

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

**“DISEÑO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL PARA LA AMPLIACIÓN DE LA
EDIFICACIÓN DEL HOSPITAL MILITAR DE QUITO, EN EL ÁREA DE
QUIRÓFANOS”**

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

DAVID ALEJANDRO ORTEGA VILLENAS
davewwjd9@hotmail.com

DIRECTOR: ING. CARLOS BALDEÓN
carlos.baldeon@epn.edu.ec

Quito, Noviembre 2009

DECLARACIÓN

Yo, DAVID ALEJANDRO ORTEGA VILLENAS, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

David Alejandro Ortega Villenas

CERTIFICACIÓN

Certifico que bajo mi supervisión, el presente proyecto de titulación fue desarrollado en su totalidad por el señor: DAVID ALEJANDRO ORTEGA VILLENAS

Ing. Carlos Baldeón

DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios que ha sido quien me ha ayudado de su mano para llegar a esta etapa de mi vida, que ha sido quien me ha dado la fuerza, quien ha forjado mi carácter para poder seguir adelante sin mirar atrás, y sin darme por vencido.

“Pero tu persevera hasta el fin y descansa, que al final de los tiempos te levantarás para recibir tu recompensa”

Daniel 12:13

A mis padres que me han apoyado en todo aspecto, que han estado pendientes siempre, y han sido incondicionales, gracias a mi madre por estar siempre pendiente de mi, gracias a mi padre por darme animo, gracias a los dos por ser pacientes.

Al Ing. Carlos Baldeón por su tiempo, y por su guía acertada para la realización de este proyecto, a todo el personal de TOENSO S.A. Marco, Juan Carlos, Mayrita. Gracias por su aporte y colaboración desinteresada.

A todos los amigos con los cuales hemos compartido en las aulas de la poli, a todos los panas que me han dado su mano para culminar esta tesis, gracias.

DAVID

DEDICATORIA

Para mis padres que han sido una luz en mi camino, Dios me ha bendecido con ustedes que están siempre conmigo, en mi vida y en mi corazón.

Para una persona súper importante en mi vida, Sara, por estar en todo momento, y por creer en mí siempre, por tu apoyo, por las palabras, por ser esa gran bendición en mi vida

Para todos aquellos que forman parte de mi vida y que de una u otra manera también es una alegría para ustedes, para mi hermana, mi cuñado, para mi Vane, para mi Dani, por verme como su súper tío, y para todos quienes forman parte de mi vida.

.

ÍNDICE

CAPITULO I	1
1. GENERALIDADES	1
1.1INTRODUCCIÓN	1
1.2COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA.....	2
1.2.1 FORMAS DE PERFILES USADOS EN ESTRUCTURAS METÁLICAS	3
1.2.1.1 ÁNGULOS ESTRUCTURALES L.....	4
1.2.1.2 VIGAS H.....	4
1.2.1.3 CANALES U	5
1.2.1.4 PERFILES T	5
1.2.1.5 PERFILES G	6
1.2.1.6 BARRAS REDONDAS LISAS Y PULIDAS.....	6
1.2.1.7 PLETINAS	7
1.2.1.8 BARRAS CUADRADAS	7
1.2.1.9 BARRAS HEXAGONALES.....	8
1.2.1.10 PERFILES GENERADOS POR SOLDADURA O POR UNIÓN DE SUS ELEMENTOS	8
1.3 NORMAS Y CÓDIGOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	9
1.4 ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN	10
1.4.1 CARGAS MUERTAS	10
1.4.2 CARGAS VIVAS	11
1.4.3 CARGAS VIVAS PARA ESTRUCTURAS ESPECIALES	12
1.4.4 CARGAS ACCIDENTALES	13
1.4.4.1 VIENTO	13

1.4.4.2 SISMO:.....	14
1.4.4.3 CENIZA	14
CAPITULO II.....	15
2. MARCO TEÓRICO	15
2.1 PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL.....	15
2.1.1 MATERIALES	15
2.1.2 RESISTENCIA DEL ACERO	18
2.1.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL	19
2.1.3.1 VENTAJAS	19
2.1.3.2 DESVENTAJAS.....	20
2.2 CONSIDERACIONES DE CÁLCULO PARA UNA ESTRUCTURA EN FORMA DE ARCO.....	22
2.2.1 COORDENADAS DE EJES PARABÓLICOS	23
2.2.2 GEOMETRÍA DE LOS MIEMBROS CURVOS	23
2.3 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS Y MOMENTOS DE VIGAS Y COLUMNAS.....	29
2.3.1 SELECCIÓN DE LOS PERFILES A UTILIZAR	30
2.4 DISEÑO DE PLACAS.....	32
2.4.1 MÉTODO DE CÁLCULO PARA PLACAS	32
2.5 DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS	35
2.6 DISEÑO Y CÁLCULO DE SUJETADORES ROSCADOS.....	39
2.6.1 TORNILLO.....	39
2.6.2 PERNO.....	39
2.6.3 ESPARRAGO	39

2.6.4 CORTE PURO.....	40
2.6.5 APLASTAMIENTO.....	40
2.7 PROCESOS.....	42
CAPITULO III.....	43
3. PREFACTIBILIDAD.....	43
3.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....	43
3.2 ESTUDIO DEL MERCADO.....	44
3.2.1 DEMANDA DE SERVICIOS DE SALUD.....	44
3.2.1.1 HOSPITAL GENERAL DE LAS FUERZAS ARMADAS DE QUITO	44
CAPITULO IV.....	49
4. FACTIBILIDAD.....	49
4.1 ANÁLISIS, PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN DEL ESTUDIO DE LAS COLUMNAS DEL ANTIGUO HOSPITAL.....	49
4.2 PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS.....	54
4.2.1 PÓRTICOS.....	54
4.2.1.1 PÓRTICO DE DOS AGUAS CON ALMA LLENA (ALTERNATIVA 1)	
.....	54
4.2.1.2 PÓRTICO CON ESTRUCTURA DE ACERO EN CELOSÍA (ALTERNATIVA 2).....	55
4.2.1.3 PÓRTICO EN FORMA DE ARCO CON ALMA LLENA (ALTERNATIVA 3).....	56
4.2.1.4 PÓRTICO EN FORMA DE ARCO CON ESTRUCTURA DE ACERO EN CELOSÍA (ALTERNATIVA 4).	56
4.2.2 PISO.....	57

4.2.2.1 LOSA ALIGERADA (ALTERNATIVA 1).....	57
4.2.2.2 LOSA NERVADA (ALTERNATIVA 2).....	58
4.2.2.3 LOSA PRETENSADA (ALTERNATIVA 3).....	58
4.2.2.4 LOSA CON PLACA COLABORANTE (ALTERNATIVA 4).....	59
4.2.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS.....	60
4.3 SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS.....	61
4.4 DIMENSIONAMIENTO.....	63
4.4.1 SELECCIÓN DEL MATERIAL.....	65
4.4.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS Y MOMENTOS EN LA ESTRUCTURA DE LOS PÓRTICOS.....	66
4.4.3 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS Y MOMENTOS DE LAS DEL RETICULADO DEL PISO.....	91
4.4.4 CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS PLACAS DE LA ESTRUCTURA.....	110
4.4.4.1 DIMENSIONAMIENTO DE LAS PLACAS ENTRE EL ARCO Y LAS COLUMNAS.....	110
4.4.4.2 DIMENSIONAMIENTO DE LAS PLACAS ENTRE LAS COLUMNAS Y EL RETICULADO.....	112
4.4.4.3 DIMENSIONAMIENTO DE LAS PLACAS ENTRE EL RETICULADO Y LAS BASES DEL HOSPITAL.....	115
4.4.4.4 DIMENSIONAMIENTO DE LAS PLACAS ENTRE ARCOS.....	116
4.4.4.5 DIMENSIONAMIENTO DE LAS PLACAS ENTRE EL ARCO Y LAS COLUMNAS DEL HOSPITAL.....	119
4.4.5 DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS.....	120
4.4.5.1 CONEXIONES EN EL PÓRTICO.....	120
4.4.5.1 CONEXIONES EN EL RETICULADO.....	127
4.4.6 DISEÑO DE PERNOS.....	131

4.4.6.1 DISEÑO DE PERNOS ENTRE PLACA Y COLUMNAS DEL HOSPITAL.....	131
4.4.6 MODELACIÓN EN SAP.....	133
4.4.6.1 PÓRTICO	133
4.4.6.1 RETICULADO	139
CAPITULO V	144
5. ANÁLISIS DE COSTOS.	144
5.1 INTRODUCCIÓN	144
5.2 COSTOS DIRECTOS.....	144
5.3 COSTOS INDIRECTOS.	145
5.4 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....	145
5.4.1 RENDIMIENTO.....	145
5.4.2 DESGLOSE DE PRECIOS UNITARIOS.....	146
5.4.3 CRONOGRAMA	161
CAPITULO VI.....	162
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	162
6.1 CONCLUSIONES.....	162
6.2 RECOMENDACIONES	164
BIBLIOGRAFÍA	165
ANEXOS	¡Error! Marcador no definido.

