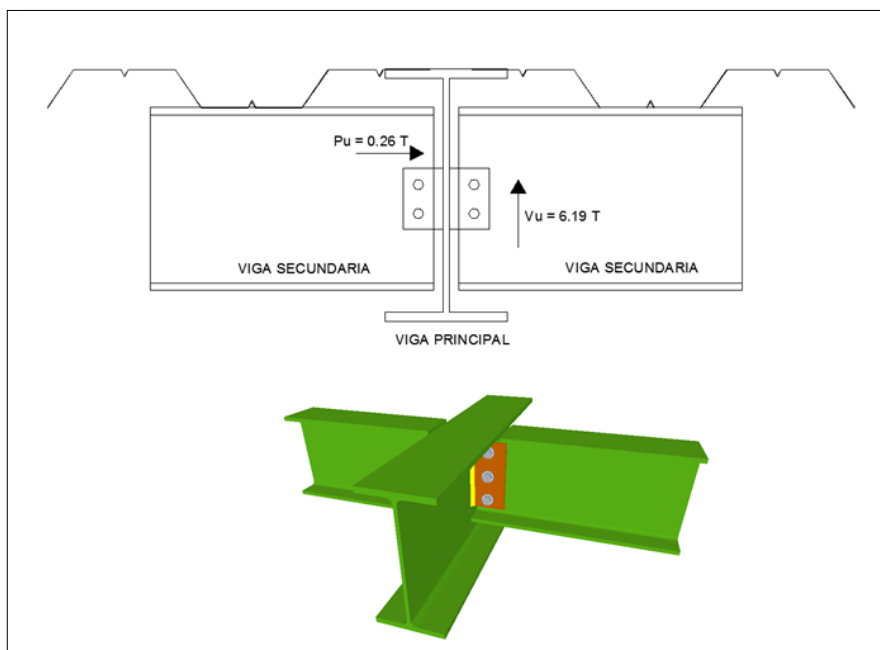


Figura 86: Conexión eje 15 viga-viga.

Para el acero A-36 se tiene: $F_y = 2534 \text{ Kg/cm}^2$ $F_u = 4083 \text{ Kg/cm}^2$. A continuación se presenta el procedimiento de diseño correspondiente a la conexión viga-viga.

a) Determinación de cargas actuantes

De acuerdo con lo establecido en el AISC se determina la fuerza axial y el cortante, de la combinación de cargas para lo cual se obtiene:

$$P_u = 0.26 \text{ T}, V_u = 6.19 \text{ Tm.}$$

Por lo tanto la fuerza actuante será:

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2} = \sqrt{0.26^2 + 6.19^2} = 6.20 \text{ T}$$

Como se puede observar en la Figura 86, a la viga principal se conectan dos vigas secundarias. A continuación se mostrará el diseño de una viga secundaria con la viga principal razón por la cual el valor de R_u deberá dividirse entre dos, para la otra viga secundaria el cálculo resultará el mismo.

$$R_u = 3.10 \text{ T}$$

b) Diseño de la conexión

Pernos de alta resistencia

Para seleccionar la clase de tornillo con el cual se trabajará, tomamos como referencia las diferentes opciones de la Tabla 45 recomendadas por el AISC Capítulo J.

Tabla 45: Especificaciones para pernos de alta resistencia.

CONECTOR	TIPO	Kg/cm ²
Perno clase A (Rosca incluida en el plano de corte)	A 325-N	3796.61
Perno clase A (Rosca no incluida en el plano de corte)	A 325-X	4780.92

En este caso se trabajará con dos pernos de alta resistencia clase A con la rosca excluida del plano de corte (A 325-X), por recomendación del AISC para el cual su resistencia será $F_{nv}=4.78 \text{ Kg/cm}^2$

A continuación se deberá calcular el área del perno y su diámetro mediante las siguientes expresiones:

$$R_u = A_b * F_{nv} \Rightarrow A_b = \frac{R_u}{N \text{ Tornillos}} = \frac{3.1 T * 1000}{2 * 4780.92 \text{ Kg/cm}^2} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4 * A_b}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.33 \text{ cm}^2}{\pi}} = 0.64 \text{ cm} \approx 0.25 \text{ in}$$

Utilizando la Tabla 46 seleccionamos el perno comercial y su respectivo agujero que se acople al cálculo obtenido anteriormente. En este caso se utilizará un tornillo de diámetro $\frac{1}{2}$ in, y un agujero de diámetro $\frac{9}{16}$ in, con estos valores se deberá recalculer el área del perno.

Tabla 46: Diámetros y agujeros de pernos utilizados para conexiones.

DIÁMETRO DEL PERNO	Diámetro de Agujeros	
	Estándar	De ranura corta
1/2	9/16	9/16 x 11/16
5/8	11/16	11/16 x 7/8
	CONTINÚA	—————>

3/4	13/16	13/16 x1
7/8	15/16	15/16 x 1 1/8
1	1 1/16	1 1/16 x 1 5/16

$$Ab = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * 1.27^2}{4} = 1.267 \text{ cm}^2$$

Finalmente se deberá calcular la resistencia nominal ϕR_n respectiva utilizando la siguiente expresión, y compararla con la resistencia última R_u .

$$\phi R_n = \phi * n * Ab * F_{nv} = 0.75 * 2 * 1.267 \text{ cm}^2 * 4780.92 \text{ Kg / cm}^2 = 9086.14 \text{ Kg} = 9.01 \text{ T}$$

$$R_u < \phi R_n \Rightarrow 3.10 < 9.01 \text{ T} \rightarrow \text{Cumple}$$

Se colocarán 2 pernos de $\phi = \frac{1}{2}$ in

Diseño de la Placa

En primer lugar se deberá determinar el espesor t de la placa con la siguiente expresión:

$$t = \frac{R_u}{2.4 * d * F_u} = \frac{3.10 \text{ T} * 1000}{2.4 * 1.267 \text{ cm} * 4083 \text{ Kg / cm}^2} = 0.25 \text{ cm}$$

De la misma manera se deberá encontrar un espesor comercial y para este caso se asume un espesor de $t = 3 \text{ mm} = 1/8$ in.

En la siguiente Tabla se puede visualizar las distancias mínimas requeridas de la placa (L_e , L_h , s , h) que deberán ser determinadas en función de las normas establecidas por el AISC. Tabla 47.

Tabla 47: Requerimientos para placa en conexiones. AISC 360-10.

DISTANCIAS MÍNIMAS		VALOR (cm)
Separación entre pernos	$s \geq 3d$	3.81
Distancia del centro del perno al borde de la placa	$L_e \geq 1.5d$	1.91
Distancia del centro del perno al borde de la placa	$L_h \geq 1.5d$	1.91
Holgura del perfil	$h \geq 1/2$ in	1.27

Con los resultados obtenidos la placa que se seleccionará en este caso será una PL 50x80, como se muestra en la Figura 87.

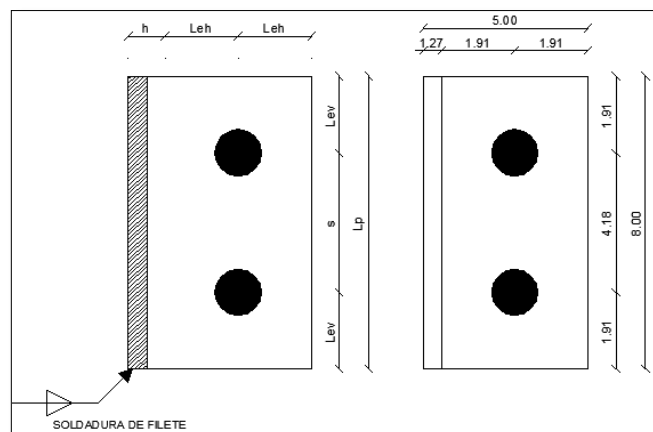


Figura 87: Esquema de conexión viga-viga

Diseño de la soldadura

Para las conexiones del presente proyecto se utilizará soldadura de filete, en la cual predominan los esfuerzos de corte. El tamaño de la soldadura será determinada mediante la siguiente expresión, la misma que deberá cumplir con las condiciones de diseño estipuladas por el AISC que se muestran en la Tabla 48.

$$D_s = \frac{R_u}{0.6F_{exx} * L_s * \text{sen}45}$$

Tabla 48: Requerimientos mínimos para soldadura de filete AISC 360-10.

Espesor de Soldadura AISC 360-10	Parámetro	Valor (in)
Mínima	1/8	0.125
Máxima	Si PL < 1/4 D _s < t- 1/16	0.063

La longitud de soldadura será: $L_s = 2 * (8 \text{ cm}) = 16 \text{ cm}$ se trabajará con un electrodo 70/18 cuya resistencia del material de relleno $F_{exx} = 4218.41 \text{ Kg/cm}^2$ para lo cual se tendrá.

$$D_s = \frac{3.10 * 1000}{0.6 * 4218.41 \text{ Kg/cm}^2 * 16.00 \text{ cm} * \text{sen}45} = 0.11 \text{ cm} = 0.04 \text{ in}$$

Como se observa en la Tabla anterior el tamaño máximo de soldadura es menor que el mínimo lo que resulta un error, esto se debe a que el espesor de la placa no es adecuado para lo cual se trabajará con un espesor $t= 8.00$ mm, para lo cual se utiliza la Tabla 49 para seleccionar el tamaño óptimo de soldadura.

Tabla 49: Tamaño mínimo para soldadura de filete

ESPESOR DE MATERIAL (in)	TAMAÑO MÍNIMO SOLDADURA (in)
Hasta 1/4	1/8
Entre 1/4 - 1/2	3/16
Entre 1/2-3/4	1/4
Mayor 3/4	5/16

Con esta revisión se asumirá un valor $D_s=1/8$ in el cual es mayor que el valor calculado. A continuación se deberá realizar la respectiva comprobación empleando la siguiente expresión.

$$\phi R_n = \phi * (0.6 * F_{exx} * L_s * D_s * \text{sen}45)$$

$$\phi R_n = 0.75 * (0.6 * 4218.41 \text{ Kg/cm}^2 * 0.318 \text{ cm} * 16.00 \text{ cm} * \text{sen}45)$$

$$\phi R_n = 6829.55 \text{ Kg} = 6.83 \text{ T}$$

$$R_u < \phi R_n \Rightarrow 3.10 < 6.83 \text{ T}$$

A continuación en la Tabla 50 se muestra un resumen de diseño para las conexiones tipo viga-viga.

Tabla 50: Diseño de conexión tipo viga-viga.

CONEXIÓN ATORNILLADA VIGA-VIGA	
DESCRIPCIÓN	MATERIAL
Placa metálica	2PL 500x800x8
Espesor de la placa	t=8 mm
Pernos Grado 8	2 Pernos 1/2"
Longitud de soldadura	16.00
Espesor de soldadura	3/16"

6.7.2 Conexión columna-Viga

El presente proyecto de acuerdo con el NEC-11 se ha diseñado como pórticos resistentes a momentos, esto quiere decir que la conexión deberá ser capaz de transmitir los momentos flexionantes, la fuerza axial y la fuerza cortante en los extremos de la viga a la columna. Figura 88.

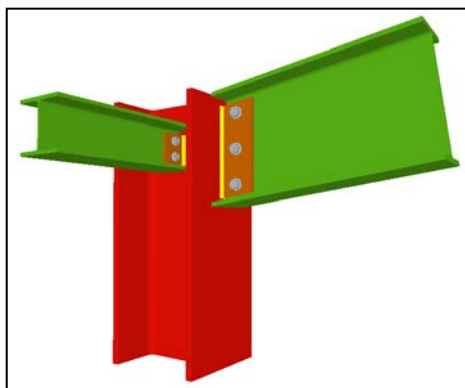


Figura 88: Esquema de conexión columna-viga

Para el diseño de esta conexión se tomará como ejemplo la columna del eje D15 correspondiente al primer piso, como se indica en la Figura 89. Las características de las vigas involucradas en este ejemplo son:

Tabla 51:Perfiles estructurales para conexión columna-viga

	PERFIL	h (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)
COLUMNA	HW 414x405	414	405	12	28
VIGA PRINC.	IPE 300	300	150	7.10	10.70

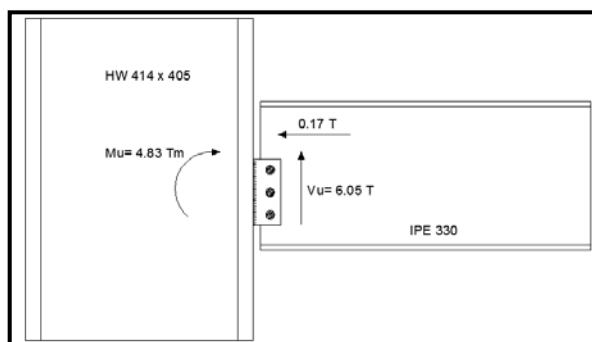


Figura 89: Conexión columna-viga.

Para el acero A-36 se tiene: $F_y = 2534 \text{ Kg/cm}^2$ $F_u = 4083 \text{ Kg/cm}^2$. A continuación se presenta el procedimiento de diseño correspondiente a la conexión columna-viga.

Determinación de cargas actuantes

De acuerdo con lo establecido en el AISC se determina la fuerza axial y el cortante, de la combinación de cargas para lo cual se obtiene:

$$P_u = 0.17 \text{ T}, V_u = 6.05 \text{ Tm}, M_u = 4.83$$

Por lo tanto la fuerza actuante será:

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2} = \sqrt{0.17^2 + 6.05^2} = 6.052 \text{ T}$$

Como se puede observar en la Figura 89, a la columna metálica se conectan dos vigas principales en el sentido X. A continuación se mostrará el diseño de una viga con la columna metálica, el diseño de la otra viga principal unida a la columna será similar.

$$R_u = 6.052 \text{ T}$$

Resistencia de la viga a flexión

Se deberá obtener la resistencia a flexión de la viga para lo cual se calculará el momento nominal ϕM_n de la viga principal.

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_n = M_p = 2534 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 636.60 \text{ cm}^3 = 16.13 \text{ Tm}$$

$$\phi M_n = M_p = F_y * Z_x = 0.9 * 16.13 = 14.52 \text{ Tm}$$

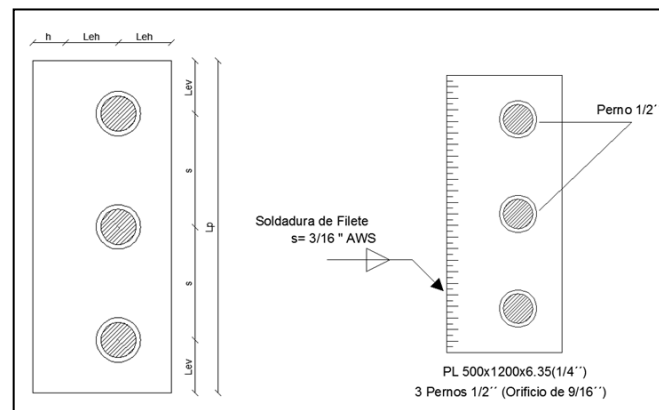
$$M_u < \phi M_n \Rightarrow 4.83 < 14.52 \text{ T} \rightarrow \text{Cumple}$$

Diseño de la conexión

El diseño de la conexión columna-viga se realizará de la misma manera que la conexión viga-viga, esto involucrará el diseño de los tornillos, agujeros, placa de conexión y soldadura para lo cual se muestra los resultados obtenidos en la siguiente Tabla 52, y un esquema en la Figura 90.

Tabla 52: Conexión tipo columna-viga.

CONEXIÓN ATORNILLADA VIGA-VIGA	
DESCRIPCIÓN	MATERIAL
Placa metálica	PL 500x1200x8
Espesor de la placa	t=8 mm
Pernos Grado 8	3 Pernos 1/2"
Longitud de soldadura	24.00
Espesor de soldadura	3/16"

**Figura 90:** Esquema de conexión atornillada tipo columna-viga.

A continuación se deberá realizar la respectiva comprobación empleando la siguiente expresión.

$$\phi R_n = \phi * (0.6 * F_{exx} * L_s * D_s * \text{sein}45)$$

$$\phi R_n = 0.75 * (0.6 * 4218.41 \text{ Kg/cm}^2 * 0.318 \text{ cm} * 16.00 \text{ cm} * \text{sein}45)$$

$$\phi R_n = 6829.55 \text{ Kg} = 6.83 \text{ T}$$

$$R_u < \phi R_n \Rightarrow 6.05 < 6.83 \text{ T}$$

Para las conexiones tipo columna-viga se deberán verificar ciertos parámetros a adicionales que se describen a continuación.

Capacidad de aplastamiento del alma

$$R_u / \text{Tornillo} = \frac{8.69 \text{ T}}{3} = 2.89 \text{ T}$$

$$\phi_{m1} = \min [\phi(1.2 * l_{c1} * t_w * F_u), \phi(1.2 * l_c * t_w * F_u)] > (2.4 * d_b * t_w * F_u)$$

$$lc1 = Lev - \frac{dh}{2} = 1.91 - \frac{0.48 \text{ cm}}{2} = 1.67 \text{ cm}$$

$$lc = s - dh \rightarrow 4.09 \text{ cm} - 0.48 \text{ cm} = 3.61 \text{ cm}$$

$$\phi(1.2 * l_{c1} * tw * Fu) = 0.75 * (1.2 * 1.67 \text{ cm} * 0.71 \text{ cm} * 4083 \text{ Kg/cm}^2) = 4.36 \text{ T}$$

$$\phi(1.2 * lc * tw * Fu) = 0.75 * (1.2 * 3.61 \text{ cm} * 0.71 \text{ cm} * 4083 \text{ Kg/cm}^2) = 9.42 \text{ T}$$

$$\phi Rn = 0.75 * (2.4 * 0.71 \text{ cm} * 1.27 \text{ cm} * 4083 \text{ Kg/cm}^2) = 6.63 \text{ T}$$

$$Ru < \phi Rn \rightarrow 2.01 \text{ T} < 4.36 \text{ T} \rightarrow \text{Cumple}$$

Capacidad de aplastamiento de la placa de corte

Se procederá de manera similar a la capacidad de aplastamiento del alma, con la diferencia que en este caso se deberá tomar el espesor de la placa de conexión.

$$\phi(1.2 * l_{c1} * tw * Fu) = 0.75 * (1.2 * 1.67 \text{ cm} * 0.8 \text{ cm} * 4083 \text{ Kg/cm}^2) = 4.91 \text{ T}$$

$$\phi(1.2 * lc * tw * Fu) = 0.75 * (1.2 * 3.61 \text{ cm} * 0.8 \text{ cm} * 2534 \text{ Kg/cm}^2) = 6.57 \text{ T}$$

$$\phi Rn = 0.75 * (2.4 * 0.8 \text{ cm} * 1.27 \text{ cm} * 4083 \text{ Kg/cm}^2) = 7.46 \text{ T}$$

$$Ru < \phi Rn \rightarrow 2.01 \text{ T} < 4.91 \text{ T} \rightarrow \text{Cumple}$$

Resistencia al corte por tornillo

La resistencia al corte se determina mediante la siguiente expresión:

$$\phi r n1 = \phi(Fnv * Ab)$$

$$Ab = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * 1.27^2}{4} = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$\phi r n1 = 0.75 * (4780.92 \text{ Kg/cm}^2 * 1.267 \text{ cm}^2) = 4.54 \text{ T}$$

$$Ru < \phi Rn \rightarrow 2.01 \text{ T} < 4.54 \text{ T} \rightarrow \text{Cumple}$$

Fluencia de corte de la placa

$$\phi Rn = \phi(0.6 * Fy * Agv)$$

$$Agv = Lp * t = 12 \text{ cm} * 0.8 \text{ cm} = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 1.0 * (0.6 * 2534 \text{ Kg/cm}^2 * 9.6 \text{ cm}^2) = 14.60 \text{ T}$$

$$R_u < \phi R_n \rightarrow 6.052 \text{ T} < 14.60 \text{ T} \rightarrow \text{Cumple}$$

Ruptura al corte de la placa

$$\phi R_n = \phi (0.6 * F_y * A_{gv})$$

$$A_{nv} = \left[L_p - n * \left(dh + \frac{1}{16} \right) \right] * t = [12 \text{ cm} - 3 * (0.48 \text{ cm} + 0.16 \text{ cm})] * 0.8 \text{ cm} = 10.46 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 1.0 * (0.6 * 2534 \text{ Kg/cm}^2 * 10.46 \text{ cm}^2) = 15.93 \text{ T}$$

$$R_u < \phi R_n \rightarrow 6.052 \text{ T} < 15.93 \text{ T} \rightarrow \text{Cumple}$$

Verificación en la columna

La fuerza de tensión y compresión son el par de fuerzas que resultan al transmitirse el momento en una conexión rígida de la viga hacia la columna, este parámetro es importante analizarlo debido a que la columna puede requerir atiesadores.

- a) Fuerza transmitida por el ala de la viga.

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f} = \frac{4.83 \text{ Tm}}{0.3 \text{ m} - 0.0107 \text{ m}} = 16.89 \text{ T}$$

- b) Capacidad a la flexión del ala.

$$\phi R_n = \phi * 6.25 * t_f^2 * F_y = 0.9 * 6.25 * 1.07^2 \text{ cm}^2 * 2534 \text{ Kg/cm}^2 = 16.97 \text{ T}$$

$$\phi R_n > R_u \rightarrow 16.97 \text{ T} > 16.89 \text{ T} \text{ No necesita atiesadores.}$$

- c) Fluencia local de corte en el alma.

$$\phi R_n = \phi (5K + N) * F_y * t_w$$

$$K = t_f + r \text{ (columna)} = 2.8 \text{ cm} + 1.02 \text{ cm} = 3.82 \text{ cm}$$

$$N = t_f \text{ (viga)} = 1.07 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 0.9 * (5 * 3.82 + 1.07) * 2534 \text{ Kg/cm}^2 * 1.8 = 82.80 \text{ T}$$

$$\phi R_n > R_u \rightarrow 82.80 \text{ T} > 16.89 \text{ T} \rightarrow \text{Cumple No necesita atiesadores.}$$

- d) Aplastamiento del alma.

$$\phi R_n = \phi * 135 * t_w c^2 * \left[1 + 3 * \left(\frac{N}{d_c} \right) * \left(\frac{t_w c}{t_f c} \right)^2 \right] * \sqrt{\frac{F_y * t_f c}{t_w c}}$$

$$\phi R_n = 0.9 * 135 * 1.8^2 * \left[1 + 3 * \left(\frac{1.07}{41.4} \right) * \left(\frac{1.8}{2.8} \right)^2 \right] * \sqrt{\frac{2534 * 2.8}{1.8}}$$

$$\phi R_n = 25.51 \text{ T}$$

e) Verificación en zona de panel.

$$\text{Si } R_u \leq 0.4 * P_y \rightarrow R_n = 0.6 * F_y * d_c * t_w$$

$$P_y = F_y * A_g = 2534 \text{ Kg/cm}^2 * 296.90 = 752.34 \text{ T}$$

$$P_u \leq 0.4 * P_y \rightarrow 6.05 \text{ T} \leq 300.94 \text{ T}$$

$$\phi R_n = 0.9 * 0.6 * 2534 \text{ Kg/cm}^2 * 41.4 \text{ cm} * 1.8 \text{ cm} = 101.97 \text{ T}$$

$$R_u < \phi R_n = 16.89 < 101.97 \rightarrow \text{Cumple No necesita atiesadores.}$$

6.7.3 Diseño de Placa Base

Las placas base son elementos de conexión entre las columnas de acero y la cimentación de hormigón. La placa base deberá ser diseñada para resistir la fuerza axial y cortante adicionalmente de las presiones ejercidas por la cimentación y la columna.

El diseño de la placa base será explicado en base a un ejemplo de aplicación, para el cual se tomará la placa correspondiente al eje D15, donde las solicitaciones para el diseño se muestran en la Tabla 53.

Tabla 53: Consideraciones de diseño para placa base (Eje D15).

CONSIDERACIONES DE DISEÑO PLACA BASE	
Pu (T)	57.18
Mux (Tm)	2.56
Muy (Tm)	17.38

Las dimensiones que intervendrán en el diseño de la placa base se muestra en la Figura 91, las cuales deberán ser calculadas como parte del diseño.

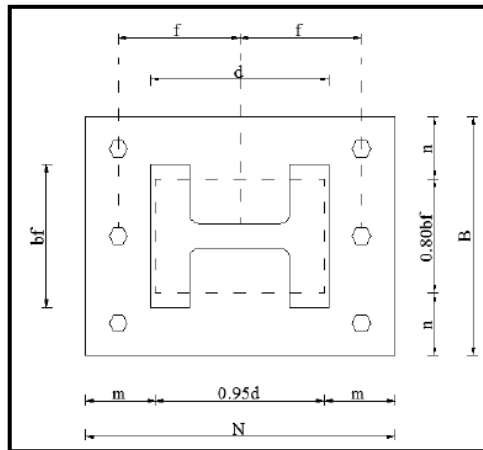


Figura 91: Componentes de placa base para columnas metálicas.

Área requerida de la placa

Para determinar el área requerida de la placa base ($A1_{req}$) previamente se deberá determinar el área de hormigón sobre la cual se apoyará la placa. Para lo cual se empleará el criterio en que la placa se encuentra apoyada sobre un confinamiento de hormigón de esta manera $A1_{req}$ será igual a:

$$A1_{req} = \frac{Pu}{\phi_c * 2 * 0.85 * f'_c}$$

Para las placas de acero aparte de considerar la carga última P_u , se deberá tener en cuenta la acción de los momentos en la base de la columna, razón por la cual se deberá calcular una resistencia equivalente P_{ueq} como se muestra a continuación.

$$P_{ueq} = Pu + mM_{ux} + umM_{uy}$$

Para el valor de m , se utiliza la Tabla 54 proporcionada por el AISC 360-10 reemplazando los valores que más aproximados al presente diseño.

Tabla 54: Valores de m en función de KL (Carga última equivalente).

VALORES DE 'm'														
F_y	36 ksi							50 ksi						
KL (pie)	10	12	14	16	18	20	22 y mayores	10	12	14	16	18	20	22 y mayores
1a. aproximación														
Todas las formas	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.5	1.3	1.9	1.8	1.7	1.6	1.4	1.3	1.2
Subsecuente aproximación														
W4	3.1	2.3	1.7	1.4	1.1	1.0	0.8	2.4	1.8	1.4	1.1	1.0	0.9	0.8
W5	3.2	2.7	2.1	1.7	1.4	1.2	1.0	2.8	2.2	1.7	1.4	1.1	1.0	0.9
W6	2.8	2.5	2.1	1.8	1.5	1.3	1.1	2.5	2.2	1.8	1.5	1.3	1.2	1.1
W8	2.5	2.3	2.2	2.0	1.8	1.6	1.4	2.4	2.2	2.0	1.7	1.5	1.3	1.2
W10	2.1	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.4	2.0	1.9	1.8	1.7	1.5	1.4	1.3
W12	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5	1.4	1.3	1.7	1.6	1.5	1.5	1.4	1.3	1.2
W14	1.5	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3	1.2	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3	1.2	1.2

$$P_{ue} = 57.18 T + 1.70 * 2.56 Tm + 2.0 * 1.70 * 17.38 Tm = 120.62 T$$

$$A1_{req} = \frac{P_u}{\phi_c * 2 * 0.85 * f'_c} = \frac{120.62 T * 1000}{0.65 * 2 * 0.85 * 210 \text{ Kg/cm}^2} = 519.80 \text{ cm}^2$$

Considerando que se tienen las dimensiones de la columna se deberá calcular el área mínima requerida para la placa de acero, estimando un valor aleatorio y comprobándolo posteriormente.

$$A_{min \text{ req}} = 51.4 \text{ cm} \times 50.5 \text{ cm} = 2595.7 \text{ cm}^2$$

Dimensiones de la placa

Para determinar las dimensiones de la placa que se identificaron en la Figura 91 se deberá realizar el siguiente procedimiento empleando las siguientes expresiones. Siempre considerando que el área de la placa base deberá ser estrictamente mayor que el área de la columna.

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.8bf}{2} = \frac{0.95 * 41.4 \text{ cm} - 0.8 * 40.5 \text{ cm}}{2} = 3.47 \text{ cm}$$

$$N = \sqrt{A1_{req}} + \Delta = \sqrt{2595.7 \text{ cm}^2} + 3.47 = 54.41 \Rightarrow 55 \text{ cm}$$

$$B = \frac{A1_{req}}{N} = \frac{2595.7 \text{ cm}^2}{55 \text{ cm}} = 52.19 = 55 \text{ cm}$$

$$A1 = N_{sum} * B_{sum} = 55 \text{ cm} * 55 \text{ cm} = 3025 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A1 \Rightarrow 2595.7 \text{ cm}^2 < 3025 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{55 \text{ cm} - 0.95 * 41.4 \text{ cm}}{2} = 7.84 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.8bf}{2} = \frac{55 \text{ cm} - 0.8 * 40.5 \text{ cm}}{2} = 11.30 \text{ cm}$$

Comprobación de la resistencia

De acuerdo con el AISC 360-10 (Método LRFD), se deberá cumplir:

$$Pu \leq \phi Pp$$

$$\phi Pp = 0.65 * 0.85 f'c * A1 \sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 1.7 f'c * A1$$

A2: Corresponde al área de hormigón sobre la cual se asentará la placa metálica, considerando que desde el borde externo de la placa hasta el borde externo del hormigón se tiene 3cm para este caso el valor será

$$A2 = 3416 \text{ cm}^2$$

Cuando se diseñe la placa metálica sobre un pedestal de hormigón se deberá comprobar la siguiente condición impuesta por el AISC 360-10.

$$A2 < 4 * A1 \rightarrow 3416 \text{ cm}^2 < 4 * 3025 \text{ cm}^2 = 3416 < 12100 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\phi Pp = 0.65 * 0.85 * 210 \text{ Kg/cm}^2 * 3025 * \sqrt{\frac{3416}{3025}} \leq 1.7 * 210 \text{ Kg/cm}^2 * 3025$$

$$\phi Pp = 372.97 \text{ T} \leq 1079.93 \text{ T}$$

$$Pu \leq \phi Pp = 120.62 \leq 372.97 \rightarrow \text{Cumple}$$

Determinación del espesor de la placa

$$X = \left[\frac{4 * d * bf}{(d + bf)^2} \right] * \frac{Pu}{\phi Pp} = \left[\frac{4 * 41.4 \text{ cm} * 40.5 \text{ cm}}{(41.4 + 40.5)^2} \right] * \frac{120.62}{372.97} = 0.32 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2 * \sqrt{x}}{1 + \sqrt{1 - x}} \leq 1. = \frac{2 * \sqrt{0.32}}{1 + \sqrt{1 - 0.32}} = 0.62$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{d * bf}}{4} = 0.62 * \frac{\sqrt{41.4 * 40.5}}{4} = 6.34 \text{ cm}$$

$$l = \max(m, n, \lambda') = \max(7.84 \text{ cm}, 11.30 \text{ cm}, 6.34 \text{ cm}) = 11.30 \text{ cm}$$

$$t \text{ min} = l * \sqrt{\frac{2 * Pu}{\phi * Fy * B * N}} = 11.30 \text{ cm} *$$

$$\sqrt{\frac{2 * 116.11T * 1000}{0.9 * 2534Kg / cm^2 * 55 * 55}} = 1.70 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

Diseño de la canastilla de anclaje

La resistencia requerida por el perno debido al momento aplicado en la base de la columna se calcula mediante la siguiente expresión.

$$M = n * F * do$$

En este caso se tiene momentos en dos direcciones por lo que se aplicará la siguiente ecuación para reducir a una sola expresión.

$$M = \sqrt{Mux^2 + MUY^2} = \sqrt{2.56^2 + 17.38^2} = 17.57 \text{ Tm}$$

$$F = \frac{M}{n * do} = \frac{17.57Tm}{4 * 0.49m} = 8.96 \text{ T}$$

La resistencia requerida del perno será:

Para el perno de 20mm considerado se tendrá $F_u=5600 \text{ Kg/cm}^2$, $A=3.14 \text{ cm}^2$

$$Tu = 0.75 * \phi * Fu * Ag$$

$$Tu = 0.75 * 0.9 * 4200 \text{ Kg / cm}^2 * 3.14 \text{ cm}^2$$

$$Tu = 8.90 \text{ T}$$

$$F < Tu \rightarrow 8.96T < 11.87T \rightarrow \text{Cumple}$$

A continuación se determina la longitud del perno de anclaje dentro del plinto de hormigón, para la cual se utiliza la siguiente expresión.

$$Lh = \frac{Tu / 2}{0.7 * f'c * d} = \frac{5934.6Kg}{0.7 * 210Kg / cm^2 * 2cm} = 20.19 \text{ cm}$$

Se deberá considerar la longitud de la rosca y el espesor de la placa.

$$L = 20.19 + 2.5 + 1.4 = 24.09 = 25 \text{ cm}$$

En la Tabla 55 se presenta un resumen de las placas base utilizada en las columnas metálicas de la estructura.

Tabla 55: Placas de acero para base de columnas metálicas.

RESUMEN DE DISEÑO PLACAS METÁLICAS PARA BASE DE COLUMNAS		
TIPO	EJES	DIMENSIONES
PLACA TIPO I	A9-A9'-A10'-B9'-B10'	PL 400X250X6 (1 Perno Ø20 mm/Lado)
PLACA TIPO II	C2-C3-D2-D3	PL 550X550X12 (2 Perno Ø20 mm/Lado)
PLACA TIPO III	C6-C7-C10-C11-C14-C15-C16-C17-D10-D17-E1-E3'-I1-I3'-F1-G1-H1	PL 550X550X20 (3 Perno Ø20 mm/Lado)
PLACA TIPO IV	D6-D7-D11-D14-D15-D16-F3'-G3'-H3'	PL 550X550X20 (4 Perno Ø20 mm/Lado)
PLACA TIPO V	C4-C8-C12-D4-D8-D12-C5-C9-C13-D5-D9	PL 500X550X20 (3 Perno Ø20 mm/Lado)
PLACA TIPO VI	D13	PL 500X550X20 (4 Perno Ø20 mm/Lado)
PLACA TIPO VII	C9-B9-C8	PL 500X550X20 (3 Perno Ø20 mm/Lado)
PLACA TIPO VIII	J18-J19-J20-K18-K19-K20-L18-L19	PL 400X250X6 (1 Perno Ø20 mm/Lado)

6.8 DISEÑO DE ESCALERAS DE HORMIGÓN ARMADO

La escalera se la diseñará como una losa unidireccional para lo cual se tendrán las siguientes consideraciones iniciales que se indican en la Tabla 56.