ÍNDICE DE TABLAS

CAPITULO II

TABLA 2. 1.- ESPECIFICACIONES DE ACEROS Y SUS USOS.....	15
TABLA 2. 2.- TABLA DE RESISTENCIA DEL ACERO.....	18
TABLA 2. 3.- PROPIEDADES A LA TORSIÓN DE SOLDADURAS DE FILETE. .	36
TABLA 2. 4.- FACTORES DE SEGURIDAD PARA ELECTRODOS.....	37
TABLA 2. 5.- PROPIEDADES A FLEXIÓN DE SOLDADURAS DE FILETE.....	38

CAPITULO III

TABLA 3. 1.- PACIENTES ATENDIDOS TRIMESTRALMENTE.....	46
TABLA 3. 2.- PORCENTAJE DE PACIENTES QUE UTILIZAN EL ÁREA DE QUIRÓFANOS.	48

CAPITULO IV

TABLA 4. 1.- DATOS OBTENIDOS DE PLANOS ESTRUCTURALES.....	49
TABLA 4. 2.- CONSIDERACIONES DE CARGA.....	50
TABLA 4. 3.- CARGA DE SUELO.....	50
TABLA 4. 4.- ALTERNATIVAS PARA PÓRTICOS.....	60
TABLA 4. 5.- ALTERNATIVAS PARA PISO.....	61
TABLA 4. 6.- ESCALA DE CALIFICACIONES.....	62
TABLA 4. 7.- FACTORES DE SELECCIÓN Y PONDERACIÓN DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO PARA PÓRTICO.....	62
TABLA 4. 8.- FACTORES DE SELECCIÓN Y PONDERACIÓN DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO PARA PISO.....	63
TABLA 4. 9.- DATOS TÉCNICOS PARA KUBIMIL Y KUBIMIL PLUS.....	67

CAPITULO V

TABLA 5. 1.- RETIRO, LIMPIEZA Y DESALOJO DE CAPA SUPERFICIAL DE LOSA.....	146
TABLA 5. 2.- DERROCAMIENTOS Y DESALOJO DE ANTEPECHOS DE HORMIGÓN.	147
TABLA 5. 3.- INSTALACIÓN DE PLACAS BASE.	148
TABLA 5. 4.- SUMINISTRO DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588.....	149
TABLA 5. 5.- FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588.....	150
TABLA 5. 6.- MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588.	151
TABLA 5. 7.- SUMINISTRO DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36.....	152
TABLA 5. 8.- FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36.....	153
TABLA 5. 9.- MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL A-36.....	154
TABLA 5. 10.- SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE PERNOS DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-325 DIAM. 1”	155
TABLA 5. 11.- INSTALACIÓN PLACAS DE NEOPRENO SHORE 70 (50X50X5CM).....	156
TABLA 5. 12.- SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE STEEL PANEL	157
TABLA 5. 13.- SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE MALLA ELECTROSOLDADA	158
TABLA 5. 14.- SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL DE CEMENTO PORTLAND CLASE A $FC' = 240\text{KG}/\text{CM}^2$	159
TABLA 5. 15.- SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CUBIERTA DE POLIURETANO DE 1.5.....	160
TABLA 5. 16.- CRONOGRAMA	161

ÍNDICE DE GRÁFICOS

CAPITULO I

FIGURA 1. 1 COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA	2
FIGURA 1. 2 ESTRUCTURA DE LOSA ALIVIANADA.....	3
FIGURA 1. 3 ÁNGULO ESTRUCTURAL L	4
FIGURA 1. 4 VIGAS H	5
FIGURA 1. 5 CANALES U.....	5
FIGURA 1. 6 PERFILES T	5
FIGURA 1. 7 PERFIL G	6
FIGURA 1. 8 BARRAS REDONDAS LISAS Y PULIDAS	6
FIGURA 1. 9 PLETINAS	7
FIGURA 1. 10 BARRAS CUADRADAS.....	7
FIGURA 1. 11 PERFIL TIPO H	8
FIGURA 1. 12 CARGA MUERTA VS. TIEMPO.....	11
FIGURA 1. 13 CARGA VIVA VS. TIEMPO.....	12
FIGURA 1. 14 CARGA DE SISMO.....	14

CAPITULO II

FIGURA 2. 1.- ESTRUCTURAS DE ACERO	21
FIGURA 2. 2.- CARGAS PRODUCIDAS EN UN ARCO	23
FIGURA 2. 3.- GEOMETRÍA EN MIEMBROS CURVOS	24
FIGURA 2. 4.- CARGA DISTRIBUIDA EN UN ARCO.....	25
FIGURA 2. 5.- REACCIONES PRODUCIDAS EN UN ARCO CON CARGA DISTRIBUIDA.....	25
FIGURA 2. 6.- ARCO CON CARGA PUNTUAL.....	26
FIGURA 2. 7.- MOMENTO PRODUCIDO EN ARCO CON CARGA PUNTUAL....	27

FIGURA 2. 8.- GEOMETRÍA DE MIEMBRO CURVO	27
FIGURA 2. 9.- DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE COLUMNA	29
FIGURA 2. 10.- CARGAS A LAS QUE PUEDEN ESTAR SOMETIDAS LAS PLACAS.	32
FIGURA 2. 11.- DIMENSIONES EN PLACA.....	33

CAPITULO III

FIGURA 3. 1.- UBICACIÓN DE LAS DIFERENTES ÁREAS EN EL HOSPITAL GENERAL DE LAS FUERZAS ARMADAS, EN EL EDIFICIO DE HOSPITALIZACIÓN.	45
FIGURA 3. 2.- PACIENTES ATENDIDOS TRIMESTRALMENTE EN EL HOSPITAL GENERAL DE LAS FUERZAS ARMADAS	47
FIGURA 3. 3.- PACIENTES ATENDIDOS DENTRO DEL ÁREA DE QUIRÓFANOS	47

CAPITULO IV

FIGURA 4. 1.-ANÁLISIS DE CARGA PARA A ESTRUCTURA ACTUAL DEL HOSPITAL.....	51
FIGURA 4. 2.- ANÁLISIS DE CARGA PARA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL CON AMPLIACIÓN	51
FIGURA 4. 3.- ANÁLISIS DE MOMENTOS EN ESTRUCTURA ACTUAL DEL HOSPITAL.....	52
FIGURA 4. 4.- ANÁLISIS DE MOMENTOS PARA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL CON AMPLIACIÓN	52
FIGURA 4. 5.- ANÁLISIS DE CORTANTE PARA ESTRUCTURA ACTUAL DEL HOSPITAL.....	52
FIGURA 4. 6.- ANÁLISIS DE CORTANTE PARA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL CON AMPLIACIÓN	53
FIGURA 4. 7.-CIMENTACIÓN DEL HOSPITAL.	54

FIGURA 4. 8.- PÓRTICO DE DOS AGUAS CON ALMA LLENA.	55
FIGURA 4. 9.- PÓRTICO CON ESTRUCTURA DE ACERO EN CELOSÍA.	55
FIGURA 4. 10.- PÓRTICO EN FORMA DE ARCO CON ALMA LLENA	56
FIGURA 4. 11.- PÓRTICO EN FORMA DE ARCO CON ESTRUCTURA DE ACERO EN CELOSÍA.	57
FIGURA 4. 12.- LOSA ALIGERADA.....	57
FIGURA 4. 13.- LOSA NERVADA.....	58
FIGURA 4. 14.- LOSA PRETENSADA.....	59
FIGURA 4. 15.- LOSA CON PLACA COLABORANTE	59
FIGURA 4. 16.- ESQUEMA DE AMPLIACIÓN DE LOS PÓRTICOS.....	64
FIGURA 4. 17.- ESQUEMA DE AMPLIACIÓN DEL RETICULADO.....	64
FIGURA 4. 18.- PÓRTICO EN FORMA DE ARCO	66
FIGURA 4. 19.- ESQUEMA DE TECHO	67
FIGURA 4. 20.- CORREAS DE TECHO	68
FIGURA 4. 21.- CARGA PRODUCIDA POR EL TECHO SOBRE LA CORREA... 68	
FIGURA 4. 22.- DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LA CORREA.	69
FIGURA 4. 23.- CORTANTE PRODUCIDO EN UNA CORREA CON DOS APOYOS SIMPLES.....	70
FIGURA 4. 24.- DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE CON TRES APOYOS SIMPLES.	71
FIGURA 4. 25.- DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE CON CUATRO APOYOS SIMPLES.....	72
FIGURA 4. 26.- DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE CON CINCO APOYOS SIMPLES.....	73
FIGURA 4. 27.- DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE CON TRES APOYOS SIMPLES	75
FIGURA 4. 28.- DIAGRAMA DE CORTANTE PARA CORREA CON TRES APOYOS SIMPLES.....	75
FIGURA 4. 29.- DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA CORREA CON TRES APOYOS SIMPLES.....	76
FIGURA 4. 30.- PERFIL DE CORREA DE TECHO	77