Tabla 56: Parámetros de diseño de escalera de hormigón armado.

PARÁMETROS INICIALES PARA DISEÑO DE ESCALERA		
Huella	Parámetro asumido.	30 cm
Contrahuella	$64 \text{ cm} = \text{Huella} + 2 \text{ Contrahuella}$	17 cm
Número de Contrahuellas	$N = \frac{\text{Dif. Nivel}}{\text{Contrahuella}} = \frac{3.40 \text{ m}}{0.17 \text{ m}} = 20$	20 Contrahuellas
Luz libre	$L = 1.80 \text{ m} + 9 (0.30 \text{ m}) = 4.50 \text{ m}$	4.5 m
Espesor de losa de grada.	$e = \frac{4.50 \text{ m}}{24} = 0.19 \text{ m} \approx 0.20 \text{ m}$	0.2 m

Determinación de cargas de diseño

Se calculará el peso por metro lineal de losa de la escalera y la sobrecarga que sobre esta actúa.

Peso propio de la Losa

$$P.\text{propio } 1.80 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * 0.20 \text{ m} * 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \dots\dots\dots 864.00 \text{ Kg/m.}$$

Como el espesor de la losa calculado corresponde a una distancia horizontal de 4.50 m. Se deberá realizar la respectiva corrección del peso en función del ángulo de inclinación debido a que se necesita calcular el peso de la losa que va en sentido inclinado.

$$\alpha = \text{arctg} \frac{\text{contrahuella}}{\text{huella}} = \text{arctg} \frac{17}{30} = 29.53$$

$$\cos \alpha = \frac{0.30}{0.34} = 0.88$$

$$\text{Corrección} \frac{P.\text{propio}}{\cos \alpha} = \frac{864 \text{ Kg/m}}{0.88} \dots\dots\dots 970.00 \text{ Kg/m.}$$

Peso propio de peldaños

Para determinar el peso propio de los peldaños se debe calcular una altura promedio, para este caso se tendrá 0.15m

$$\text{Peso propio. } 1.80 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * 0.075 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 \dots\dots\dots 324.00 \text{ Kg/m}$$

Carga Permanente

$$\text{Enlucido y Masillado. } 1.80 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * 0.04 * 2200 \text{ Kg/m}^3 \dots\dots\dots 158.40 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Acabados. } 1.80 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * 100 \text{ Kg/m}^2 \dots\dots\dots 180.00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Pasamanos} \dots\dots\dots 50.00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{CARGA MUERTA} \dots\dots\dots 1682.40 \text{ Kg/m}$$

$$\text{CARGA VIVA. } 500 \text{ Kg/m}^2 * 1.80 \dots\dots\dots 900.00 \text{ Kg/m}$$

CARGA ÚLTIMA

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \dots\dots\dots 3885.36 \text{ Kg/m}$$

$$U = 1.4 (1682.40 \text{ Kg/m}) + 1.7 (900)$$

Modelamiento de la escalera

Se recomienda que toda la escalera sea calculada como un pórtico, con una carga sísmica a nivel del dintel, en la Figura 92 y 93 se muestra el modelo matemático de la escalera que se debe desarrollar para este caso; así como también los diagramas correspondientes a cortante y momento para desarrollar el diseño de la misma.

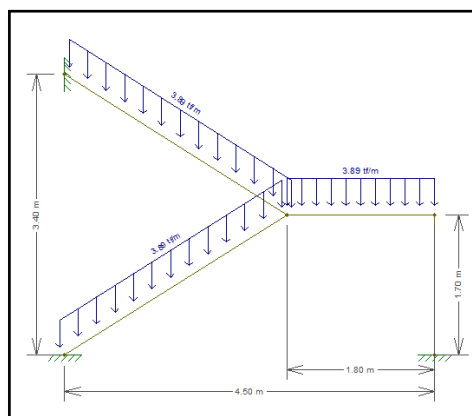


Figura 92: Modelo matemático de escaleras.

Fuente: Modelo obtenido mediante el software F-Tool

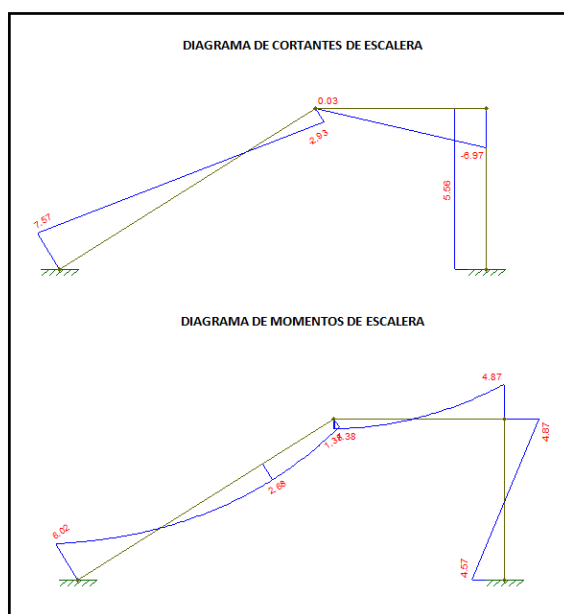


Figura 93: Diagrama de cortantes y momentos de escalera.

Fuente: Modelo obtenido mediante el software F-Tool

Diseño estructural

Para el diseño estructural de la escalera se presentan los parámetros necesarios en el cuadro 8.

Cuadro 8: Parámetros de diseño escalera de hormigón armado.

PARÁMETROS INICIALES
Mu (-)=6.02 Tm Mu (+)=6.02 Tm
Fy=4200 Kg/cm ²
f'c= 210 Kg/cm ²
φ=0.9 (Flexión)
b= 100 cm
d= 20 cm – 3 cm = 17 cm.

$$A_s = \frac{0.85 f'c * b * d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 100 * 17}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (6.02 * 10^5)}{0.85 * 0.9 * 210 * 100 * 17^2}} \right]$$

$$A_s = 10.07 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \phi 16 \text{ mm}$$

Determinación de la armadura mínima

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b * d = \frac{14}{F_y} * b * d = \frac{14}{4200} * 100 * 17 = 5.61 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura máxima

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 * \frac{f'c}{F_y} * \frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \frac{0.003}{\frac{4200}{2100000} + 0.003} = 0.0217$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 * \rho_b = 0.78 * 0.0217 = 0.0163$$

$$A_s \text{ max} = \rho_{\text{max}} * b * d = 0.0163 * 100 * 17 = 27.71 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura de temperatura

$$A_s \text{ temp} = 0.0018 * b * d$$

$$A_s \text{ temp} = 0.0018 * 100 * 17 = 3.06 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 10 \text{ mm @ } 20 \text{ cm}$$

CAPÍTULO VII

DISEÑO DE OBRAS COMPLEMENTARIAS

En el presente capítulo se describen el diseño de las obras complementarias que se encuentran en el interior de la escuela Antonio Gil, las cuales resultan del producto de todo el diseño integral desarrollado sobre esta. Dentro de este capítulo también se referirá al diseño eléctrico e hidrosanitario de las diferentes edificaciones que conforman la escuela.

De la misma manera que el diseño estructural presentado anteriormente se tomará como metodología de diseño los códigos NEC-11, y AISC 360-10.

7.1 DISEÑO DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

Al realizar el respectivo movimiento de tierras y la implantación de las edificaciones en el terreno de la escuela, se deberá realizar muros de confinamiento en diferentes zonas con el objetivo de evitar que existan deslizamientos del suelo. La ubicación de estos se puede apreciar en la Figura 94.

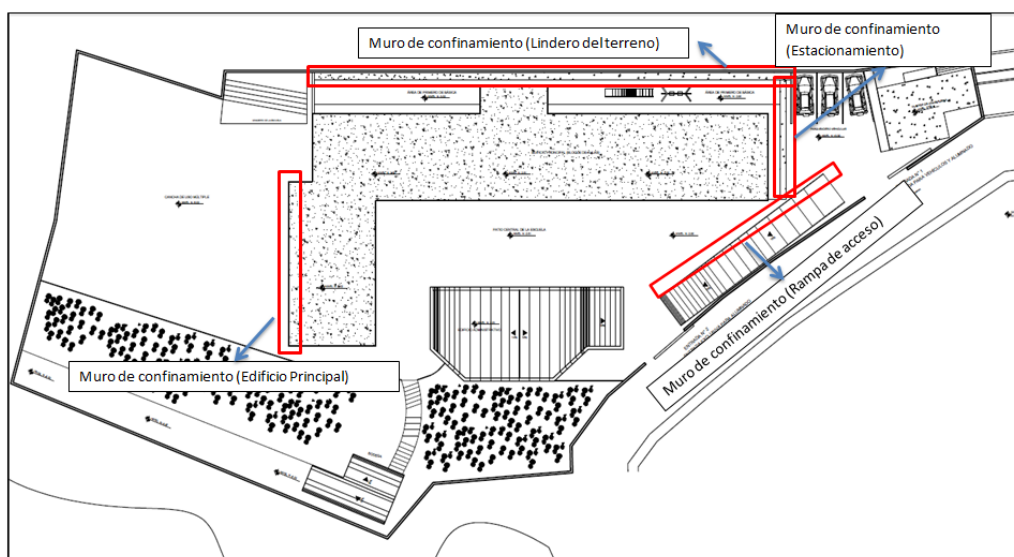


Figura 94: Ubicación de muros de confinamiento

Ejemplo de aplicación

Para explicar el diseño estructural se tomará como ejemplo el muro de correspondiente al estacionamiento vehicular como se puede observar en la Figura 95. El diseño del resto de muros se lo realizará de manera similar.

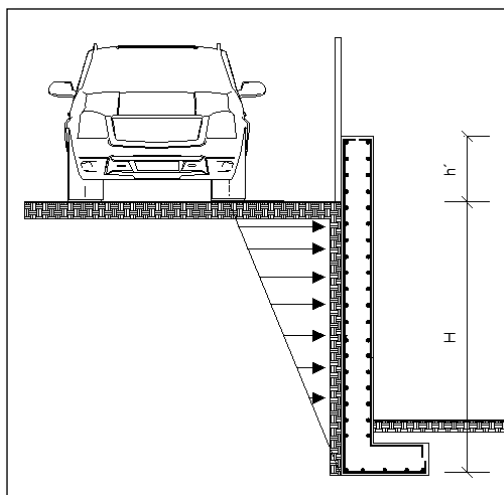


Figura 95: Muro de confinamiento (Estacionamiento vehicular).

7.1.1 Predimensionamiento del muro

La altura del muro será de 2.00 m, sin embargo esta se deberá aumentar debido a que existe una sobrecarga vehicular como lo recomienda el NEC-11. Para la altura adicional se utilizará la siguiente expresión.

$$h' = \text{Sobrecarga} / \gamma_{\text{suelo}}$$

$$h' = \frac{1.00 \text{ T/m}^2}{1.7 \text{ T/m}^3} = 0.59$$

Con esta consideración la altura del muro será $H = 2.00 + 0.59 = 2.59 \cong 2.60 \text{ m}$

Espesor de la Pantalla

De acuerdo con el NEC-11 se recomienda que el espesor de la pantalla del muro sea $H/10$.

$$t = \frac{2.60 \text{ m}}{10} = 0.26 \text{ m} \cong 0.30 \text{ m}$$

7.1.2 Consideraciones de diseño

Empuje del suelo

Para el suelo del valle de Tumbaco se ha establecido un ángulo de fricción interna igual a 30° , para lo cual el coeficiente del empuje activo del suelo será:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 1/3 = 0.33$$

$$E_a = \gamma_s * H^2 / 2 * K_a$$

$$E_a = 1.7 \text{ T/m}^3 * 2.00^2 / 2 * 0.33 = 1.12 \text{ T}$$

Adicionalmente se deberá calcular el empuje del suelo que actúa sobre la altura de muro adicional que se aumentó, para lo cual se deberá utilizar la siguiente fórmula.

$$E_2 = \gamma_s * h' * K_a * H = 1.7 \text{ T/m}^3 * 0.59 \text{ m} * 0.33 * 2.00 \text{ m} = 0.66 \text{ T}$$

$$E = 1.12 \text{ T} + 0.66 \text{ T} = 1.78 \text{ T}$$

$$M_v = 1.78 \text{ T} * 0.86 \text{ m} = 1.53 \text{ Tm}$$

A continuación se deberá multiplicar por un valor de 1.7 recomendado por el NEC-11 por efectos sísmicos para obtener el momento último.

$$M_u = 1.7 * M_v = 1.7 * 1.53 = 2.67 \text{ Tm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * B * d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * f'_c * \phi * B * d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 100 * 26}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.67 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 210 * 100 * 26^2}} \right]$$

$$A_s = 2.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0033 * b * d = 0.0033 * 100 * 26 = 8.58 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal.

Colocar $1\phi 14 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$ → En cada cara de la pantalla.

Armadura Transversal.

$$A_{s \text{ min}} = 0.0025 * b * t = 0.0025 * 100 * 30 = 7.50 \text{ cm}^2$$

Colocar $1\phi 12 \text{ mm} @ 15 \text{ cm}$

Chequeo por corte.

$$Vu_{adm} = 0.53 * \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} = 7.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Vu = \frac{Vu}{\phi * b * d} = \frac{1.04 * 10^3}{0.75 * 100 * 26} = 0.53 \text{ Kg/cm}^2 < 7.68 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Diseño de la cimentación del muro.

Se deberá obtener los valores de carga de servicio para el diseño de la cimentación como se indica en la Tabla 57.

Tabla 57: Consideraciones de diseño para cimentación de muro.

ANÁLISIS DE CARGAS		
Peso Propio	720	Kg/cm ²
Carga viva	100	Kg/cm ²
CARGA DE SERVICIO.	820	Kg/cm²
Peso Propio 10%	82	Kg/cm ²
CARGA TOTAL	902	Kg/cm²

Se deberá verificar que las dimensiones del plinto satisfagan las solicitaciones indicadas para la resistencia del suelo. Y posteriormente se diseñará un plinto de manera similar a lo explicado en el capítulo anterior.

Este mismo procedimiento se realizará para los muros de hormigón armado, el diseño de estos se resume en la Tabla 58.

Tabla 58: Armadura en muros (Escuela Antonio Gil).

ARMADURA EN MUROS (ESCUELA ANTONIO GIL)			
Descripción	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Armadura de Cimentación
Muro Estacionamiento vehicular	1Ø14 mm @ 20 cm	1Ø12 mm @ 15 cm	1Ø12 mm @ 20 cm / Cad. Sentido
Muro Lindero	1Ø12 mm @ 25 cm	1Ø10 mm @ 25 cm	1Ø12 mm @ 20 cm / Cad. Sentido
Muro de la rampa de acceso.	1Ø12 mm @ 30 cm	1Ø10 mm @ 25 cm	1Ø12 mm @ 20 cm / Cad. Sentido

7.2 DISEÑO DE MURO DE HORMIGÓN CICLÓPEO

Los muros de hormigón ciclópeo son elementos de gravedad debido a que soportan el empuje del suelo con su propio peso, estos muros son recomendados para alturas no muy grandes. De manera similar debido al movimiento de tierras que se realizará en la escuela se deberá realizar un relleno el cual será soportado por un muro de hormigón ciclópeo (Figura 94), y cuyo su diseño se describe a continuación.

7.2.1 Dimensionamiento

Se parte de un muro de hormigón ciclópeo de $f'c=140 \text{ Kg/cm}^2$, de una altura de 1.00 m, y una base de 0.70 cm como se muestra en la Figura 96.

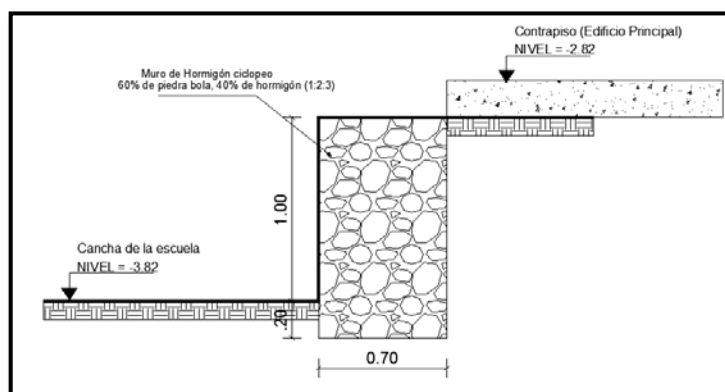


Figura 96: Detalle de muro de hormigón ciclópeo.

7.2.2 Consideraciones de diseño

A diferencia de los muros de hormigón armado el diseño de este tipo de elementos estructurales será correcto cuando cumplan con las condiciones de volcamiento y deslizamiento comprobados a través de los factores correspondientes.

Empuje activo y pasivo del suelo

Para el suelo del valle de Tumbaco se ha establecido un ángulo de fricción interna igual a 30° , para lo cual el coeficiente del empuje activo del suelo será:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 1/3 = 0.33$$

$$E_a = \gamma_s * H^2 / 2 * K_a$$

$$Ea = 1.7 \text{ T/m}^3 * 1.20^2 / 2 * 0.33 = 0.403 \text{ T}$$

$$Ep = \gamma_s * H^2 / 2 * Kp$$

$$Ep = 1.7 \text{ T/m}^3 * 0.20^2 / 2 * 3 = 0.10 \text{ T}$$

Momento estabilizador y momento volcador

$$Mv = 0.403 \text{ T} * 0.8 \text{ m} = 0.32 \text{ Tm}$$

$$w = b * h * \gamma_{\text{ciclopeo}} = 0.70 * 1.20 * 2.2 \text{ T/m}^3 = 1.85 \text{ T}$$

$$Me = 1.85 \text{ T} * 0.35 \text{ m} = 0.65 \text{ Tm}$$

Factores de seguridad

$$F_{sv} = \frac{Me}{Mv} = \frac{0.65 \text{ Tm}}{0.32 \text{ Tm}} = 2.03 > 1.5 \rightarrow \text{Cumple.}$$

$$F_{sd} = \frac{(W * u + Ep)}{E} = \frac{(1.85 * 0.6 + 0.10 \text{ T})}{0.403} = 3.01 > 1.5 \rightarrow \text{Cumple.}$$

7.3 DISEÑO HIDROSANITARIO

Para las zonas urbanas de las ciudades que cuenten con la infraestructura sanitaria, es decir con el abastecimiento de agua potable, las mismas que a través de las conexiones domiciliarias alimentarán a los grifos de toda la edificación. Estas deberán proporcionar los caudales y presiones suficientes satisfaciendo las demandas de agua potable durante todas las horas del día, para la escuela Antonio Gil se ha establecido la utilización de un suministro directo, en el cual se tendrá contemplado el diseño del sistema hidroneumático, le cual consta del tanque cisterna y del tanque hidroneumático.

7.3.1 Tanque cisterna

7.3.1.1 Dimensionamiento

Para el dimensionamiento del tanque cisterna se deberá encontrar el volumen total de agua que requiere toda la infraestructura, la cual se la determinará en función de la dotación. En la Tabla 59 se muestra el volumen de agua requerido en cada edificación en función de la dotación requerida.

Tabla 59: Volumen de agua en edificaciones de la escuela en función de la dotación.

EDIFICIO PRINCIPAL							
PISO	DENOMINACIÓN	USO	CANTIDAD	ALUMNOS	DOTACIÓN	UNIDAD	Vol (l/día)
Piso 1	Aulas	Aulas	5	170	50	lt/alumno día	8500
Piso2	Aulas	Aulas	6	75	50	lt/alumno día	3750
VIVIENDA DE CONSERJERÍA							
PISO	DENOMINACIÓN	USO	CANTIDAD	ÁREA	DOTACIÓN	UNIDAD	Vol (l/día)
Piso 1	Vivienda	Vivienda	1		250	lt/día	250
EDIFICIO ADMINISTRATIVO							
PISO	DENOMINACIÓN	USO	CANTIDAD	ALUMNOS	DOTACIÓN	UNIDAD	Vol (l/día)
Piso 1	Comedor	Comedor	1	60	30	lt/alumno día	1800
Piso2	Oficina	Oficina	1	30	10	lt/m2	300
Piso2	Oficina	Oficina	1	30	10	lt/m2	300
							2400
VOLUMEN TOTAL (m3)							14900

Adicionalmente se debe considerar el volumen adicional que correspondiente a incendios. De las tablas respectivas determinamos que para un edificio de hasta 8 plantas el volumen por incendios es de 8.000 litros.

Con estos parámetros se procede a calcular el volumen del tanque cisterna (VTC), mediante la siguiente expresión:

$$V_{TC\text{MIN}} = \frac{2}{3} * CD + V_i$$

Donde:

$V_{TC\text{MIN}}$ = Volumen Mínimo del Tanque Cisterna.

CD = consumo diario.

V_i = volumen de incendios.

$$V_{TC} = \frac{2}{3} * 14900 + 8000$$

$$V_{TC} = 17933.33 \text{ lts}$$

$$V_{TC} = 17.93 \text{ m}^3 \approx 18.00 \text{ m}^3$$

De esta manera el volumen del tanque cisterna será de 18.00 m³ para lo cual se tendrá una cisterna de las siguientes características como se

muestra en la Figura 97 Para el cálculo de las dimensiones del tanque cisterna realizará el siguiente procedimiento.

Fórmula para el cálculo:

$$S = \frac{V}{h} \quad \text{Donde: } h: \text{ Altura de agua; } S: \text{ Espejo de agua.}$$

$$\begin{aligned} h = 2.00m & \Rightarrow \text{Asumido} & S &= \frac{18.00}{2.00} \\ n = 1 & \Rightarrow \text{Asumido} & S &= 9.00m^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{a}{b} &= \frac{n+1}{2n} \\ \frac{a}{b} &= \frac{1+1}{2*1} = 1 \rightarrow \text{Ec.1} \end{aligned}$$

$$S = n * a * b$$

$$9.00 = a * b \quad \rightarrow \text{Ec.2}$$

Resolviendo las ecuaciones tenemos:

$$a = b$$

$$a = 3.00 \text{ m} \quad b = 3.00 \text{ m}$$

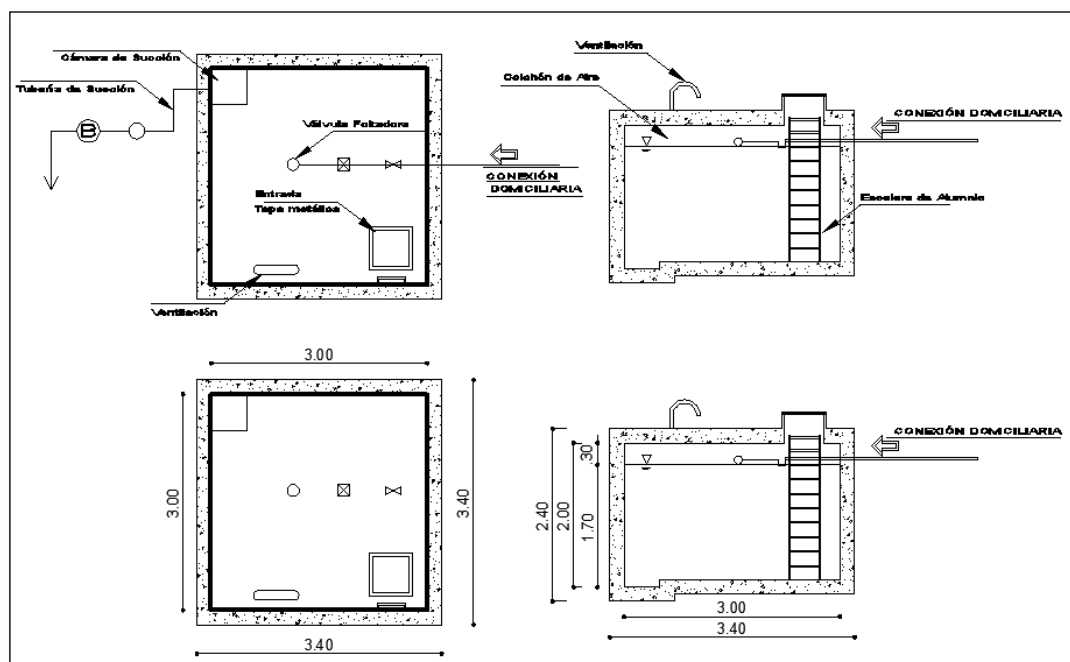


Figura 97: Esquema en planta y elevación del tanque cisterna.

7.3.1.2 Diseño estructural del tanque cisterna

A continuación se presenta el diseño estructural del tanque cisterna de la escuela, en la Tabla 60 se indica los parámetros necesarios para comenzar con el diseño estructural.

Tabla 60: Parámetros de diseño del tanque cisterna.

DATOS DE DISEÑO		
Volumen de Agua	24.50	m ³
Ancho de la cisterna	3.00	m
Largo de la cisterna	3.00	m
Peso. Esp. Agua	1.00	T/m ³
Peso. Esp. Suelo	1.70	T/m ³
f'c	210.00	Kg/cm ²

Pantallas laterales del tanque cisterna

Primer estado de carga (Empuje del suelo)

Para el suelo del valle de Tumbaco se ha establecido un ángulo de fricción interna igual a 30°, para lo cual el coeficiente del empuje activo del suelo será:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 1/3 = 0.33$$

Tomando como referencia el esquema mostrado en la Figura 98 calculamos el empuje del suelo y sus respectivas reacciones de apoyo.

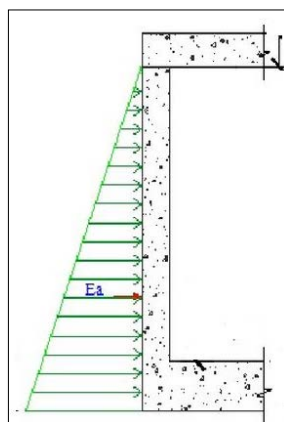


Figura 98: Empuje del suelo en pantalla lateral de tanque cisterna.

Empuje del suelo

$$Ea = \gamma_s * H^2 / 2 * Ka$$

$$Ea = 1.7 \text{ T/m}^3 * 2.00^2 / 2 * 0.33 = 1.12 \text{ T}$$

$$Mv = 1.12 \text{ T} * 0.67 \text{ m} = 0.75 \text{ Tm}$$

A continuación se deberá multiplicar por un valor de 1.7 recomendado por el NEC-11 por efectos sísmicos para obtener el momento último.

$$Mu = 1.7 * Mv = 1.7 * 0.75 = 1.27 \text{ Tm}$$

$$As = \frac{0.85 * f'c * B * d}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * f'c * \phi * B * d^2}} \right]$$

$$As = \frac{0.85 * 210 * 100 * 17}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.27 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 210 * 100 * 17^2}} \right]$$

$$As = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = 0.0033 * b * d = 0.0033 * 100 * 17 = 5.61 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal.

Colocar $1\phi 12 \text{ mm} @ 25 \text{ cm}$ → En cada cara de la pantalla.

Armadura Transversal.

$$As \text{ min} = 0.0025 * b * d = 0.0025 * 100 * 17 = 4.25 \text{ cm}^2$$

Colocar $1\phi 10 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$

Chequeo por corte.

$$Vu \text{ adm} = 0.53 * \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} = 7.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Vu = \frac{Vu}{\phi * b * d} = \frac{0.95 * 10^3}{0.75 * 100 * 17} = 0.75 \text{ Kg/cm}^2 < 7.68 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Segundo estado de carga (Empuje del agua)

En este estado de carga se deberá considerar el empuje causado por el agua en las paredes laterales del tanque cisterna como se muestra en la Figura 99. El procedimiento para el cálculo de la armadura es similar al explicado anteriormente.

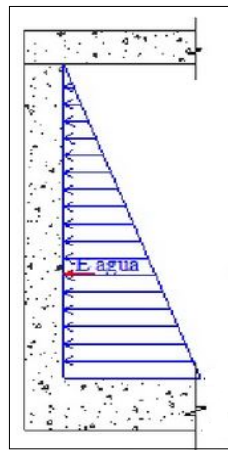


Figura 99: Empuje del agua en pantalla lateral de tanque cisterna.

$$Ea = \gamma s * H^2 / 2$$

$$Ea = 1.0 \text{T/m}^3 * 2.00^2 / 2 = 2.00 \text{ T}$$

$$Mv = 2.0 \text{ T} * 0.67 \text{ m} = 1.33 \text{ Tm}$$

$$Mu = 1.7 * Mv = 1.33 * 1.7 = 2.27 \text{ Tm}$$

$$As = \frac{0.85 * f'c * B * d}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * f'c * \phi * B * d^2}} \right]$$

$$As = \frac{0.85 * 210 * 100 * 17}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.27 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 210 * 100 * 17^2}} \right]$$

$$As = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = 0.0033 * b * d = 0.0033 * 100 * 17 = 5.61 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal.

Colocar $1\phi 12 \text{ mm} @ 25 \text{ cm}$ → En cada cara de la pantalla.

Armadura Transversal.

$$As \text{ min} = 0.0025 * b * d = 0.0025 * 100 * 17 = 4.25 \text{ cm}^2$$

Colocar $1\phi 10 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$

Chequeo por corte.

$$Vu \text{ adm} = 0.53 * \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} = 7.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Vu = \frac{Vu}{\phi * b * d} = \frac{1.70 * 10^3}{0.75 * 100 * 17} = 1.33 \text{ Kg/cm}^2 < 7.68 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Losa inferior del tanque cisterna

Análisis de Cargas

Peso propio.

$$\text{Peso propio} = 1.00 * 1.00 * 0.20 * 2400 \text{ Kg/m}^3 = 480 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{Peso propio del agua} = 1.00 * 1.00 * 1.70 * 1000 \text{ Kg/m}^3 = 1700 \text{ Kg/m}^2.$$

Carga Viva.

$$\text{Carga viva} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

Carga de Servicio.

$$C \text{ Servicio} = 2330 \text{ Kg/m}^2.$$

Trabajando con la combinación de cargas recomendada por el NEC-11.

Se tiene:

$$W_u = 1.4 * CM + 1.7 * CV = 1.4 * 2180 + 1.7 * 150 = 3.31 \text{ T/m}^2$$

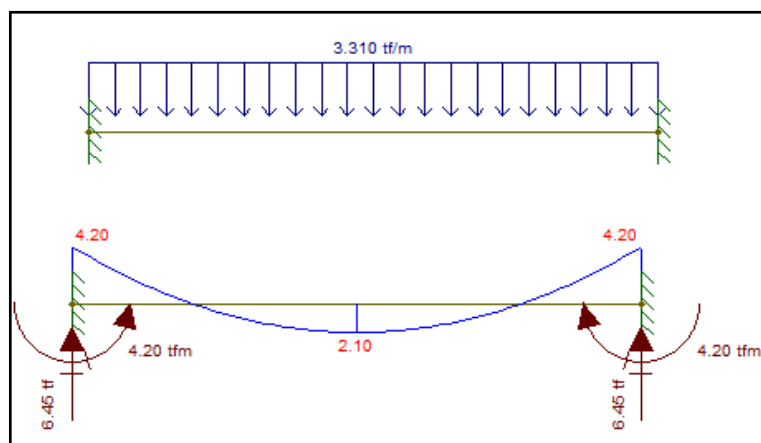


Figura 100: Diagrama de momentos en losa inferior de cisterna.

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * B * d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * f'c * \phi * B * d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 100 * 17}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 4.20 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 210 * 100 * 17^2}} \right]$$

$$A_s = 6.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 100 * 17 = 3.06 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal.

Se colocará $1\phi 14 \text{ mm} @ 25 \text{ cm}$

Armadura de Temperatura.

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 100 * 17 = 3.06 \text{ cm}^2$$

Se colocará $1\phi 12 \text{ mm} @ 25 \text{ cm}$

Losa superior

Se considera que la cisterna se encontrará ubicada en el estacionamiento vehicular, razón por la cual se deberá considerar este aspecto dentro del análisis de cargas.

Peso propio y sobrecarga vehicular.

$$\text{Peso propio} = 1.00 * 1.00 * 0.20 * 2400 \text{ Kg/m}^3 = 480 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{Sobrecarga vehicular} = 1.00 \text{ T/m}^2$$

Carga Viva.

$$\text{Carga viva} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

Carga de Servicio.

$$C \text{ Servicio} = 1630 \text{ Kg/m}^2.$$

Trabajando con la combinación de cargas recomendada por el NEC-11. Se tiene:

$$W_u = 1.4 * CM + 1.7 * CV = 1.4 * 1480 + 1.7 * 150 = 2.31 \text{ T/m}^2$$

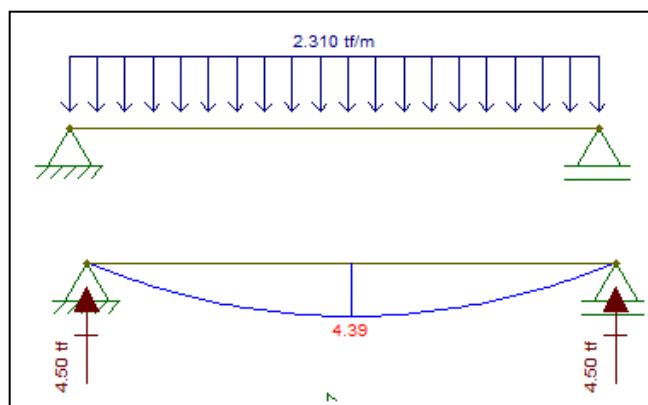


Figura 101: Diagrama de momentos en losa superior de cisterna.