FIGURA 4. 31.- CONFIGURACIÓN DE PERFILES PARA LAS COREAS DE TECHO.....	78
FIGURA 4. 32.- CARGAS PUNTUALES PRODUCIDAS POR LAS CORREAS EN EL ARCO.....	79
FIGURA 4. 33.- DISTANCIA ENTRE PUNTO 1 DEL ARCO Y CARGAS PUNTUALES.....	79
FIGURA 4. 34.- GEOMETRÍA DEL MIEMBRO CURVO	80
FIGURA 4. 35.- PERFIL DEL ARCO.....	81
FIGURA 4. 36.- ANÁLISIS DE PESO PROPIO DEL ARCO COMO CARGA UNIFORME	81
FIGURA 4. 37.- VOLUMEN DE ARCO.....	82
FIGURA 4. 38.- CARGA PRODUCIDA POR EL TECHO SOBRE EL ARCO.....	83
FIGURA 4. 39.- REACCIONES PRODUCIDAS EN EL ARCO POR CARGA UNIFORME.	84
FIGURA 4. 40.- PUNTOS CRÍTICOS DE MOMENTO.	85
FIGURA 4. 41.- DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LA COLUMNA.....	86
FIGURA 4. 42.- CORTANTE PRODUCIDO EN LA COLUMNA.....	87
FIGURA 4. 43.- MOMENTO PRODUCIDO EN LA COLUMNA	87
FIGURA 4. 44.- PERFIL UTILIZADO PARA LA COLUMNA.....	88
FIGURA 4. 45.- MOMENTO POLAR DE INERCIA (I_x) DEL PERFIL DE LA COLUMNA.	88
FIGURA 4. 46.- MOMENTO POLAR DE INERCIA (I_x) DEL PERFIL DEL ARCO.	90
FIGURA 4. 47.- ESQUEMA DEL RETICULADO.....	91
FIGURA 4. 48.- RETICULADO.....	92
FIGURA 4. 49.- VISTA SUPERIOR DE RETICULADOS (AMPLIACIÓN TOTAL).	92
FIGURA 4. 50.- ESQUEMA DE SISTEMA DE PISO.....	93
FIGURA 4. 51.- CARGA PRODUCIDA POR EL SISTEMA DE PISO SOBRE VIGA TRANSVERSAL DE RETICULADO.	94
FIGURA 4. 52.- PERFIL DE VIGA TRANSVERSAL.	96
FIGURA 4. 53.- VOLUMEN DE VIGA TRANSVERSAL.	97
FIGURA 4. 54.- DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE VIGA TRANSVERSAL.	98

FIGURA 4. 55.- REACCIONES PRODUCIDAS EN VIGA TRANSVERSAL.....	98
FIGURA 4. 56.- DIAGRAMA DE CORTANTE EN VIGA TRANSVERSAL.	99
FIGURA 4. 57.- DIAGRAMA DE MOMENTO PRODUCIDO EN VIGA TRANSVERSAL.....	99
FIGURA 4. 58.- MOMENTO DE INERCIA (I_x) DEL PERFIL DE LA VIGA TRANSVERSAL.....	100
FIGURA 4. 59.- CARGA PRODUCIDA POR SISTEMA DE PISO SOBRE VIGA PRINCIPAL.	102
FIGURA 4. 60.- DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE CARGAS PUNTUALES QUE ACTÚAN SOBRE VIGA PRINCIPAL.....	104
FIGURA 4. 61.- PERFIL DE VIGA PRINCIPAL.....	105
FIGURA 4. 62.- VOLUMEN DE VIGA PRINCIPAL.....	106
FIGURA 4. 63.- DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE VIGA PRINCIPAL.....	107
FIGURA 4. 64.- DIAGRAMA DE CORTANTE EN VIGA PRINCIPAL DEL RETICULADO.	107
FIGURA 4. 65.- DIAGRAMA DE MOMENTO EN VIGA PRINCIPAL DE RETICULADO.	108
FIGURA 4. 66.- MOMENTO POLAR DE INERCIA (I_x) EN VIGA PRINCIPAL DE RETICUALDO.	108
FIGURA 4. 67.- DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE COLUMNA DE PÓRTICO.	110
FIGURA 4. 68.- PLACA CARGADA AXIALMENTE Y HORIZONTALMENTE.....	110
FIGURA 4. 69.- DIMENSIONES DE PLACA.....	111
FIGURA 4. 70.- PLACA CARGADA AXIALMENTE Y HORIZONTALMENTE.....	113
FIGURA 4. 71.- DIMENSIONES DE PLACA.....	113
FIGURA 4. 72.- PLACA CARGADA AXIALMENTE.....	115
FIGURA 4. 73.- ESQUEMA DE UBICACIÓN DE PLACAS ENTRE ARCOS.....	117
FIGURA 4. 74.- SOLDADURA ENTRE PLACA Y ARCO.....	121
FIGURA 4. 75.- SOLDADURA ENTRE PLACA Y COLUMNA.	124
FIGURA 4. 76.- ESQUEMA DE DESTAJE DE PERFILES DE RETICULADO....	127

FIGURA 4. 77.- ESQUEMA DE UNIÓN ENTRE PERFILES DEL RETICUALDO	128
FIGURA 4. 78.- SOLDADURA EN PERFILES DE RETICULADO.	128
FIGURA 4. 79.- ESQUEMA DE UNIONES EMPERNADAS.....	131
FIGURA 4. 80.- ARCO DIBUJADO EN SAP 2000.	134
FIGURA 4. 81.- SELECCIÓN DE ELEMENTOS DEL PÓRTICO.....	134
FIGURA 4. 82.- SELECCIÓN DEL PERFIL PARA EL ARCO.	135
FIGURA 4. 83.- SELECCIÓN DE PERFIL PARA LAS COLUMNAS.....	135
FIGURA 4. 84.- CARGAS PUNTUALES EN EL ARCO.	136
FIGURA 4. 85.- CARGA PUNTUAL.	136
FIGURA 4. 86.- SIMULACIÓN DE CARGA EN EL ARCO.	137
FIGURA 4. 87.- FUERZAS PRODUCIDAS EN EL ARCO.	137
FIGURA 4. 88.- DIAGRAMA DE CORTANTE EN EL ARCO.	138
FIGURA 4. 89.- DIAGRAMA DE MOMENTO EN EL ARCO.	138
FIGURA 4. 90.- RESULTANTES DE CORTANTE Y MOMENTO EN COLUMNA DE ARCO.....	139
FIGURA 4. 91.- RETICULADO DIBUJADO EN SAP 2000.....	139
FIGURA 4. 92.- SELECCIÓN DE PERFILES PARA EL RETICULADO.....	140
FIGURA 4. 93.- SELECCIÓN DE PERFIL PARA VIGA PRINCIPAL DE RETICULADO.	140
FIGURA 4. 94.- SELECCIÓN DE PERFIL PARA VIGA SECUNDARIA DE RETICULADO.	141
FIGURA 4. 95.- SELECCIÓN DE PERFIL PARA VIGA TRANSVERSAL DE RETICULADO.	141
FIGURA 4. 96.- DIAGRAMA DE CORTANTE PRODUCIDO EN RETICULADO	142
FIGURA 4. 97.- DIAGRAMA DE MOMENTO PRODUCIDO EN RETICULADO.	142
FIGURA 4. 98.- CORTANTE PRODUCIDO EN VIGA PRINCIPAL DE RETICULADO.	143
FIGURA 4. 99.- MOMENTO PRODUCIDO EN VIGA PRINCIPAL DE RETICULADO.	143

RESUMEN

En el presente proyecto se realiza el diseño del sistema estructural para la ampliación de la edificación del Hospital Militar de Quito, en el área de quirófanos, dentro de este diseño se toma en cuenta las ventajas del diseño de la estructura en cuanto a su diseño estructural, así como en su costo de fabricación, y ejecución.

Para cumplir las expectativas del proyecto el capítulo uno se describe de manera general los componentes de la estructura metálicas, así como también las normas utilizadas dentro de estructuras metálicas, además se toma en cuenta las especificaciones de construcción donde se toma en cuenta las cargas vivas, cargas vivas para estructuras especiales, cargas accidentales, cargas de viento, sismo y ceniza.

En el capítulo dos se presenta el marco teórico, donde se presenta el planteamiento estructural, además se toma en cuenta las consideraciones para una estructura en forma de arco, el análisis de cargas y momentos en la estructura, el diseño de placas, de conexiones soldadas y de conexiones empernadas.

En el capítulo tres se presenta el análisis de prefactibilidad del proyecto, en donde se realiza básicamente un estudio del mercado para determinar que es factible una ampliación en el área de quirófanos en el Hospital Militar de Quito.

En el capítulo cuatro se realiza la factibilidad del proyecto, en este capítulo primeramente se toma en cuenta el análisis y procesamiento de la información del estudio de las columnas del antiguo hospital, luego se realiza el análisis del planteamiento de alternativas, luego, con la alternativa escogida se procede a plantear el dimensionamiento de la estructura, tomando en cuenta todos los aspectos estructurales, básicamente se toma en cuenta el AISC (American Institute of Steel Construction).

En el capítulo cinco se realiza un análisis de costos donde se toma en cuenta los costos directos e indirectos del proyecto, se realiza un análisis de precios unitarios, y se realiza el cronograma de actividades.

En el capítulo seis se toma en cuenta las conclusiones y recomendaciones, donde se resume las ventajas de el diseño propuesto para realizar la ampliación en el área de quirófanos, así como también se realiza recomendaciones para el momento de realizar el montaje de la estructura.

Finalmente se presenta los anexos donde se tienen los textos, tablas, utilizados, así como también el análisis completo del estudio de las columnas del antiguo hospital.

PRESENTACIÓN

Las estructuras metálicas han cambiado el ámbito de la construcción en los últimos tiempos, es así que se pueden observar formas de edificaciones que hace algunos años eran imposibles de realizar, con edificios que rompen records de altura, con edificaciones caprichosas en sus líneas y diseños.

Las bondades que presta que acero como material estructural, hace que se pueda obtener casi cualquier tipo de forma en una estructura, así como también se tiene una confiabilidad bastante amplia ya que el acero cumple con todas las expectativas que se requieren en este ámbito de la ingeniería.

El propósito de este proyecto es establecer un diseño para realizar la ampliación del área de quirófanos en Quito, que cumpla tanto con normas técnicas como económicas, y además que pueda satisfacer un diseño que sea armonioso y estético para el entorno urbano.

CAPITULO I

1. GENERALIDADES

1.1INTRODUCCIÓN

El Hospital General de las Fuerzas Armadas es uno de los Hospitales referentes del Ecuador, gracias a su mejoramiento continuo, constituyéndose en uno de los mejores centros de atención de tercer nivel. Ofrece servicios médicos respaldados por un óptimo nivel tecnológico, cumpliendo con indicadores internacionales, dando importancia a la prevención y al diagnóstico adecuado y oportuno.

Esta prestigiosa Casa de Salud, ofrece los servicios de Emergencias, Hospitalización, Unidad de Cuidados Intensivos, Consulta Externa en 36 especialidades médicas, Centro de Imagen, Laboratorios, Chequeo Médico Ejecutivo, con el respaldo de profesionales médicos, enfermeras y personal administrativo que nos permite atender, a diario, a más de 800 pacientes. Asimismo, cuenta con clínicas quirúrgicas en todos los campos de la medicina, un Banco de Sangre, un Departamento de Enfermería y Trabajo Social, implementados para garantizar que la salud del pueblo ecuatoriano se mantenga en óptimas condiciones.

Desde al año 1996 el hospital militar abre sus puertas al público en general, con lo cual incrementó su demanda, y surge la necesidad de generar ampliaciones a su edificación, en este caso en particular se va realizar un estudio para diseñar la ampliación del área de quirófanos.

1.2 COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA

Para la construcción de pórticos rígidos la estructura consiste usualmente de columnas espaciadas a 5.6, 7.5, y 9.5 m. Vigas principales y secundarias armadas entre sí en ambas direcciones.

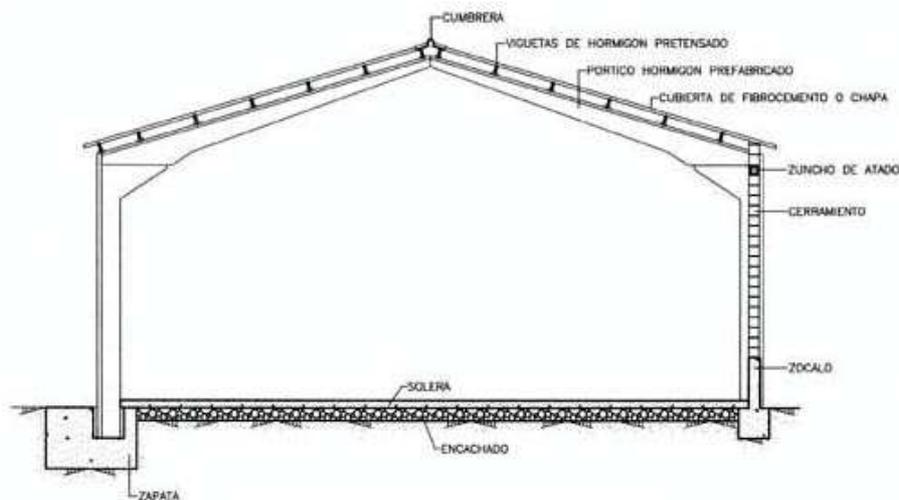


Figura 1.1.- Componentes de la estructura

Para la construcción de losas alivianadas, se utiliza vigas principales, vigas secundarias, también se utiliza una placa colaborante de acero estructural, comúnmente de geometría trapezoidal que cumple con requerimientos para la construcción de losas de entrepiso y cubiertas; adaptándose a sistemas de hormigón, metálicos, e inclusive sistemas mixtos.

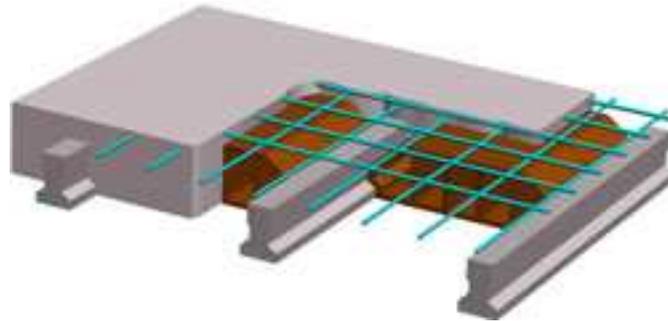


Figura 1. 2.- Estructura de losa alivianada

1.2.1 FORMAS DE PERFILES USADOS EN ESTRUCTURAS METÁLICAS

Dentro de la producción de perfiles los lingotes de acero se laminan para formar diferentes formas; El proceso de laminado consiste en calentar previamente los lingotes de acero fundido a una temperatura que permita la deformación del lingote por un proceso de estiramiento y desbaste que se produce en una cadena de cilindros a presión llamado tren de laminación.

Estos cilindros van conformando el perfil deseado hasta conseguir las medidas adecuadas. Las dimensiones del acero que se consigue no tienen tolerancias muy ajustadas y por eso muchas veces a los productos laminados hay que someterlos a fases de mecanizado para ajustar su tolerancia.

El tipo de perfil de las vigas de acero, y las cualidades que estas tengan, son determinantes a la elección para su aplicación y uso en la ingeniería y arquitectura. Entre sus propiedades están su forma o perfil, su peso, particularidades y composición química del material con que fueron hechas, y su longitud.

1.2.1.1 Ángulos estructurales L

Es el producto de acero laminado que se realiza en iguales que se ubican equidistantemente en la sección transversal con la finalidad de mantener una armonía de simetría, en ángulo recto. Su uso está basado en la fabricación de estructuras para techados de grandes luces, industria naval, plantas industriales, almacenes, torres de transmisión, carrocerías, también para la construcción de puertas y demás accesorios en la edificación de casas.

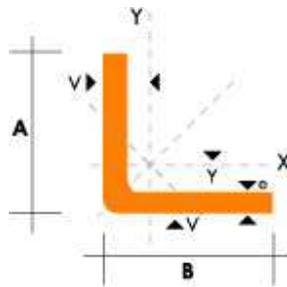


Figura 1. 3.- Ángulo estructural L

1.2.1.2 Vigas H

Producto de acero laminado que se crea en caliente, cuya sección tiene la forma de H. Existen diversas variantes como el perfil IPN, el perfil IPE o el perfil HE, todas ellas con forma regular y prismática. Se usa en la fabricación de elementos estructurales como vigas, pilares, cimbras metálicas, etc. sometidas predominantemente a flexión o compresión y con torsión despreciable. Su uso es frecuente en la construcción de grandes edificios y sistemas estructurales de gran envergadura, así como en la fabricación de estructuras metálicas para puentes, almacenes, edificaciones, barcos, etc.

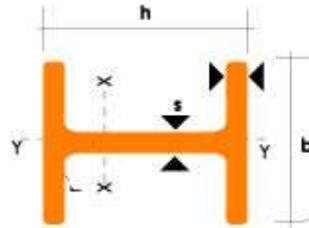


Figura 1. 4.- Vigas H

1.2.1.3 Canales U

Acero realizado en caliente mediante láminas, cuya sección tiene la forma de U. Son conocidas como perfil UPN. Sus usos incluyen la fabricación de estructuras metálicas como vigas, viguetas, carrocerías, cerchas, canales, etc.

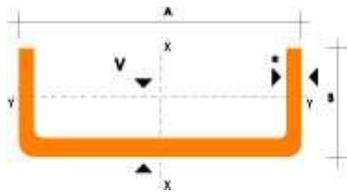


Figura 1. 5.- Canales U

1.2.1.4 Perfiles T

Igual que en anterior su construcción es en caliente producto de la unión de láminas. Estructuras metálicas para construcción civil, torres de transmisión, carpintería metálica, etc.