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * B * d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * f'c * \phi * B * d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 100 * 17}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.31 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 210 * 100 * 17^2}} \right]$$

$$A_s = 3.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 100 * 17 = 3.06 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal.

Se colocará $1\phi 12\text{mm} @ 25\text{cm}$

Armadura de Temperatura.

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 100 * 17 = 3.06 \text{ cm}^2$$

Se colocará $1\phi 12\text{mm} @ 25\text{cm}$

En la Tabla 61 se muestra el diseño del tanque cisterna de una manera resumida.

Tabla 61: Armadura correspondiente al tanque cisterna.

DISEÑO DEL TANQUE CISTERNA		
Descripción	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal
Pantallas Laterales	$1\phi 12\text{mm} @ 25 \text{ cm}$	$1\phi 10\text{mm} @ 25 \text{ cm}$
Losa Inferior	$1\phi 14\text{mm} @ 25 \text{ cm}$	$1\phi 12\text{mm} @ 25 \text{ cm}$
Losa Superior	$1\phi 12\text{mm} @ 25 \text{ cm}$	$1\phi 10\text{mm} @ 25 \text{ cm}$

7.3.2 Sistema hidroneumático

El objetivo del sistema es el de suministrar el agua a los grifos dentro de presiones preestablecidas.

Alturas de bombeo

$$P_a = P_{\text{min}} = P_{\text{Conexión}} = \sum \text{Alturas Geométricas} + \text{Pérdidas de carga en la instalación (fricción, locales)} + \text{Presiones requeridas en el punto de servicio más desfavorable}$$

El volumen del tanque hidroneumático será de una capacidad igual a 245 litros. .

7.3.3 Redes de distribución

7.3.3.1 Tubería de agua potable

Ramificaciones.

Realizar el cálculo de las tuberías de agua potable es encontrar los diámetros que satisfagan el consumo. Para esto se deberá calcular en primer lugar los caudales (gastos) mínimos de los aparatos que funcionarán en cada una de las edificaciones como se muestra en la Tabla 62.

Tabla 62: Gastos mínimos en función de aparatos sanitarios

EDIFICIO PRINIPAL DE LA ESCUELA.			
CÁLCULO DEL CAUDAL POR PISO. (Lt/seg)			
PISO	APARATOS	CÁLCULO	Q (Lt/seg)
Piso 1	11 Inodoros	$11 \cdot (0.10) \cdot 0.75$	0.82
	8 Lavabos	$8 \cdot (0.10) \cdot 0.30$	0.24
	2 Urinarios	$2 \cdot (0.10) \cdot 1.00$	0.2
Q mínimo (Piso1)			1.26
PISO	APARATOS	CÁLCULO	Q (Lt/seg)
Piso 2	7 Inodoros	$7 \cdot (0.10) \cdot 0.75$	0.53
	6 Lavabos	$6 \cdot (0.10) \cdot 0.30$	0.18
	2 Urinarios	$2 \cdot (0.10) \cdot 1.00$	0.2
Q mínimo (Piso1)			0.91
EDIFICIO ADIMINISTRATIVO DE LA ESCUELA.			
CÁLCULO DEL CAUDAL POR PISO. (Lt/seg)			
PISO	APARATOS	CÁLCULO	Q (Lt/seg)
Piso 1	2 Inodoros	$2 \cdot (0.10) \cdot 0.75$	0.15
	2 Lavabos	$2 \cdot (0.10) \cdot 0.30$	0.06
	2 Lavaplatos	$2 \cdot (0.30) \cdot 1.00$	0.6
Q mínimo (Piso1)			0.81
PISO	APARATOS	CÁLCULO	Q (Lt/seg)
Piso 2	3 Inodoros	$3 \cdot (0.10) \cdot 0.75$	0.23
	3 Lavabos	$3 \cdot (0.10) \cdot 0.30$	0.09
Q mínimo (Piso1)			0.32
VIVIENDA DE CONSERJERÍA			
CÁLCULO DEL CAUDAL POR PISO. (Lt/seg)			
PISO	APARATOS	CÁLCULO	Q (Lt/seg)
	CONTINÚA	—————>	
Piso 1	1 Inodoro	$1 \cdot (0.10) \cdot 1.00$	0.1

1 Lavabo	1*(0.10)*1.00	0.1
1 Lavaplatos	2*(0.15)*1.00	0.15
1 Ducha	1*(0.10)*1.00	0.1
1 Lav. Ropa	1*(0.20)*1.00	0.2
2 LLM	2*(0.20)*1.00	0.4
Q mínimo (Piso1)		1.05

Los valores calculados anteriormente determinan el gasto (caudal), en cada uno de los pisos de las diferentes edificaciones que se encuentran en la escuela. A continuación en base a este parámetro se determinará los diámetros de las tuberías de agua potable como se muestra en la Tabla 63.

Tabla 63: Diámetro de tuberías de abastecimiento de agua potable por piso.

EDIFICIO PRINIPAL DE LA ESCUELA.					
TUBERÍAS DE AGUA POTABLE					
PISO	Q (Lt/seg)	V (m/seg)	Ø (in)	Ø (mm)	J
Piso 1	1.26	2.26	1"	25.4	0.42
Piso 2	0.91	2.86	1"	25.4	0.768

EDIFICIO ADMINISTRATIVO					
TUBERÍAS DE AGUA POTABLE					
PISO	Q (Lt/seg)	V (m/seg)	Ø (in)	Ø (mm)	J
Piso 1	0.81	2.703	1/2"	19.05	0.69
Piso 2	0.32	1.59	1/2"	0.36	0.768

VIVIENDA DE CONSERJERÍA					
TUBERÍAS DE AGUA POTABLE					
PISO	Q (Lt/seg)	V (m/seg)	Ø (in)	Ø (mm)	J
Piso 1	1.05	3.49	1/2"	19.05	1.09

Columna de agua

Para completar el diseño de las redes de distribución se deberá calcular el diámetro de la columna de agua en función del caudal máximo probable,

la misma que proporciona el abastecimiento a cada tubería por piso anteriormente calculada en las condiciones más desfavorables. Para el cálculo de los diámetros se deberá considerar las pérdidas por efecto de los accesorios. El diseño de la columna de agua para cada edificación de la escuela se muestra en la Tabla 64.

Tabla 64: Diámetro de tuberías de columna de agua.

CÁLCULO DE TUBERÍAS DE DISTRIBUCIÓN.										
CÁLCULO DE LA COLUMNA DE AGUA										
EDIFICIO PRINCIPAL DE LA ESCUELA.										
TRAMO	Q (Lt/seg)	% Simult	Qd (Lt/seg)	V (m/seg)	Ø (pulg)	J	L (m)	J*L	Σλ	Σλ + L
C2	0.91	1.00	0.91	2.86	1"	0.625	3.7	2.3125	0.335	2.65
C1	2.18	0.90	1.96	2.08	1"	0.164	3.7	0.6068	0.6	1.21
QMAX	3.09									
CÁLCULO DE LA COLUMNA DE AGUA										
EDIFICIO ADMINISTRATIVO										
TRAMO	Q (Lt/seg)	% Simult	Qd (Lt/seg)	V (m/seg)	Ø (pulg)	J	L (m)	J*L	Σλ	Σλ + L
C2	0.32	1.00	0.32	1.01	½	0.275	2.55	0.70125	0.032	0.73
C1	1.13	0.90	1.02	2.06	½	0.366	2.55	0.9333	0.029	0.96
QMAX	1.45									
CÁLCULO DE LA COLUMNA DE AGUA										
VIVIENDA DE CONSERJERÍA										
TRAMO	Q (Lt/seg)	% Simult	Qd (Lt/seg)	V (m/seg)	Ø (pulg)	J	L (m)	J*L	Σλ	Σλ + L
C1	1.05	1.00	1.05	2.223	½	0.497	2.4	1.1928	0.95	2.14
QMAX	1.05									

7.3.3.2 Tubería de desagüe

Las tuberías de desagüe tienen el objetivo de evacuar rápidamente las aguas servidas como las aguas lluvias por los caminos más cortos.

Derivaciones de Tuberías de desagüe

El cálculo de diámetro de las tuberías de desagüe está en función de las unidades de descarga de cada aparato sanitario en el interior de la edificación y de la clase de edificación que se tenga. En este caso se cuenta con un edificio escolar el cual califica en clase 3 debido a ser una edificación de uso público. De manera similar que en la red de agua potable se deberá calcular la tubería de desagüe por piso y después la columna de desagüe. En la Tabla 65 se indican los diámetros de la tubería de desagüe por piso.

Tabla 65: Diámetros de tubería de desagüe por piso.

DERIVACIONES			
EDIFICIO PRINCIPAL			
PISO	APARATOS	CÁLCULO	Q (Lt/seg)
Piso 1	5 Sumideros	5*3	15
	11 Inodoros	11*6	66
	8 Lavabos	8*2	16
	2 Urinarios	2*2	4
	Total de Unidades de Descarga		
Diámetro de Tubería (Clase 3)		110 mm	4%
PISO	APARATOS	CÁLCULO	Q (Lt/seg)
Piso 2	4 Sumideros	4*3	12
	7 Inodoros	7*6	42
	6 Lavabos	6*2	12
	2 Urinarios	2*2	4
	Total de Unidades de Descarga		
Diámetro de Tubería (Clase 3)		110 mm	2%

DERIVACIONES			
EDIFICIO ADMINISTRATIVO			
PISO	APARATOS	CÁLCULO	Q (Lt/seg)
Piso 1	4 Sumideros	4*3	12
	2 Inodoros	2*6	12
	2 Lavabos	2*2	4
	2 Lavaplatos	2*8	16
	Total de Unidades de Descarga		
Diámetro de Tubería (Clase 3)		110 mm	2%
Piso 2	2 Sumideros	2*3	6
	3 Inodoros	3*6	18
	3 Lavabos	3*2	6
	Total de Unidades de Descarga		
Diámetro de Tubería (Clase 3)		110 mm	4%

CONTINÚA →

DERIVACIONES			
VIVIENDA DE CONSERJERÍA			
PISO	APARATOS	CÁLCULO	Q (Lt/seg)
Piso 1	2 Sumideros	2*3	6
	1 Inodoros	1*6	6
	1 Lavabos	1*2	2
	1 Lavadora	1*2	2
	1 Ducha	1*3	3
	Total de Unidades de Descarga		
Diámetro de Tubería (Clase 3)		110 mm	2%

Derivaciones de aparatos sanitarios

Los diámetros correspondientes a las derivaciones de los aparatos sanitarios se indican en la Tabla 66.

Tabla 66: Diámetros de tubería de desagüe correspondiente las derivaciones de aparatos sanitarios.

DERIVACIONES DE APARATOS SANITARIOS	
APARATO.	DIÁMETRO (mm)
Lavamanos	50
Inodoro	110
Sumidero	50
Ducha	50
Fregadero	75

Columnas de desagüe

Para el cálculo del diámetro de las columnas de desagüe solo se deberá sumar las unidades de descarga de todos los ramales colectores de cada uno de los edificios de la escuela, como se muestra en la Tabla 67.

Tabla 67: Diámetros de tubería de desagüe correspondiente a las columnas de desagüe.

COLUMNAS DE DESAGUE	
EDIFICIO PRINCIPAL	
PISO	UNIDADES/ DESCARGA
Piso 1	101
Piso 2	70
Total de Unidades/Descarga	171
Diámetro de Tubería (Clase 3)	160mm

COLUMNAS DE DESAGUE	
EDIFICIO ADMINISTRATIVO	
PISO	UNIDADES/ DESCARGA
Piso 1	44
Piso 2	30
Total de Unidades/Descarga	74
Diámetro de Tubería (Clase 3)	110 mm

COLUMNAS DE DESAGUE	
VIVIENDA DE CONSERJERÍA	
PISO	UNIDADES/ DESCARGA
Piso 1	19
Total de Unidades/Descarga	19
Diámetro de Tubería (Clase 3)	110 mm

7.3.3.3 Red contra incendios

Columna de agua contra incendios

Es exclusiva y de hierro galvanizado cuyo diámetro será calculado en función de la bomba y del tanque hidroneumático y para obtener una presión mínima; en ningún caso el diámetro es menor a 63,5 mm (2½ pulg). Se extiende a todo lo alto del edificio con derivaciones en cada piso a las bocas para incendios y de impulsión.

7.3.4 Instalaciones Eléctricas


Para el diseño de las instalaciones eléctricas se deberá calcular la potencia requerida para cada una de las edificaciones de la escuela, en función de la demanda eléctrica por medio de los aparatos eléctricos que sean instalados.

Cada edificación que conforma la escuela está destinada a un uso específico y para cada una de ellas se ha establecido los aparatos eléctricos que se presentan en la Tabla 68.

Tabla 68: Aparatos eléctricos por piso en edificaciones (Escuela Antonio Gil).

EDIFICIO PRINCIPAL.				
PLANTA BAJA				
		W/ UNIDAD	N°	TOTAL
AULAS DE CLASE	Tomacorriente doble trifásico.	120	40	4800
	Lámpara fluorescente 40 w	80	30	2400
BATERÍA SANITARIA/H	Tomacorriente trifásico.	120	1	120
	Lámpara fluorescente 40 w	80	2	160
BATERÍA SANITARIA/M	Tomacorriente trifásico.	120	1	120
	Lámpara fluorescente 40 w	80	3	240
BATERÍA SANITARIA/E	Tomacorriente trifásico.	120	1	120
	Lámpara fluorescente 40 w	80	1	80
BATERÍA SANITARIA/PB	Tomacorriente trifásico.	120	2	240
	Lámpara fluorescente 40 w	80	2	160
Descanso de Escaleras	Lámpara fluorescente 40 w	80	1	80
Corredores	Lámpara fluorescente 40 w	80	5	400
TOTAL W EN PLANTA BAJA.				8920
CONTINÚA →				

PLANTA ALTA				
		W/ UNIDAD	N°	TOTAL
AULAS DE CLASE	Tomacorriente trifásico.	120	40	4800
	Lámpara fluorescente 40 w	80	30	2400
CENTRO DE CÓMPUTO	Computadora	500	25	12500
	Lámpara fluorescente 40 w	80	6	480
BATERÍA SANITARIA/H	Tomacorriente trifásico.	120	1	120
	Lámpara fluorescente 40 w	80	2	160
BATERÍA SANITARIA/M	Tomacorriente trifásico.	120	1	120
	Lámpara fluorescente 40 w	80	3	240
BATERÍA SANITARIA/E	Tomacorriente trifásico.	120	1	120
	Lámpara fluorescente 40 w	80	1	80
Corredores	Lámpara fluorescente 40 w	80	4	320
TOTAL W EN PLANTA BAJA.				21340

EDIFICIO ADMINISTRATIVO				
PLANTA BAJA				
		W/ UNIDAD	N°	TOTAL
COCINA	Cocina	8000	2	16000
	Horno Industrial	8000	1	8000
	Refrigeradora	250	1	250
	Lámpara fluorescente 40 w	80	2	160
COMEDOR	Tomacorriente trifásico.	120	4	480
	Lámpara fluorescente 40 w	80	2	160
BAÑOS	Tomacorriente trifásico.	120	2	240
	Lámpara fluorescente 40 w	80	2	160
TOTAL W EN PLANTA BAJA.				25450
PLANTA ALTA				
CONTINÚA 				

		W/ UNIDAD	N°	TOTAL
BAÑO DE MÉDICO	Tomacorriente trifásico.	120	1	120
	Lámpara fluorescente 40 w	80	1	80
CONSULTORIO	Computadora	500	1	500
	Lámpara fluorescente 40 w	80	1	80
	Tomacorriente trifásico.	120	1	120
SALA DE ESPERA	Tomacorriente trifásico.	120	2	240
	Lámpara fluorescente 40 w	80	1	80
SALA DE PROFESORES	Computadora	500	2	1000
	Lámpara fluorescente 40 w	80	1	80
	Tomacorriente trifásico.	120	2	240
DIRECCIÓN	Computadora	500	1	500
	Lámpara fluorescente 40 w	80	1	80
BAÑO DE MÉDICO	Tomacorriente trifásico.	120	2	240
	Lámpara fluorescente 40 w	80	2	160
TOTAL W EN PLANTA BAJA.				3520

VIVIENDA DE CONSERJERÍA				
PLANTA BAJA				
		W/ UNIDAD	N°	TOTAL
COCINA	Cocina	8000	1	8000
	Nevera	250	1	250
	Tostadora	150	1	150
	Cafetera	800	1	800
	Foco común de 30w	30	1	30
LAVANDERÍA	Lavadora de ropa	300	1	300
	Secadora de ropa	1600	1	1600
	Foco de pared 30w	30	2	60
CONTINÚA	→			

SALA-COMEDOR	Tomacorriente trifásico.	120	2	240
	Equipo de sonido	150	1	150
	Foco común de 30w	30	2	60
BAÑO				
	Tomacorriente trifásico.	120	1	120
	Foco común de 30w	30	1	30
	Ducha	1500	1	1500
DORMITORIO				
	Televisión	150	1	150
	Tomacorriente trifásico.	120	2	240
	Foco común de 30w	30	1	30
				13710

Obtenida la potencia requerida para cada una de las edificaciones se deberán formar circuitos de tomacorrientes, de iluminación de fuerza calculando así los diámetros de los conductores AWG, y el diámetro de la tubería. En la Tabla 69 se presenta el resumen del cálculo eléctrico para cada uno de los edificios que conforman la escuela.