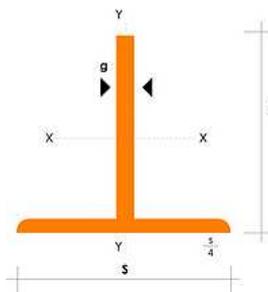


Figura 1. 6.- Perfiles T

1.2.1.5 Perfiles G

Acero realizado en caliente mediante láminas, cuya sección tiene la forma de G sus usos incluyen la fabricación de estructuras metálicas como vigas, viguetas, carrocerías, cerchas, canales, etc.

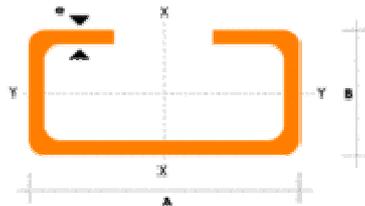


Figura 1. 7.- Perfil G

1.2.1.6 Barras redondas lisas y pulidas

Producto laminado en caliente, de sección circular y superficie lisa, de conocimiento muy frecuente en el campo de la venta de varillas. Sus usos incluyen estructuras metálicas como lo pueden ser puertas, ventanas, rejas, cercos, elementos de máquinas, ejes, pernos y tuercas por recalcado en caliente o mecanizado; y también ejes, pines, pasadores, etc.

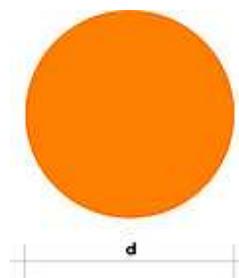


Figura 1.8.- Barras redondas lisas y pulidas

1.2.1.7 Pletinas

Producto de acero laminado en caliente, de sección rectangular. Entre sus usos está la fabricación de estructuras metálicas, puertas, ventanas, rejas, piezas forjadas, etc.



Figura 1. 9.- Pletinas

1.2.1.8 Barras cuadradas

Producto realizado en caliente por láminas, su uso es muy frecuente y muy conocido. Se usan en la fabricación de estructuras metálicas, puertas, ventanas, rejas, piezas forjadas, etc.

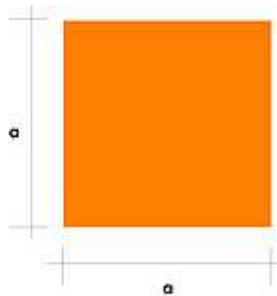


Figura 1. 10.- Barras cuadradas

1.2.1.9 Barras hexagonales

De igual manera que los anteriores su composición es de laminas producidas en caliente, de sección hexagonal, y superficie lisa. Generalmente se observa en la fabricación de elementos de ensamblaje para, pernos, tuercas, ejes, pines, chavetas, herramientas manuales como barretas, cinceles, puntas, etc. Los cuales pueden ser sometidos a revenido y a temple según sea el caso.

1.2.1.10 perfiles generados por soldadura o por unión de sus elementos

Estos son elementos ensamblados de estructuras generalmente de forma rectangular, la composición de las barras y diferentes elementos está generado por soldadura de las mismas, la ventaja que tiene este tipo de perfil es que se adecúa perfectamente a los requerimientos de diseño de acuerdo al análisis estructural que se realiza. Las relaciones de las dimensiones en perfiles típicos H, I.

- CS, tienen la forma de H y su altura es igual al ancho del ala, $h=b$.
- CVS, tienen forma de H y la proporción entre la altura y el ancho es de 1.5:1
- VS, son de sección tipo I y la proporción entre la altura y el ancho del ala es de 2:1 y 3:1.

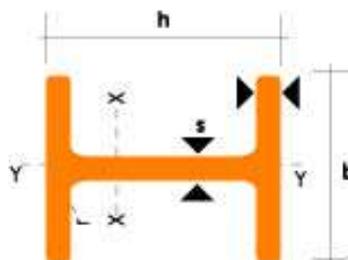


Figura 1. 11.- Perfil tipo H

1.3 NORMAS Y CÓDIGOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

Los códigos y normas son manuales que nos dan requerimientos que deben cumplir los diferentes elementos de una estructura para asegurar que bajo diferentes estados de carga no colapsen. Las normas y códigos se basan en estudios realizados de una forma basta y fidedigna, por lo cual sus análisis y consideraciones son una excelente guía para realizar diseño de estructuras.

La mayor parte de los códigos que se pueden encontrar para diseño estructural, se puede encontrar en normas americanas, europeas, etc. Dentro de los códigos y normas que se pueden resaltar están los siguientes:

- NATIONAL BUILDING CODE, Publicado por la AMERICAN INSURENCE ASSOCIATION, New York.
- BASIC BUILDING CODE AND CODE ADMINISTRATORS INTERNATIONAL, California.
- UNIFORM BUILDING CODE, del INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Especificaciones para construcción en acero.
- AMERICAN WELDING SOCIETY, a través del WELDING CODE (AWS D1.1) para soldadura.
- AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE, (AISI), Productos laminados en frío.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (AASHTO).
- AMERICAN RAILWAY ENGINEERING ASSOCIATION (AREA)
- AWS, Normas de construcción para la soldadura.

El código ecuatoriano de la construcción es un código realizado en base a normas americanas y europeas.

En Ecuador se usa las normas AISC, AISI, y normas del Código Ecuatoriano de Construcción.

También se usan normas de materiales estructurales, que son las normas ASTM.

1.4 ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN

Las especificaciones de diseño de estructuras no se han desarrollado para restringir al ingeniero sino para proteger al usuario de estas. No todo se encuentra en los reglamentos así que sin impactar los códigos o especificaciones empleados, la responsabilidad final de la estructura (seguridad) recae en el ingeniero estructural.

Dentro de las cargas de construcción se debe tomar en cuenta, la carga muerta, las cargas vivas, las cargas sísmicas, las cargas de viento, y dependiendo del lugar donde se sitúe la construcción se puede añadir otro tipo de cargas, en el caso de Ecuador, además se puede añadir una carga debido a ceniza volcánica.

1.4.1 CARGAS MUERTAS

Son aquellas cuya magnitud y posición, permanecen prácticamente constantes durante la vida útil de la estructura.

- Peso propio.
- Instalaciones.
- Empujes de rellenos definitivos.
- Cargas debidas a deformaciones permanentes.

Se incluyen todos aquellos elementos de la estructura como vigas, pisos, techos, columnas, cubiertas y los elementos arquitectónicos como ventanas, acabados, divisiones permanentes. También se denominan cargas permanentes.

La principal carga muerta es el peso propio de la estructura. Sus valores se obtienen considerando el peso específico del material de la estructura y el volumen de la estructura.

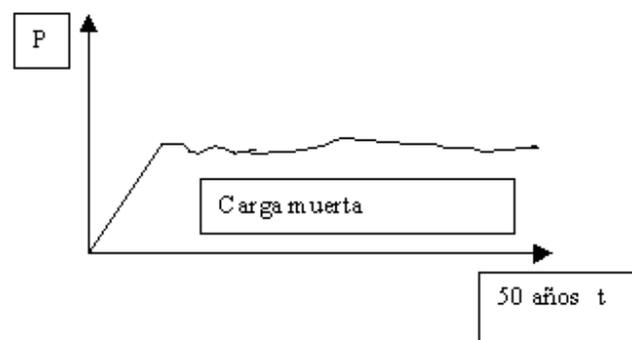


Figura 1. 12 .- Carga muerta vs. Tiempo

1.4.2 CARGAS VIVAS

Son cargas variables en magnitud y posición debidas al funcionamiento propio de la estructura.

- Personal.
- Mobiliario.
- Empujes de cargas de almacenes.

Estas cargas se especifican como uniformemente repartidas por unidad de área en el ANSI entre otros.

- Cargas vivas máximas para diseño por carga gravitacional (combinación común).

- Cargas vivas medias para diseño por estado límite de servicio.
- Cargas vivas instantáneas para diseño por combinación accidental.

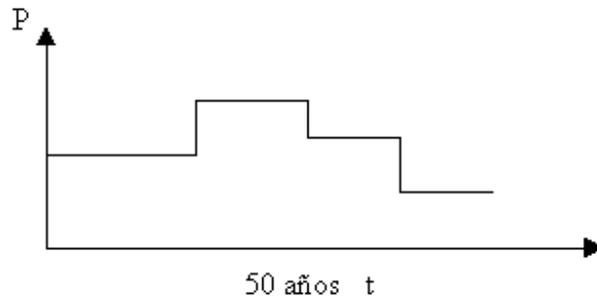


Figura 1. 13.- Carga viva vs. Tiempo

1.4.3 CARGAS VIVAS PARA ESTRUCTURAS ESPECIALES

Para puentes de FFCC las normas de la American Railway Engineering Association (AREA).

Para puentes carreteros las normas de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Para edificios el Uniform Building Code (UBC):

Los valores de cargas vivas que dan los códigos de construcción por lo general se basan en valores estadísticamente conservativos, y aunque el diseñador puede pedir a la oficina local de construcción que se le permita variar el código; esto se debe hacer solo después de haber evaluado cuidadosamente los valores propuestos.

La mayoría de los códigos permiten una reducción de los valores tabulados de cargas vivas, cuando el área que contribuye es muy grande, debido a la

probabilidad estadística que toda el área no esté cargada al máximo. Por lo común, la reducción será el menor de los siguientes factores:

$$\text{pie lb S. } R = 0.0008x \text{ área (Cuando el área } > 150 \text{ pies)}$$

$$\text{SI } R = 0.0086 x \text{ área (área } > 11.2\text{m}^2)$$

$$D + L$$

$$R = 4.33L$$

$R < 0.60$ (Algunos códigos limitan $R \leq 0.40$ para miembros horizontales como los son vigas y trabes; y $R \leq 0.60$ para miembros verticales.

R; Factor de reducción usado como (1-R)

D; Carga muerta, lb/pie², kPa.,

L; Carga viva lb/pie- o 5kPa; por lo general, los valores mas altos que este límite no se reducen.

1.4.4 CARGAS ACCIDENTALES

1.4.4.1 Viento

Estas cargas dependen de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición. Las cargas de viento se manifiestan como presiones y succiones. En las NTC-Viento del RCDF-87 se especifica el cálculo de estas presiones de acuerdo a las características de la estructura.

En general no se especifican normas de diseño para el efecto de huracanes o tornados, debido a que se considera incosteable el diseño contra estos efectos; sin embargo, se sabe que el detallado cuidadoso del refuerzo, y la unión de refuerzos en los sistemas de piso con muros mejora notablemente su comportamiento.

1.4.4.2 Sismo:

Estas cargas inducidas en las estructuras están en relación a su masa y elevación a partir del suelo; así como de las aceleraciones del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía; estas cargas se pueden determinar como fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de los edificios o esbeltez se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

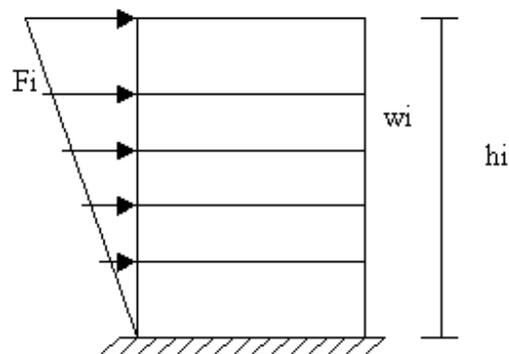


Figura 1. 14.- Carga de sismo

1.4.4.3 Ceniza

En nuestro país se debe tomar en cuenta además un fenómeno natural como es el de la ceniza generada por los volcanes, para esto se debe tomar en cuenta una carga mas, que es la de la ceniza acumulada en techos y estructuras, la que, si no se toma en cuenta puede llegar a hacer colapsar una estructura.

CAPITULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1 PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

Se define como acero estructural al producto de la aleación de hierro, carbono y pequeñas cantidades de otros elementos tales como silicio, fósforo, azufre y oxígeno, que le aportan características específicas. El acero laminado en caliente, fabricado con fines estructurales, se denomina como acero estructural al carbono, con límite de fluencia de 250 mega pascales (2·549 kg/cm²).

2.1.1 MATERIALES

Para elegir el material más óptimo, es necesario tomar en cuenta el tipo de estructura que se va a construir, así como también el tipo de unión que se va a utilizar para la unión de los elementos que conforman la estructura, que pueden ser mediante pernos, remaches, o mediante soldadura.

Tabla 2. 1.- Especificaciones de aceros y sus usos.

Designación ASTM	Producto	Uso
A36	Perfiles, placas y soleras de acero al carbón	Construcciones soldadas, remachadas y atornilladas; puentes, edificios, torres y proyectos estructurales generales.
A242	Perfiles, placas y soleras de baja aleación, alta resistencia.	Construcciones soldadas, remachadas atornilladas; puentes, edificios y proyectos estructurales generales; resistencia a la corrosión atmosférica 4 veces mayor que la del acero al carbón
A245	Laminas de acero al carbón, laminadas en frío o en caliente.	Elementos estructurales formados en frío para edificios especiales estandarizados, construcciones soldadas, remachadas en frío, y atornilladas

Designación ASTM	Producto	Uso
A374	Laminas y chapas laminadas en frío de baja aleación y alta resistencia.	Elementos estructurales formados en frío para edificios especiales estandarizados, construcciones soldadas, remachadas en frío, y empennadas.
A440	Perfiles, placas y soleras de alta resistencia	Construcciones remachadas o atornilladas; puentes, edificios; y otras estructuras; doble resistencia a la corrosión atmosférica.
A529	Placas y soleras de acero al carbón hasta de 13 mm (1/2") de espesor.	Edificios, edificios especiales estandarizados, construcciones soldadas, remachadas o atornilladas.
A570	Láminas y chapas de acero al carbón, laminadas en caliente en rollos o longitudes rectas.	Elementos estructurales formados en frío para edificios, edificios especiales estandarizados, construcciones soldadas, remachadas en frío, atornilladas y con pernos.
A572	Perfiles, placas y soleras de acero de alta resistencia y de baja aleación de columbio-vanadio.	Construcción de edificios soldados, remachados o atornillados en todos los grados, puentes soldados en grados 42, 45, y 50 únicamente.
A588	Perfiles, placas y soleras de acero de alta resistencia y baja aleación	Enfocado principalmente para puentes, edificios soldados; resistencia a la corrosión atmosférica de cuatro veces la del acero al carbono.

En nuestro medio el acero que se usa comúnmente es el acero ASTM A36, el cual es un acero estructural de bajo carbono.

Desde cerca de 1964 se han incorporado a las normas ASTM las especificaciones para varios aceros de alta resistencia (baja aleación); Estos aceros aparecen como A-572 y A-588.

Las especificación ASTM A-588 permite $F_y = 345$ MPa. Para un acero de alta resistencia y de baja aleación cuyo espesor puede llegar hasta 100 mm. (4 pulg.) El acero descrito en dicha especificación se usa principalmente para trabajos de soldadura y es resistente a la corrosión.

En los últimos años se ha visto un auge en la construcción con respecto a la utilización del acero como estructura; esto se debe a varios factores, entre los cuales podemos mencionar varias ventajas:

- Menor masa en relación a estructuras de hormigón o ladrillo.
- Posibilidad de producción industrial (Se puede fabricar en una planta industrial).
- Rapidez de montaje.
- Tenacidad y resistencia al a fatiga.
- Posible reutilización después del desmontaje.
- Valor de rescate cuando no puede usarse sino como chatarra.

Así como presenta estas ventajas también podemos mencionar ciertas desventajas como son:

- Poca resistencia al fuego, sobre los 500 C^0 el acero tiende a perder su resistencia mecánica.
- Menor resistencia a la corrosión.

2.1.2 RESISTENCIA DEL ACERO

En todos los diseños sobre estructuras de acero una de las propiedades más importantes que se deben tomar en cuenta es la resistencia; en la siguiente tabla se muestra la resistencia del acero, y su resistencia ultima.

Tabla 2. 2.- Tabla de resistencia del acero.

Tipo	Denominación ASTM	Fy		F. ultima	
		Kip/Pulg ²	Mpa	Kip/Pulg ²	Mpa
Carbono Alta resistencia Baja aleación	A36	36	250	60	415
	A242	40	275	63	435
	A440	42	290	67	460
	A441	46	315	70	485
Alta resistencia Baja Aleación Columbio- Vanadio	A572 Grado 42	42	290	60	415
	45	45	310	60	415
	50	50	345	65	450
	55	55	380	70	485
	60	60	415	75	520
	65	65	450	80	550
Alta resistencia Baja aleación	A588 Grado 42	42	290	63	435
	46	46	315	67	460
	50	50	345	70	485

La resistencia a la fluencia es el valor mínimo garantizado por el productor de acero y se basa en un promedio estadístico y consideración del valor mínimo de fluencia.

2.1.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

2.1.3.1 Ventajas

- Alta resistencia: la alta resistencia del acero por unidad de peso, permite estructuras relativamente livianas, lo cual es de gran importancia en la construcción de puentes, edificios altos y estructuras cimentadas en suelos blandos.
- Homogeneidad: las propiedades del acero no se alteran con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.
- Elasticidad: el acero es el material que más se acerca a un comportamiento linealmente elástico (Ley de Hooke) hasta alcanzar esfuerzos considerables.
- Precisión dimensional: los perfiles laminados están fabricados bajo estándares que permiten establecer de manera muy precisa las propiedades geométricas de la sección.
- Ductilidad: el acero permite soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión, ayudando a que las fallas sean evidentes.
- Tenacidad: el acero tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de energía en deformación (elástica e inelástica).
- Facilidad de unión con otros miembros: el acero en perfiles se puede conectar fácilmente a través de remaches, tornillos o soldadura con otros perfiles.
- Rapidez de montaje: la velocidad de construcción en acero es muy superior al resto de los materiales.
- Disponibilidad de secciones y tamaños: el acero se encuentra disponible en perfiles para optimizar su uso en gran cantidad de tamaños y formas.
- Costo de recuperación: las estructuras de acero de desecho, tienen un costo de recuperación en el peor de los casos como chatarra de acero.