De la manera similar que en el diseño arquitectónico se puede encontrar todo el diseño eléctrico e hidrosanitario en los planos correspondientes que se encuentran al final de este documento.

Tabla 69: Circuitos eléctricos en edificaciones escolares (Escuela Antonio Gil)

CIRCUITOS EN EDIFICIO PRINCIPAL						
CIRCUITO	ARTEFACTO	POTENCIA (W)	CORRIENTE (A)	BREAKER	CONDUCTOR	TUBERÍA
PRIMER PISO						
CIRCUITOS DE ILUMINACIÓN						
C1-IL	13 Lámparas	1040	8.67	2B 15A	3 N°14 AWG	Ø 1/2 "
C2-IL	10 Lámparas	800	6.67	2B 15A	3 N°14 AWG	Ø 1/2 "
C3-IL	13 Lámparas	1040	8.67	2B 15A	3 N°14 AWG	Ø 1/2 "
C4-IL	8 Lámparas	640	5.33	2B 15A	3 N°14 AWG	Ø 1/2 "
CIRCUITOS DE TOMACORRIENTES						
C1-TR	16 Tomacorrientes	1920	16	2B 20A	3 N°12 AWG	Ø 1/2 "
C2-TR	5 Tomacorrientes	600	5	2B 15A	3 N°12 AWG	Ø 1/2 "
CONTINÚA		→				

C3-TR	16 Tomacorrientes	1920	16	2B 20A	3 N°12 AWG	Ø 1/2 "
C4-TR	8 Tomacorrientes	960	8	2B 15A	3 N°12 AWG	Ø 1/2 "
CIRCUITOS EN EDIFICIO PRINCIPAL						
CIRCUITO	ARTEFACTO	POTENCIA (W)	CORRIENTE (A)	BREAKE R	CONDUCTO R	TUBER ÍA
SEGUNDO PISO						
CIRCUITOS DE ILUMINACIÓN						
C1-IL	13 Lámparas	1040	8.67	2B 15A	3 N°14 AWG	Ø 1/2 "
C2-IL	7 Lámparas	560	4.67	2B 15A	3 N°14 AWG	Ø 1/2 "
C3-IL	13 Lámparas	1040	8.67	2B 15A	3 N°14 AWG	Ø 1/2 "
C4-IL	13 Lámparas	1040	8.67	2B 15A	3 N°14 AWG	Ø 1/2 "
CIRCUTOS DE TOMACORRIENTES						
C1-TR	16 Tomacorrientes	1920	16	2B 20A	3 N°12 AWG	Ø 1/2 "
C2-TR	3 Tomacorrientes	360	3	2B 15A	3 N°12 AWG	Ø 1/2 "
C3-TR	25 Ordenadores	12500	104.17	2B 110A	3 N°1 AWG	Ø 1 1/2 "
C4-TR	16 Tomacorrientes	1920	16	2B 20A	3 N°12 AWG	Ø 1/2 "
C5-TR	8 Tomacorrientes	960	8	2B 15A	3 N°12 AWG	Ø 1/2 "

CIRCUITOS EN EDIFICIO ADMINISTRATIVO.						
CIRCUIT O	ARTEFACTO	POTENCIA (W)	CORRIENTE (A)	BREAKE R	CONDUCTOR	TUB ERÍA
C-1	Cocina	16000	72.73	2B 70 A	3 N° 4 AWG	Ø 1/4"
C-2	Horno Industrial	8000	36.36	2B 40 A	3N° 8 AWG	Ø 1"
C-3	6 Tomac.+ 1 Refrigerador	970	8.08	2B 15 A	3 N° 12 AWG	Ø 1/2"
C-4	6 Lámparas	720	6.00	2B 15 A	3 N° 14 AWG	Ø 1/2"
C-5	8 Tomacorrientes	960.00	8.00	2B 15 A	3 N° 12 AWG	Ø 1/2"
C-6	4 Computadoras	2000.00	16.67	2B 20 A	3N° 12 AWG	Ø 1/2"
C-7	7 Lámparas	840.00	7.00	2B 15 A	3 N° 14 AWG	Ø 1/2"
CIRCUITOS VIVIENDA DE CONSERJE						
C-1	Cocina	8000	36.36	2B 40 A	3N° 8 AWG	Ø 1"
C-2	Secadora (Ropa)+ Lavadora (Ropa)	1900	8.64	2B 15 A	3 N° 12 AWG	Ø 1/2"
C-3	Ducha	1500	12.50	2B 15 A	3 N° 12 AWG	Ø 1/2"
C-4	7 Lámparas	210	1.75	2B 15 A	3 N° 14 AWG	Ø 1/
C-5	1 CAF+1TOS+1NEV	1200.00	10.00	2B 15 A	3 N° 12 AWG	Ø 1/2"
C-6	1TV+1RADIO+ 5 Tomacorrientes	900.00	7.50	2B 20 A	3N° 12 AWG	Ø 1/2"

7.4 DISEÑO DE LA VISERA DEL GRADERÍO

El graderío de la escuela ubicado en la cancha de uso múltiple cubrirá un área de 27.75 m². En la Figura 102 se muestra las dimensiones que se adoptarán para la construcción correspondiente a la visera de graderío.

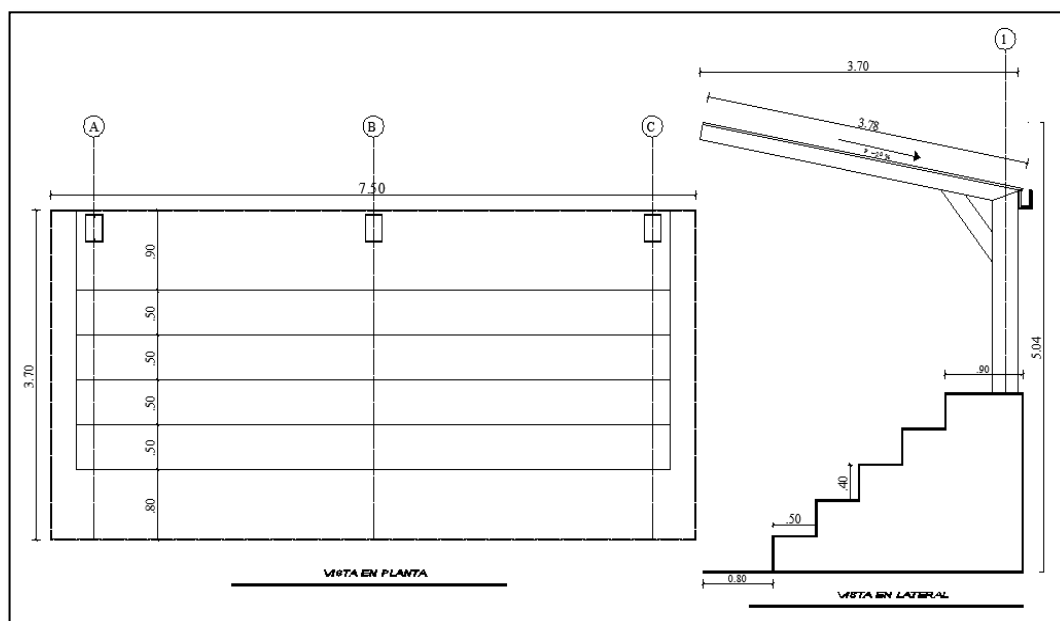


Figura 102: Diseño arquitectónico de visera de graderío.

Materiales a utilizarse

En el caso de la visera se utilizará perfiles conformados en frío para elementos estructurales correspondientes a vigas, correas y columnas. El sistema de techo que se adoptará será eternit.

7.4.1 Predimensionamiento

La etapa de predimensionamiento consistirá en adoptar las secciones más apropiadas para los elementos vigas y columnas como se ha explicado a lo largo del proyecto.

Para empezar con esta etapa y en base al diseño arquitectónico mostrado anteriormente esta estructura estará soportada por tres columnas metálicas las cuales estarán sujetas a columnas de hormigón armado.

La distribución y el número de correas dependerán del material de techado que será utilizado. En este caso para el eternit se tendrá una separación entre apoyos de 1630 mm y una pendiente del 20% por lo cual se tendrá:

$$N^{\circ} \text{Correas} = \frac{3780}{1630} = 2.32$$

2 Correas a 1630 mm

1 Correa a 520 mm

Determinación de las cargas (NEC11, 2011).

Las cargas que intervendrán dentro de este análisis serán la carga viva, carga muerta, carga de viento, carga por sismo y carga por granizo. Las cuales se indican en la Tabla 70.

Tabla 70: Análisis de cargas (Visera de graderío).

ANÁLISIS DE CARGAS (VISERA DE GRADERÍO)		
CARGA MUERTA		
Peso propio de la estructura	20.00	Kg/m ²
Peso del material de cubierta (Eternit)	8.00	Kg/m ²
Peso de instalaciones	7.00	Kg/m ²
Total de Carga Muerta (CM)	35.00	Kg/m²
CARGA VIVA		
Carga viva (NEC-11)	25.00	Kg/m ²
Carga de ceniza (NEC-11)		
Ce= 14000 Kg/m ³ *0.06m=72.5 Kg/m ²	72.5	Kg/m ²
Total de Carga Viva (CV)	97.50	Kg/m²

CARGA POR SISMO

Se considerará la carga reactiva W para determinar la fuerza sísmica.

$$W1 = (\text{Carga Muerta (D)} + 25\% \text{ Carga Viva (L)}) * 0.16$$

$$W1 = (35.00 + (97.50 * 0.25)) * 0.16 \dots \dots \dots \mathbf{9.50 \text{ Kg/m}^2}$$

CARGA DE VIENTO

La carga debido a la influencia del viento se obtiene mediante la siguiente expresión, y se han adoptado los siguientes valores.

$$P = \frac{1}{2} \rho v_b^2 * c_e * c_f$$

P: Presión de cálculo expresada en N/m² (Transformar unidades a Kg/m²)

ρ : densidad del aire en Kg/m³ 1.25 Kg/m³

v_b : Velocidad básica del viento 33.33 m/s (120 Km/h)

c_e : coeficiente de entorno altura 1.167

c_f : coeficiente de forma 0.8

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 \text{ Kg/m}^3 * (33.33 \text{ m/seg})^2 * 1.167 * 0.8 \dots \dots \dots \mathbf{64.82 \text{ Kg/m}^2}$$

7.4.2 Diseño Estructural

Con todos los parámetros obtenidos en el predimensionamiento podemos modelar la estructura correspondiente a la visera del graderío en el programa SAP2000, de manera similar como se ha indicado en el capítulo anterior (Figura). Es importante mencionar que se deberá cumplir con todas las normas correspondientes al NEC-11. En la Tabla 71 se muestran las secciones de elementos conformados en frío que se utilizarán para la construcción de la visera.

Tabla 71: Secciones conformadas para visera de graderío

SECCIONES LAMINADAS EN FRÍO				
VISERA DE GRADERÍO (ESCUELA)				
COLMNAS METÁLICAS				
SECCIÓN	a (mm)	b (mm)	c (mm)	d (mm)
2C	300	100	30	4
VIGAS METÁLICA				
SECCIÓN	a (mm)	b (mm)	c (mm)	d (mm)
C	200	75	25	4
CORREAS METÁLICAS				
C	150	50	15	3

CAPÍTULO VIII

ANÁLISIS ADMINISTRATIVO DEL PROYECTO

Terminado el diseño estructural de todo el proyecto se deberá realizar el respectivo análisis administrativo, esto implica la realización del presupuesto referencial así como también el cronograma de actividades y el procedimiento constructivo que se deberá seguir para la respectiva ejecución.

8.1 PRESUPUESTO REFERENCIAL

Corresponde a una estimación del precio total del proyecto, el cual es obtenido a través del análisis de cada uno de los rubros que se encuentran involucrados para lo cual se deberá realizar un análisis de precios unitarios (APU).

Dentro de un proyecto es muy importante realizar un presupuesto referencial, pues este nos permitirá minimizar el riesgo de las operaciones, mantener el plan de operaciones en límites razonables, la oportuna designación del capital a ser utilizado y evitar las duplicaciones de tareas; aspectos que evitarán costos innecesarios y mala utilización de los recursos.

8.1.1 Análisis de precios unitarios (APU)

Para cada rubro es una estimación del precio correspondiente a una unidad del rubro analizado, dentro de este análisis intervienen dos parámetros: los costos directos y los costos indirectos.

Costos Directos: Se refiere a la cantidad material, mano de obra, equipo y transporte que se requiere para realizar una unidad del rubro correspondiente.

Costos Indirectos: Son considerados como costos indirectos a los gastos operativos, de utilidades, costos financieros, seguros, transportación de personal de trabajo, etc. Este se lo expresa mediante un porcentaje el mismo

que se lo adiciona a los costos directos del proyecto; para este proyecto se trabajará con el 20% del costo directo.

A continuación se presenta el procedimiento que se deberá seguir para realizar el presupuesto referencial del proyecto.

- Como primer paso se deberá cuantificar las cantidades de cada rubro, es decir obtener los volúmenes de obra esta proceso se lo realiza a través de los planos de diseño.

PROEXCEL

Para realizar el presupuesto referencial, así como también el análisis de precios unitarios como herramienta se utilizará el programa Proexcel de la Cámara de la Industria de la construcción (CAMICON). Este programa permite generar los diferentes precios unitarios que se requieran para el proyecto.

Forma de uso del programa

Para poder manejar este programa es importante que se entienda como realizar un análisis de precios unitarios y todos los factores que en este intervienen. Después de este paso solamente consistirá en asignar los diferentes parámetros necesarios para obtener un APU.

Para explicar el análisis de precios unitarios se presenta el ejemplo correspondiente a Hormigón en losa $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$ $e=11\text{cm}$, el cual se colocará sobre el Deck metálico en este caso para los costos directos se tendrá:

Materiales: Se refiere a la cantidad de materiales que se necesitan para obtener 1m^3 de hormigón.

Para la elaboración del hormigón se conoce que los materiales que se necesitarán serán: cemento, arena, ripio, agua, aditivos, estos se los mezclará conforme a una dosificación al peso o volumen; sin embargo es importante mencionar que esta dosificación dependerá en primer lugar de la resistencia del hormigón que se requiera, así como también de las propiedades de los materiales puesto que cada material dependiendo de su procedencia tendrá sus propias características. De esta forma es importante mencionar que los materiales serán adquiridos de la cantera de Pintac, y conforme las propiedades (contenido de humedad, densidad aparente seca y compactada, granulometría, módulo de finura, tamaño máximo del agregado), se ha establecido una dosificación 1:2:3 para una resistencia de $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$. Con esta explicación se calculará la cantidad de material de la siguiente manera.

Dosificación 1 : 2 : 3, A/C = 0.49

$$\text{Cemento: } \frac{1}{6} * 1.00 \text{ m}^3 * 3.14 \frac{T}{\text{m}^3} = 0.52 * 1000 = 523.33 \text{ Kg} = 10.46$$

$$\text{Arena: } \frac{1}{3} * 1.00 \text{ m}^3 = 0.33 \text{ m}^3$$

$$\text{Ripio: } \frac{1}{2} * 1.00 \text{ m}^3 = 0.50 \text{ m}^3$$

$$\text{Agua} = 0.49 * 523.33 = 256.43 \text{ Kg} = 256.42 \text{ dm}^3 = 0.26 \text{ m}^3$$

MATERIALES PARA 1m3 DE HORMIGÓN		
CEMENTO	10.46	sacos
ARENA	0.33	m3
RIPIO	0.50	m3
AGUA	0.26	m3

Para el rubro que se está analizando se debe considerar que el hormigón no va a ser preparado en obra, sino que este será un hormigón premezclado listo para su vertido en el deck metálico, sin embargo fue un procedimiento indicativo para mostrar como es el procedimiento de cálculo del material. De forma similar será para todos siempre considerando que es la cantidad de material que se necesita para elaborar 1 unidad del rubro.

Mano de Obra: Representa la cantidad de personas necesarias para la construcción de una unidad del rubro.

El costo de esta se lo obtiene mediante el salario nominal que es un valor teórico del cual se parte para determinar el salario real, multiplicando al valor nominal por un factor de tiempo, influenciado por los días del año que no se trabaja y por un factor de costo, determinado por pagos adicionales al trabajador. Las tarifas se las obtiene clasificadas en estructuras ocupacionales de acuerdo a lo especificado en la Contraloría General del Estado.

Para cada uno de los rubros existe un grupo de trabajo que realiza esta actividad; este grupo puede variar dependiendo la experiencia del profesional encargado de la ejecución del proyecto. Para cada grupo que realizará la actividad se establece un rendimiento en horas/unidad, como se muestra en la Tabla 72.