- Reciclable: el acero es un material 100 % reciclable además de ser degradable por lo que no contamina.
- Permite ampliaciones fácilmente: el acero permite modificaciones y/o ampliaciones en proyectos de manera relativamente sencilla.
- Se pueden prefabricar estructuras: el acero permite realizar la mayor parte posible de una estructura en taller y la mínima en obra consiguiendo mayor exactitud.

2.1.3.2 Desventajas

- Corrosión: el acero expuesto a intemperie sufre corrosión por lo que deben recubrirse siempre con esmaltes alquidáticos (primarios anticorrosivos) exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.
- Calor, fuego: en el caso de incendios, el calor se propaga rápidamente por las estructuras haciendo disminuir su resistencia hasta alcanzar temperaturas donde el acero se comporta plásticamente, debiendo protegerse con recubrimientos aislantes del calor y del fuego (retardantes) como mortero, concreto, asbesto, etc.
- Pandeo elástico: debido a su alta resistencia/peso el empleo de perfiles esbeltos sujetos a compresión, los hace susceptibles al pandeo elástico, por lo que en ocasiones no son económicos las columnas de acero.
- Fatiga: la resistencia del acero (así como del resto de los materiales), puede disminuir cuando se somete a un gran número de inversiones de carga o a cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión (cargas pulsantes y alternativas).
- Resistencia de plastificación solamente para columnas cortas.

Las estructuras de acero incluyen puentes, edificios, galpones, torres de transmisión, tanques de almacenamiento, soportes para anuncios, y hasta objetos artísticos.

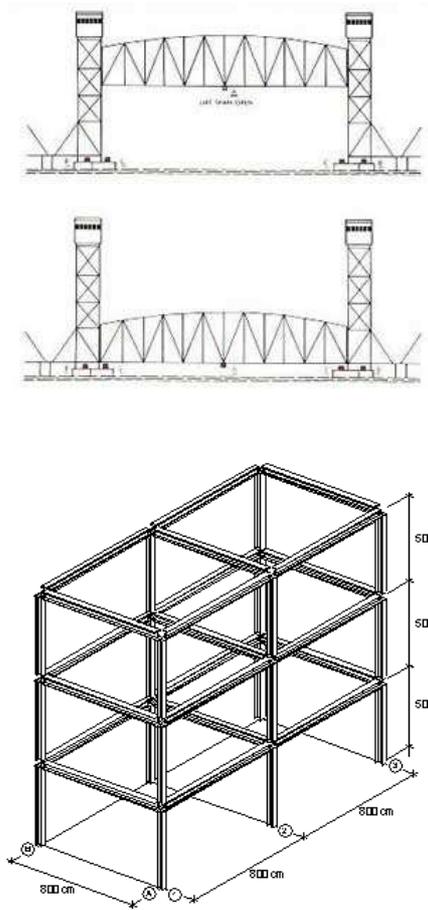


Figura 2. 1.- Estructuras de acero

En general los edificios industriales son estructuras de uno, o dos pisos, que se usan principalmente con fines de la industria (como fábricas, almacenes u operaciones de menudeo, mayoreo) e institucionales (que incluyen escuelas, hospitales, hoteles y apartamentos).

Dependiendo de cómo las fuerzas estén actuando en los elementos de las estructuras, los cálculos de las mismas pueden dividirse en:

- Cálculo estático
- Cálculo dinámico

Dado que la fuerza no se repite en periodos determinados, se considera únicamente el cálculo por resistencia estática.

Una carga estática se define como una acción estacionaria o momento causado sobre cierto objeto. Las características de una carga o momento estáticos son que estos tengan una magnitud, una dirección, y un punto de aplicación, el cual no varíe en el tiempo. Las cargas estáticas pueden ser tensión o compresión axial, fuerza cortante, momento de flexión o de torsión o una combinación de estas.

2.2 CONSIDERACIONES DE CÁLCULO PARA UNA ESTRUCTURA EN FORMA DE ARCO.

Las estructuras en arco son mas estéticas que estructuras como pórticos de dos aguas, o estructuras de claros libremente apoyados. Generalmente los arcos son diseñados con dos articulaciones. La estructura del arco es la que distribuye más uniformemente las cargas sobre la estructura, este produce reacciones horizontales convergentes bajo la acción de cargas verticales.

Un arco bajo la acción de cargas verticales, tiende a abrirse o aplastarse, esto se evita proporcionando los apoyos adecuados de tal forma que se produzcan grandes reacciones hacia dentro de estos puntos. La estructura de arco siempre va a tener un empuje horizontal, aunque se deba solamente a la carga del arco.

Las reacciones horizontales tienden a producir momentos en el arco, que se equiparan por los producidos por las componentes verticales de la reacción. La resultante de la reacción tiende a producir primordialmente compresión axial en el arco. Por lo tanto se hace factible la construcción de un arco parabólico que no tenga momento de flexión al ser cargado uniformemente.

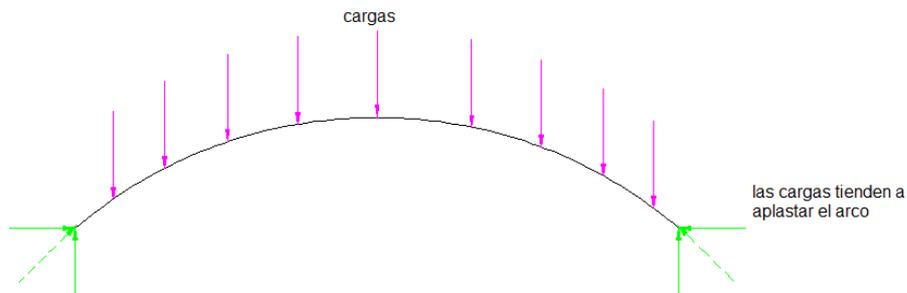


Figura 2. 2.- Cargas producidas en un arco

2.2.1 COORDENADAS DE EJES PARABÓLICOS

Los miembros curvos se definen por la siguiente ecuación:

$$y = 4f \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{x}{L} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde:

f: Es la flecha del miembro curvo.

L: Es la luz o claro del miembro curvo

x y y: Las coordenadas del eje con origen extremo izquierdo del miembro curvo.

2.2.2 GEOMETRÍA DE LOS MIEMBROS CURVOS

Los miembros curvos utilizados en este análisis se caracterizan por la relación entre sus secciones transversales y los ángulos de inclinación de sus ejes. Matemáticamente esto quiere decir que los momentos de inercia de las secciones de un miembro en curva, con relación a su eje neutro, varían directamente con la secante de ϕ . En definitiva, el espesor de estos miembros varía desde la corona a las líneas de arranque, como función del ángulo ϕ , de acuerdo con la ecuación:

$$d = d_o \sqrt[3]{\sec \varphi} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde:

d : Es el espesor del miembro curvo en la sección definida por el ángulo φ . [m]

d_o : Es el espesor del miembro curvo en la corona. [m]

φ : Angulo de inclinación del eje del miembro en la sección considerada. [φ°]

Si la relación entre la flecha y el claro es menor o igual a 0.2 se puede decir que el resultado es satisfactorio. Para relaciones mayores, las soluciones son validos los miembros ligeramente acartelados y resultan aproximadas para miembros curvos de sección constante.

En este análisis se ha despreciado los efectos deformantes por esfuerzo cortante, y la deformación axial, puesto que estos esfuerzos son despreciables en comparación con la energía total de deformación.

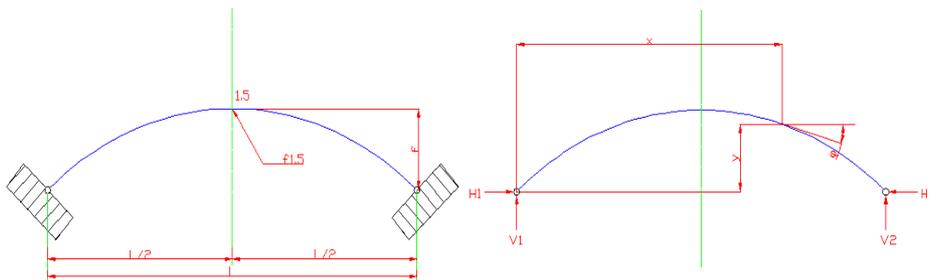


Figura 2. 3.- Geometría en miembros curvos

A continuación se dan las ecuaciones para las componentes vertical y horizontal hiperestática de las reacciones del arco. Se exponen para dos condiciones de carga para una distribuida uniformemente a lo largo de todo el claro y otra vertical concentrada en la corona.

También se dan las expresiones correspondientes para el momento y las fuerzas axial y cortante de cualquier sección del arco.