Tabla 72: Rendimiento por unidad del rubro analizado.

ANÁLISIS DE LA MANO DE OBRA		
RUBRO: Hormigón en Losa $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$		
GRUPO IDEAL DE TRABAJO		
6P+2A+1MO		
Rendimiento por Jornada	7.00	m^3
Rendimiento por Hora	0.88	m^3/h
Rendimiento con respecto a la unidad del rubro.	1.14	h/m^3

Equipo: Se refiere a la maquinaria que se utilizará para la realización del rubro.

- El equipo que se utilizará podrá ser propio o alquilado. Si el equipo es propio se deberán considerar los gastos fijos que corresponde al pago si este funciona o no funciona (Interés, depreciaciones) y los gastos de operación que corresponden a gastos cuando la maquinaria esté en funcionamiento (combustible, lubricante, llantas, operarios)

- b) Si el equipo no es propio, se asume costos de operación y costos de mano de obra.

Siempre se deberá adoptar un porcentaje para la herramienta menor el cual por recomendaciones se trabajará con el 5% de la mano de obra de cada rubro.

El equipo utilizado para este rubro será: Herramienta menor, bomba de hormigón utilizada para verter el hormigón sobre el deck metálico y vibrador.

Transporte: Es un parámetro que se considera dependiendo del rubro que se esté analizando, para este se tomará el mismo criterio que se explicó para el equipo.

Para este rubro el transporte será el mixer de hormigón el mismo que ya está incluido en el precio del hormigón premezclado para este caso en particular.

GENERACIÓN DEL APU

Una vez terminado el análisis de los parámetros que interviene en el APU, se deberá realizar el siguiente procedimiento:

- Crear un nuevo rubro con el nombre y la unidad correspondiente.
- Se deberán ingresar los materiales, mano de obra y equipo de acuerdo con las consideraciones explicadas anteriormente.
- En caso de que se requiera cambiar los precios de los materiales o mano de obra se deberá hacerlo en la base de datos del programa.

En la Figura 103 se muestra la asignación de cada uno de los componentes correspondientes al análisis de precios unitarios de la losa de hormigón $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$.

Análisis de Precios Unitarios											
Nueva Copiar Grabar Grabar Base Insertar Cancelar Imprimir Materiales Equipo Man. Obra Transporte Rubro Eliminar Σ Ocultar Salir											
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS											
CODIGO:		510338			CODIGO ALTERNO:		...		RENDIMIENTO:		1.1400 Horas/m3
DESCRIPCION:		Losa de hormigón f'c=210 Kg/cm2. e=11cm.			C. DIRECTO:		130.60		100		
UNIDAD:		m3			C. INDIRECTO:		20.00%		26.12		
ESPECIFICACION					C. TOTAL:		156.72				
EQUIPO											
CODIGO	DESCRIPCION	% M.O.	UNIDAD	TARIFA	CANTIDAD	REND.	TOTAL				
200001	Herramienta menor	5	Hora	0.20	1.00	1.1400	1.56	1.190			
200013	Vibrador		Hora	1.00	1.00	1.1400	1.14	0.870			
200049	Bomba para hormigon		Hora	5.89	1.00	1.1400	6.71	5.140			
							TOTAL EQUIPO (A)	9.41	7.200		
MANO DE OBRA											
CODIGO	DESCRIPCION		UNIDAD	S.R.H.	CANTIDAD	REND.	TOTAL				
400001	Peón		Hora	3.01	6.00	1.1400	20.59	15.770			
400003	Albañil		Hora	3.05	2.00	1.1400	6.95	5.320			
400004	Maestro de obra		Hora	3.21	1.00	1.1400	3.66	2.800			
							TOTAL MANO DE OBRA (B)	31.20	23.890		
MATERIALES											
CODIGO	DESCRIPCION		UNIDAD		CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL				
100253	HORMIGON PREMEZCLADO F'c=210KG/CM2		m3		1.0100	89.10	89.99	68.910			
							TOTAL MATERIALES	89.99	68.910		
TRANSPORTE											
CODIGO	DESCRIPCION		UNIDAD	TARIFA	CANTIDAD	DISTANCIA	TOTAL				
							TOTAL TRANSPORTE	0.00	0.000		

Figura 103: Análisis de precios unitarios en programa Proexcel.

Fuente: APU obtenido en Proexcel.

El procedimiento se repite para cada uno de los diferentes rubros que conforman el proyecto. La asignación de cada uno de los parámetros que intervienen dentro de este análisis dependerá del criterio del responsable a cargo el mismo que en este caso se ha obtenido a través de visitas a obras de construcción, criterios de profesionales y referencias de los informes proporcionados por la Cámara de la Construcción. Sin embargo el análisis definitivo dependerá solamente del responsable del proyecto.

Una vez concluido el respectivo análisis de precios unitarios, en la Tabla 73 se muestra el resumen del costo de cada edificación que conforma la escuela Antonio Gil clasificado por capítulos; y en la Figura 104, se muestra la relación que existe entre los precios de cada una de las actividades que se realizarán en el proyecto.

Tabla 73: Desglose de precios por capítulos, en escuela Antonio Gil.

PRESUPUESTO REFERENCIAL DE LE ESCUELA ANTONIO GIL					
ACTIVIDADES	EDIFICIO PRINCIPAL Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	EDIFICIO ADMINISTRATIVO	VIVIENDA DEL CONSERJE	VISERA	ACTIVIDADES
DERROCAMIENTO Y OBRAS PRELIMINARES	8,681.00	1,680.17			10,361.17
MOVIMIENTO DE TIERRAS	10,966.28	259.27	590.63	209.34	12,025.52
ESTRUCTURA	114,489.14	274.42	6,405.75	3,891.90	125,061.21
ESTRUCTURA METÁLICA	542,040.27		14,171.23	1,512.45	557,723.95
MAMPOSTERÍA	21,837.66	3,337.13	1,691.21		26,866.00
ENLUCIDOS	37,559.69	6,121.66	4,062.16		47,743.51
PISOS	11,407.95		435.83		11,843.78
CARPINTERÍA METÁLICA	44,163.83	3,813.78	2,970.79		50,948.40
INSTALACIONES ELÉCTICAS	8,736.01	1,996.33	1,029.65		11,761.99
INSTALACIONES HIDROSANITARIAS	11,620.36	3,612.09	1,968.20		17,200.65
INSTALACIONES DE VOZ Y DATOS	62.82	739.22	31.53		833.57
ACABADOS	38,581.81	7,639.19	2,266.50		48,487.50
OBRAS EXTERORES	1,369.95	461.23	152.93	41.9	2,026.01
COSTO TOTAL	851,516.77	29,934.49	35,776.41	5,655.59	922,883.26

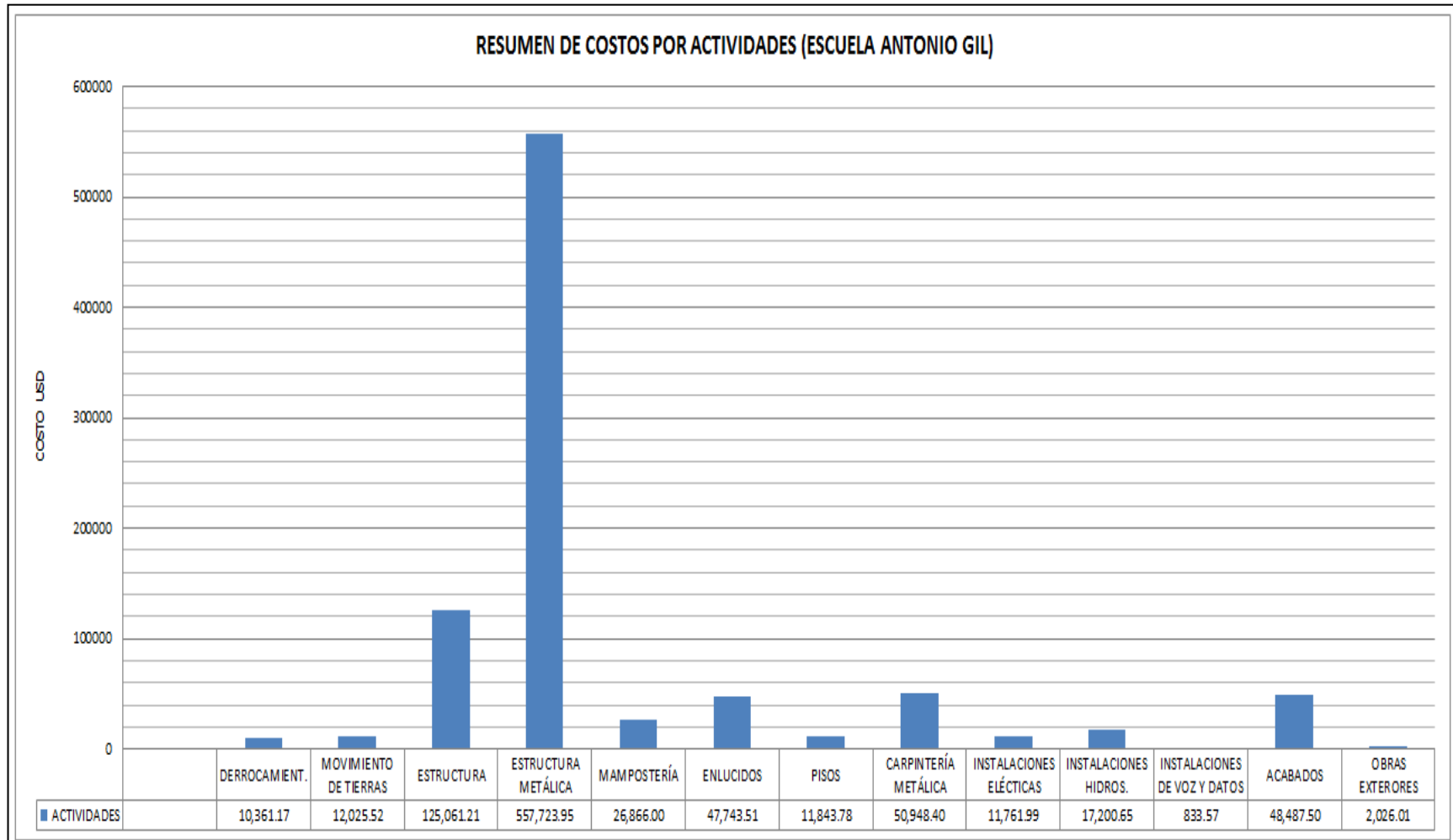


Figura 104: Costos de las diferentes actividades realizadas en el proyecto.

Esto concluye la etapa del presupuesto referencial del proyecto correspondiente a la escuela Antonio Gil, el mismo que de una forma resumida se presenta en la Tabla 74. Es importante mencionar que este presupuesto es referencial no representa el costo definitivo, en toda obra civil siempre se presentarán imprevistos durante la ejecución del proyecto pero este costo es muy cercano a la realidad el cual proporciona un enfoque bastante claro del costo final de la obra.

El desglose del presupuesto para cada una de las obras que serán realizadas en la escuela Antonio Gil se puede encontrar en el Anexo 16 (Ver en el CD).

Tabla 74: Presupuesto referencial (Escuela Antonio Gil).

PRESUPUESTO REFERENCIAL			
ESCUELA ANTONIO GIL			
DESCRIPCIÓN	PRECIO REFERENCIAL (USD)	AREA DE CONSTRUCCIÓN (m2)	COSTO/m2
EDIFICIO PRINCIPAL DE LA ESCUELA Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	\$ 851,516.77	1613.25	\$ 527.83
REMODELACIÓN DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO	\$ 29,934.49	284.14	\$ 105.35
VIVIENDA DE CONSERJE	\$ 35,776.41	83.86	\$ 426.62
VISERA DE GRADERÍO	\$ 5,655.58	27.75	\$ 203.80
COSTO TOTAL DEL PROYECTO	\$ 922,883.25	2009.00	\$ 459.37

8.2 CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

8.2.1 Procedimiento constructivo

La determinación de cómo y en qué tiempo ejecutar cada una de las actividades del proyecto dependerá de muchas variables como las condiciones del terreno, la importancia de la estructura que se construirá, los recursos económicos con los que se disponga en ese momento, disposición del material de trabajo, el plazo de entrega, las condiciones climáticas entre otras. Todas estas deberán ser estudiadas y analizadas por el profesional a cargo por lo cual resulta muy conveniente desarrollar una planificación de la

secuencia que se deberá seguir para realizar el proyecto de una forma correcta. En el presente proyecto se plantea la siguiente forma de trabajo.

Desmontaje de la estructura

En primer lugar se comenzará con el derrocamiento y desmontaje de la estructura existente en la escuela mediante la siguiente secuencia: Retiro de cerámica y planchas de cubierta, desmontaje de puertas y ventanas, derrocamiento de mampostería, desmontaje de perfilería conformada en frío.

Movimiento de tierras

En el presente proyecto se tiene previsto realizar cortes y rellenos con el objetivo de formar una plataforma donde se implantará la estructura de la escuela empleando la maquinaria adecuada para ejecutar esta actividad.

Cimentación

La cimentación de la estructura es una de las partes más importante de toda la construcción del proyecto, sobre esta quedará asentada la infraestructura; es importante seguir cuidadosamente lo establecido en las especificaciones técnicas.

Estructura Metálica

El material empleado para la construcción de la escuela será perfilería metálica laminada en caliente, se trabajará con perfiles disponibles en el mercado nacional que se entregarán listos para su montaje. El procedimiento de construcción comenzará con la colocación de las columnas metálicas en las placas de apoyo realizando el procedimiento de suelda respectivo. Posteriormente se colocarán las vigas principales y secundarias que serán unidas por las respectivas conexiones. Finalmente se montará en Deck metálico con la colocación de los conectores de corte y la malla electrosoldada lo cual dejará listo para el tendido del hormigón sobre la losa.

Instalaciones Eléctricas y Sanitarias

De acuerdo con las especificaciones técnicas se dispondrá a la colocación de las respectivas instalaciones eléctricas y sanitarias que recorrerán toda la estructura. El procedimiento constructivo de las instalaciones eléctricas e hidrosanitarias se lo realizará en dos etapas. La primera corresponderá a las acometidas que serán instaladas antes de fundir el hormigón sobre el Deck metálico; y la segunda etapa que corresponde a la colocación de los puntos de agua fría, caliente, puntos de desagüe, puntos de iluminación y las lámparas fluorescentes.

Hormigón en losa

Una vez terminada la colocación del Deck metálico y sus respectivos componentes se procederá al vaciado del concreto. Se tendrá previsto utilizar hormigón premezclado de una resistencia $f'c=210$ Kg/cm², para el cual se deberá utilizar una bomba de hormigón agilitando el trabajo. Inmediatamente después de este proceso se procederá a realizar el respectivo alisado.

Mampostería

Una vez terminada la fase anterior se puede empezar la construcción de la mampostería interior y exterior como se indican en los respectivos planos; para después proceder con la fase de enlucidos y empastados.

Carpintería metálica

Para este proyecto la perfilería metálica una parte será colocada al mismo tiempo en que se está realizando los trabajos de mampostería. El resto el cual corresponde a ventanas y cielo raso será realizado al terminar los trabajos de enlucido y empastado.

Acabados

Al momento de que se cuente con toda la obra muerta finalizada, se podrán colocar los acabados en la estructura. Finalmente se deberá realizar el trabajo de limpieza final para realizar la respectiva entrega del proyecto.

Este ha sido la explicación del procedimiento constructivo del proyecto de una forma bastante general, sin embargo todas las actividades que se ejecuten durante el proyecto deberán realizarse bajo una las especificaciones técnicas que debe de contar cada proyecto de construcción.

8.2.2 Especificaciones Técnicas

Todo el procedimiento constructivo enunciado anteriormente fue expuesto de una manera muy general, para cada uno de los rubros que se realicen durante la ejecución del proyecto deberá cumplir con normas, parámetros y procedimientos para que este pueda ser realizado correctamente; razón por la cual se deberá establecer las respectivas especificaciones técnicas, las mismas que deberá cumplirse estrictamente.

Las especificaciones técnicas nos indican las actividades que deberán realizarse antes, durante y después de la ejecución del proyecto así como también los materiales que serán empleados la mano de obra especializada, elaboración de diferentes estudios, fabricación de equipos, etc. para llevar a cabo cada actividad.

Las especificaciones técnicas para los proyectos de ingeniería forman una parte fundamental del proyecto las mismas que son complementadas con los respectivos planos de diseño. Las especificaciones técnicas del presente proyecto se pueden encontrar en el Anexo 18 (Ver en el CD).

8.2.3 Programación del proyecto

Realizar un cronograma de actividades es muy importante dentro del desarrollo de un proyecto, este nos mostrará el tiempo en que cada una de ellas deberá ser ejecutada, así como también el costo que representan.

Para este caso se utilizará los diagramas de Gantt, y Pert-CPM, como cronogramas de actividades los cuales muestran la relación que existe entre el costo y tiempo.

Para cualquier método que se utilice se deberá seguir una secuencia, es decir establecer el orden en que deben ser dispuestas las diferentes actividades de un proyecto y, el cual será determinado en función de las interrelaciones entre las distintas actividades.

Para esto se sugiere hacer una lista de actividades que intervendrán en el mismo, y se determina su relación o secuencia existente entre ellas, en base a los siguientes parámetros:

- Qué actividad o actividades preceden inmediatamente a ésta
- Qué actividad o actividades deben seguir inmediatamente a ésta
- Qué actividad o actividades pueden ser simultáneas a ésta

8.2.3.1 Diagrama de Gantt

Consiste en un sistema gráfico de planeación, programación, ejecución y control de actividades. Y tiene como objetivo representar en un mismo espacio lo planeado y lo que se realiza de un proyecto o de un conjunto de actividades. Este diagrama trabaja con dos factores que son:

- La actividad.
- El tiempo.

Es decir que trata de representar en el tiempo las actividades que se van realizando dentro de un proyecto. Para el trazado de este diagrama se utilizan barras horizontales como se muestra en la Cuadro 9, en el cual se representa la secuencia de actividades a realizarse en el edificio principal de la escuela.

Cuadro 9: Cronograma de actividades (Edificio Principal).

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES (EDIFICIO PRINCIPAL).																			
ACTIVIDADES	TIEMPO EN SEMANAS																		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
DERROCAMIENTO	■	■																	
MOVIMIENTO DE TIERRAS		■	■	■															
ESTRUCTURA				■	■	■	■	■		■									
ESTRUCTURA METÁLICA					■		■	■											
MAMPOSTERÍA							■		■	■	■								
ENLUCIDOS												■	■	■					
PISOS										■									
CARPINTERÍA METÁLICA								■	■					■	■	■		■	
INSTALACIONES ELÉCTRICAS									■	■	■					■	■		
INSTALACIONES HIDROS.				■		■				■	■							■	■
INSTALACIONES DE VOZ Y DATOS										■									
ACABADOS																	■	■	■
OBRAS EXTERIORES																			■

Trazado del gráfico

Antes de comenzar a trazar el diagrama de Gantt, se deberá contar con un plan de trabajo el cual tenga las siguientes características:

- No existan líneas que se cruzan
- Todas las actividades avanzan en función del tiempo, de izquierda a derecha.
- Debe ser tan claro, que pueda comprender y emplearlo no sólo el autor, sino también sus subordinados y superiores.

Los respectivos diagramas de Gantt correspondientes a las obras a ser ejecutadas sobre le escuela se puede apreciar en el Tomo II del presente proyecto.

8.2.3.2 Diagrama de PERT-CPM

El diagrama de Pert-CPM, de manera similar que el Gantt nos permite realizar una planeación y control de las actividades que se irán realizando

dentro de un proyecto. En este se utilizan los siguientes parámetros: (operación, actividad y evento).

Operación:

Es el conjunto de todas las actividades que conforman el proyecto.

Actividad:

Es cada una de las partes en que se divide el proyecto, en donde se encontrará involucrada la mano de obra, materiales y equipo. Dentro del diagrama de Pert-CPM, las actividades deberán tener las siguientes características.

- Deberá ser representada por medio de una flecha.
- Una actividad debe unir dos eventos consecutivos en el diagrama PERT.

Actividad ficticia

Las actividades ficticias, llamadas también, virtuales, simuladas, fantasmas, artificiales son aquellas que no demandan tiempo, ni recursos y son utilizadas en la diagramación, para expresar conexión y así poder conservar la unidad secuencial del proyecto y continuar con la lógica del sistema.

Evento:

Es el comienzo o fin de una actividad, pero no su ejecución propiamente. Para elaborar un diagrama de Pert-CPM se propone el siguiente procedimiento:

Elaborar una lista de actividades que componen el proyecto

La lista anterior, clasificarla en dos columnas: una señalando las actividades precedentes y otra indicando las subsiguientes, por cada actividad de la lista original.

Realizar el diagrama en base de los datos anteriores teniendo en cuenta la relación o secuencia de las actividades y recordando que:

- El diagrama deberá empezar en un solo evento y terminar únicamente en otro.
- Que los demás eventos deberán estar conectados por lo menos a una actividad en la cual empiecen y a otra en las cuales terminen.
- Que se haga uso oportuno de las actividades ficticias.
Numerar los eventos recordando que, tal numeración sea creciente a partir del evento inicial.

Una última etapa de la diagramación PERT-CPM, sería la revisión, para corregir posibles errores o mejorar el trazo del diagrama.

8.2.4 Análisis del tiempo de Ejecución

El tiempo dentro de un proyecto de construcción es un factor muy importante, cumplir con los plazos establecidos para la entrega y finalización del mismo dependerá de la programación que se haya realizado. Para el análisis del tiempo se deberá tener en cuenta los siguientes criterios:

El tiempo más temprano: Tiempo en el que puede empezar o terminar una actividad, es el menor tiempo posible dentro del cual, el evento puede ser alcanzado (o puede ocurrir). Es el tiempo ruta asociado con la ruta más larga.

El tiempo más tarde Tiempo en el que puede empezar y terminar una actividad, es el tiempo máximo permitido para que un evento ocurra sin comprometer el término de un trabajo.

8.2.4.1 Holguras

Holgura total (HT): Es el mayor tiempo disponible, cuando la actividad ha empezado en el tiempo más temprano, bajo la hipótesis de que las siguientes actividades pueden comenzar en el tiempo más tarde.

Holgura Libre (HL): Es el tiempo adicional disponible, en el supuesto de que las actividades se han programado para iniciar en sus tiempos más temprano.

Holgura Independiente (HI): Es el período disponible, si la actividad inició en su tiempo más tarde, bajo el supuesto que las siguientes actividades puedan comenzar en su tiempo más temprano.

Holgura Dependiente (HD): Es aquel tiempo disponible, si todas las actividades anteriores consumieron sus holguras y por tanto el evento inicial ocurrió en su tiempo más tarde y la siguiente actividad pueda comenzar en su tiempo más tarde.

8.2.4.2 Ruta crítica

La ruta crítica es la secuencia de actividades de la red de un proyecto con la mayor duración entre ellos, determinando el tiempo más corto en el que es posible completar el proyecto. La ruta crítica determina la duración del proyecto entero. Cualquier retraso en un elemento de la ruta crítica afecta a la fecha de término planteada, puesto que no hay holgura en la ruta crítica.

Los diagramas de Pert- CPM correspondientes a las edificaciones sobre la escuela Antonio Gil, se encuentran en la sección de Anexos (Ver en el CD) al final de este documento.

En la Tabla 75 se muestra un resumen del tiempo programado para cada una de las obras a ser realizadas en la escuela Antonio Gil.

Tabla 75: Tiempo programado para la construcción de la escuela.

TIEMPO ESTIMADO DE CONSTRUCCIÓN	
DISEÑO INTEGRAL DE LA ESCUELA ANTONIO GIL	
DESCRIPCIÓN	DURACIÓN (DÍAS)
EDIFICIO PRINCIPAL DE LA ESCUELA Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	96
REMODELACIÓN DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO	33
VIVIENDA DE CONSERJE	33
VISERA DE GRADERÍO	14
DURACIÓN TOTAL DEL PROYECTO	96

CAPÍTULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 CONCLUSIONES

El proyecto correspondiente al diseño integral de la escuela de práctica Antonio Gil tendrá un costo de 922,883.25 USD, el cual se lo tendrá terminado en un plazo de 96 días.

El presente proyecto ha sido diseñado de acuerdo a lo establecido en la norma ecuatoriana de la construcción NEC-11 el mismo que hace referencia a la norma AISC 360-10, así como también AISC 341-05 para el diseño sismoresistente de estructuras de acero refiriéndose a materia estructural. Para el diseño arquitectónico se lo ha realizado de acuerdo con la Ordenanza de arquitectura y urbanismo del DMQ 3746, y las respectivas normas INEN.

El proyecto presentado cuenta con todos los requisitos para que pueda ser ejecutado sin ningún tipo de inconveniente. Los planos de construcción pueden ser ingresados al Municipio del DMQ. Para su cristalización restaría conseguir el financiamiento por parte del estado ecuatoriano o de alguna institución privada.

Con la realización de este proyecto se trata de ayudar a la escuela Antonio Gil debido a que no cuenta con los recursos económicos para contratar a un profesional que realice todo este procedimiento que se la ha entregado sin ningún costo.

El material estructural utilizado es el acero A-36, que es un acero dúctil de alta resistencia, y para el sistema de losa se ha empleado el sistema correspondiente al Deck metálico. Considerando el tiempo de ejecución del proyecto y su relación entre el costo beneficio se consideró el acero A-36 como material estructural.

Para la demostración del diseño integral realizado sobre la escuela se utilizó el programa Sketchup, y la aplicación Lumion proporcionando una mejor definición del recorrido realizado sobre la escuela. Con estas herramientas se pueden obtener diseños muy interesantes y proporcionar un aporte adicional a los proyectos.

Considerando los eventos sísmicos ocurridos el pasado mes de agosto en la ciudad de Quito, se deberá ser más cuidadoso en el diseño sismoresistente de una estructura y más aún si esta es una escuela en donde muchas vidas dependerán de nuestro profesionalismo. El diseño sismoresistente se lo ha realizado de acuerdo con el NEC-11 (Peligrosidad sísmica y diseño sismoresistente).

El programa Proexcel, proporciona una gran ayuda para la realización del presupuesto referencial de una obra civil así como también el cronograma de trabajo.

Se considera que el diseño realizado en la escuela de Práctica Antonio Gil, es lo más indicado y suficiente en función de las características del terreno con las que se cuenta más el área de terreno que se dispone. Si en un futuro se planearía realizar obras adicionales se considera que no es conveniente.

Es de vital importancia realizar una intervención en este establecimiento educativo. Al ser realizado un estudio de la escuela como se encuentra en la actualidad, los resultados no fueron muy favorables.

9.2 RECOMENDACIONES

Es importante que este proyecto pueda cristalizarse, y no quede como una propuesta ya que los beneficios que recibirían los estudiantes, profesores y padres de familia serían bien aprovechados.

La escuela de práctica Antonio Gil a través de sus autoridades, y en el caso de no obtener el presupuesto requerido para la ejecución de todo el proyecto por parte del estado ecuatoriano o de su propia autogestión, podrá dar prioridad a la estructura que su construcción demande una mayor necesidad; razón por la cual el presupuesto referencial se ha realizado para cada una de las edificaciones que conforma el proyecto.

Para la ejecución del proyecto se deberá seguir todas las especificaciones técnicas detalladas en el presente documento así como también lo establecido en los diferentes planos de construcción.

Debido a que el proyecto ha sido diseñado con estructura metálica laminada en caliente, se deberá contar con la mano de obra especializada para su ejecución. Adicionalmente se deberá brindar las respectivas protecciones a la perfilería metálica con pintura anticorrosiva para evitar daños sobre esta.

Se recomienda que antes de la ejecución del proyecto se tenga definido que hacer con la perfilería metálica conformada en frío que se obtendrá producto del desmontaje. Probablemente esta pueda venderse como chatarra.

Para la instalación del revestimiento en general y de acabados es conveniente que se cuente con mano de obra especializada en la ejecución de estas actividades, caso contrario pueden existir problemas debido al desconocimiento del personal que ejecute esta acción.

Se considera que debería realizarse más proyectos como este. En la actualidad muchas escuelas no cuentan con recursos económicos para dar el debido mantenimiento a sus instalaciones y puede en un futuro presentarse serios problemas, y si no existe un ambiente óptimo la educación podría ser afectada.

Si un proyecto se diseña con perfilera metálica ya sea laminada en caliente o conformada en frío se recomienda que previo a adoptar este como el material de diseño se compruebe que exista disponibilidad en el mercado nacional, de lo contrario el costo de la importación sería muy elevado.

9.3 OBSERVACIONES

Durante toda la realización del proyecto se obtuvo toda cooperación por parte de las autoridades de la escuela, así como también los profesores y alumnado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (2012). *Dinámica de Estructuras con CEINCILAB*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas.
- AISC 360-10. (2010). Santiago.
- American Institute of steel Construction (AISC). (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 341-05*. Chicago Illinois.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2010). *ANSI/AISC 360-10*. Santiago de Chile.
- CAMICOM (Cámara de la industria de la construcción). (2014). *Revista informativa de la institución*. Quito.
- Carrera, J. L. (2011). *Apuntes de instalaciones hidrosanitarias*. Quito.
- CONSEJO METROPOLITANO DE QUITO (DMQ). (2008). *Ordenanza N° 3746*. Quito.
- CSI (Computers and Structures, Inc). (2010). *Manuales de SAP2000v16*. Berkeley California.
- DIPAC S.A. (s.f.). Catálogo de Productos de Acero.
- Durán, R. (2011). *Apuntes de administración de proyectos*. Quito.
- Guerra, M. (2010). *Apuntes de cimentaciones*. Quito.
- Guerra, M. (2010). *Manual para el diseño sísmoresistente de edificios utilizando el programa ETABS*. Quito.
- INEN Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2000). En *Accesibilidad de las personas al medio físico Edificios corredores y pasillos*. Quito.
- INEN Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2000). En *Accesibilidad de las personas con discapacidad y movilidad reducida al medio físico Área higiénica sanitaria*. Quito.
- INEN Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2000). En *Accesibilidad de las personas al medio físico Edificios Escaleras*. Quito.
- INEN, Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2000). En *Accesibilidad a personas al medio físico edificios rampas fijas*. Quito.

- Mc CORMAC, J. (2002). *Diseño de estructuras de acero método LRFD*. México D.F.
- NEC11. (2011). Norma Ecuatoriana de la construcción. En *Capítulo I Cargas y materiales*. Quito.
- NEC11. (2011). Norma Ecuatoriana de la construcción. En *Capítulo II Peligro sísmico y requisitos de diseño sismoresistente*. Quito.
- NEC11. (2011). Norma Ecuatoriana de la construcción. En *Capítulo V Acero*. Quito.
- NORMA ASTM D1586-67. (2012). *Ensayo de penetración estándar y recuperación de muestra obtenida en campo*.
- NORMA ASTM D-2216. (2012). *Ensayo correspondiente al contenido de humedad*.
- NORMA ASTM D2487. (2012). *Clasificación de los suelos según SUCS*.
- NORMA ASTM D-4318. (2012). *Límite líquido límite plástico*.
- NORMA ASTM D-422. (2012). *Análisis granulométrico de muestra obtenida en campo*.
- Pillajo, J. (2009). *Diseño de la estructura de acero para un edificio de apartamentos para ser utilizado en la región Litoral del Ecuador*. Quito.
- PRO, E. (2013). *Ejercicios de obras civiles y complementarias*. Quito.
- Roa, H. (2013). *Parámetros de diseño sísmico para edificios estructurados a partir de marcos autocentrantes de acero*. Santiago.
- ROMERO, P. (2009). *Apuntes de Topografía*. Quito.
- SALGADO, L. P. (2 de Diciembre de 2013). Escuela de práctica Antonio Gil. (A. V. Armijos, Entrevistador)
- SEMPLADES, (Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo). (2009-2013). Plan Nacional para el buen vivir. En *Objetivos Nacionales para el Buen vivir* (págs. (77-88)). Quito.
- SENCICO. (2012). *Manual técnico sistema constructivo de placas colaborantes*.
- Tupiza, C. (2011). *Diseño de una casa sismoresistente de dos niveles en estructura metálica*. Quito.

VARIOS. (2004). *Introducción visual a SAP200*. Puerto Rico.

VARIOS. (2012). *Diseño estructural del nuevo auditorio del campus Sangolquí de la Escuela Politécnica del Ejército*. Quito.

VARIOS. (2013). *Estudio técnico económico comparativo entre proyectos estructurales de hormigón armado, acero y madera para viviendas y edificios*. Quito.

Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero Comportamiento LRFD*. México D.F.

Yajamín, A. (Mayo de 2014). *Curso del software PROEXCEL*. Quito, Pichincha, Ecuador.

Zúñiga, J. (2010). *Apuntes de Hormigón Armado*. Quito.

BIOGRAFÍA DEL AUTOR

1.- DATOS PERSONALES

Nombre: Alex Ricardo Vega Armijos.
Cédula: 1718611773
Lugar y Fecha de nacimiento: Quito, 21 de Octubre de 1989.
Estado Civil: Soltero
Edad: 25 años.
Domicilio: Mariano Suárez N-80314 Carcelén.
Teléfono: 2803078 - 0987559886
E-mail: alexricardo_21@hotmail.com

2.- ESTUDIOS

1995-2001 Unidad Educativa Borja N° 3 Cavanis.
2001-2007 Colegio San Gabriel, Bachiller en ciencias Físico-Matemático
2007-2013 Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE Egresado de la
carrera de Ingeniería civil

3.- IDIOMAS

Español
Inglés

HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

ELABORADO POR

Alex Ricardo Vega Armijos.

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Ing. Pablo Caiza Sánchez PhD.

DIRECTOR DE LA UNIDAD DE ADMISIÓN Y REGISTRO

Crnl. (SP) Ing. Carlos Ponce S. M.Sc.

Sangolquí, Enero de 2015.