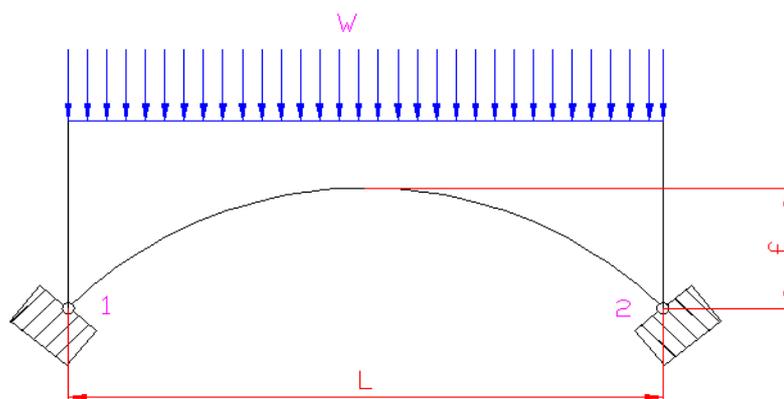


Figura 2. 4.- Carga distribuida en un arco

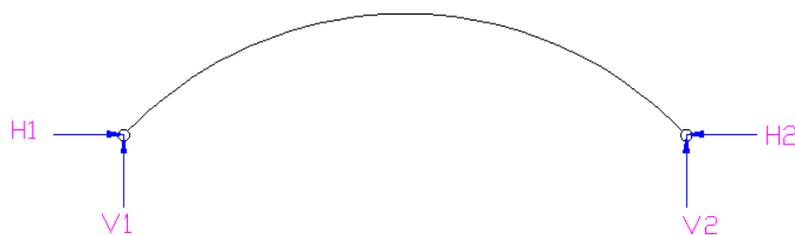


Figura 2. 5.- Reacciones producidas en un arco con carga distribuida

$$H_1 = H_2 = \frac{WL}{8f} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

$$V_1 = V_2 = \frac{W}{2} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Cuando $x < L/2$
$$N_x = H_1 \cos\varphi + W \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L} \right) \operatorname{sen}\varphi \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Cuando $x \geq L/2$
$$N_x = H_1 \cos\varphi + W \left(\frac{x}{L} - \frac{1}{2} \right) \operatorname{sen}\varphi \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Donde:

H1: Reacción horizontal en el extremo del arco. [Kg]

H2: Reacción horizontal en el extremo del arco. [Kg]

W: Carga distribuida total de la estructura. [Kg]

L: Luz del pórtico. [m]

f: Flecha del arco. [m]

x y y: Coordenadas del eje con origen en el extremo izquierdo del miembro curvo.

φ : Angulo de inclinación del eje del miembro en la sección considerada. [φ°]

M y Q son cero en cualquier punto de la estructura.

Cuando existe una carga vertical sobre la corona las ecuaciones son:

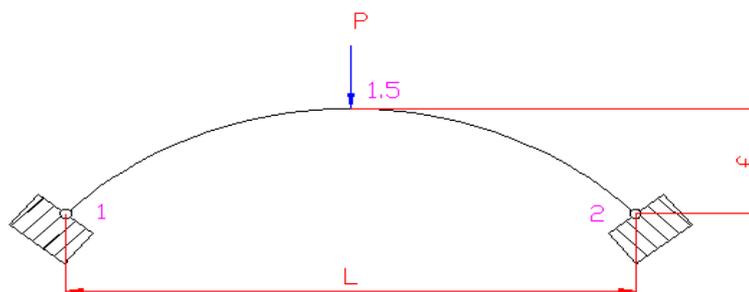


Figura 2. 6.- Arco con carga puntual

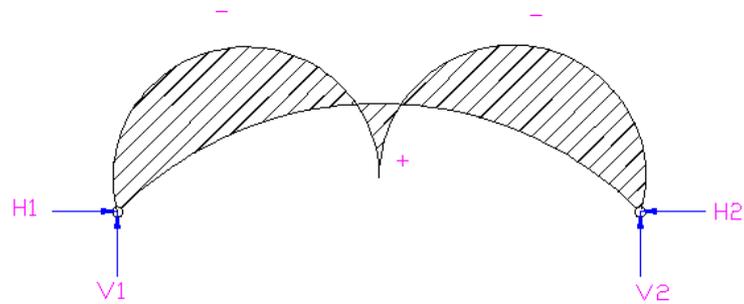


Figura 2. 7.- Momento producido en arco con carga puntual

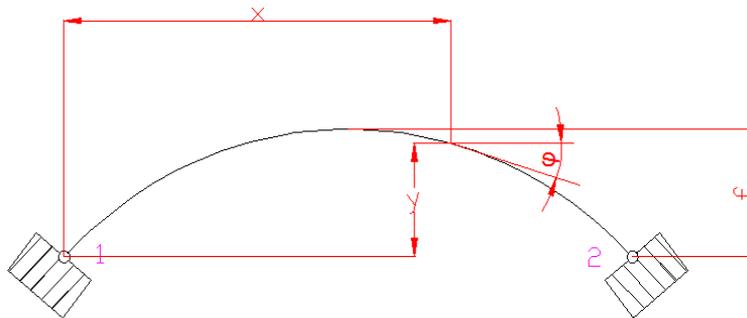


Figura 2. 8.- Geometría de miembro curvo

$$H_1 = H_2 = \frac{25PL}{128f} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

$$V_1 = V_2 = \frac{P}{2} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Cuando $x < L/2$

$$Mx = \frac{P}{2}x - H_1y \quad (\text{Ec. 2.9})$$

$$Qx = -H_1 \text{sen} \varphi + \frac{P}{2} \text{cos} \varphi \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Cuando $x \geq L/2$

$$Mx = \frac{P}{2}(L - x) - H_1y \quad (\text{Ec. 2.11})$$

$$Qx = -H_1 \operatorname{sen} \varphi - \frac{P}{2} \cos \varphi \quad (\text{Ec. 2.12})$$

Donde:

H1: Reacción horizontal en el extremo del arco. $[Kg]$

H2: Reacción horizontal en el extremo del arco. $[Kg]$

P: Carga vertical concentrada en la estructura. $[Kg]$

L: Luz del pórtico. $[m]$

f: Flecha del arco. $[m]$

x y y: Coordenadas del eje con origen en el extremo izquierdo del miembro curvo.

φ : Angulo de inclinación del eje del miembro en la sección considerada.

Qx: carga ejercida en cualquier punto x del arco. $\left[\frac{Kg}{m^2}\right]$

Mx: Momento ejercido en el punto x del arco. $[Kg - m]$

2.3 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS Y MOMENTOS DE VIGAS Y COLUMNAS.

Para el cálculos de las columnas de los pórticos se realiza un análisis de las cargas a la que está sometida la columna, esto se realiza mediante los diagramas de cuerpo libre, momento y cortante.

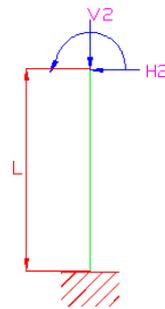


Figura 2. 9.- Diagrama de cuerpo libre de columna

$$\sum M = 0 \quad (\text{Ec. 2.13})$$

$$\sum F = 0 \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Donde:

$\sum M$: Es la sumatoria de momentos [Kg - m]

$\sum F$: Es la sumatoria de fuerzas que se la realiza en los ejes x y y. [Kg]

Se toma en cuenta también la ecuación de esfuerzo de flexión máxima y factor de seguridad.

$$\sigma_{x \max} = \frac{F+W}{A} + \frac{M_{\max} * C}{I_x} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Donde:

$\sigma_{x \max}$: Esfuerzo de flexión máxima.	$\left[\frac{Kg}{m^2} \right]$
F: Fuerza aplicada en la columna.	$[Kg]$
M_{\max} : Momento máximo.	$[Kg - m]$
I_x : Momento de inercia.	$[m^4]$
C: Distancia entre eje neutro y la fibra exterior.	$[m]$

$$n = \frac{S_y}{\sigma_{x \max}} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Donde:

n: Factor de seguridad

S_y : Esfuerzo de fluencia del acero $\left[\frac{Kg}{m^2} \right]$

$\sigma_{x \max}$: Esfuerzo de flexión máxima: $\left[\frac{Kg}{m^2} \right]$

2.3.1 SELECCIÓN DE LOS PERFILES A UTILIZAR

Para la selección de los perfiles que se van a utilizar se utiliza el diagrama de cuerpo libre del elemento a diseñar, además de la siguiente ecuación:

$$\sigma_{x \max} = \frac{M_{\max} * C}{I_x} = \frac{S_y}{n} \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Donde:

$\sigma_{x\ max}$: Esfuerzo de flexión máxima: $\left[\frac{Kg}{m^2}\right]$

M_{max} : Momento máximo. $[Kg - m]$

C: Distancia entre eje neutro y la fibra exterior. $[m]$

I_x : Momento de inercia. $[m^4]$

S_y : Esfuerzo de fluencia del acero $\left[\frac{Kg}{m^2}\right]$

n: Factor de seguridad

También se puede obtener el perfil de la siguiente relación:

$$\sigma_{x\ max} = \frac{M_x}{S_x} \leq [\sigma] = \frac{S_y}{n} \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Donde:

$\sigma_{x\ max}$: Esfuerzo de flexión máxima: $\left[\frac{Kg}{m^2}\right]$

M_x : Momento máximo. $[Kg - m]$

S_x : Propiedad elástica. $[in^3]$

S_y : Esfuerzo de fluencia del acero $\left[\frac{Kg}{m^2}\right]$

n: Factor de seguridad

2.4 DISEÑO DE PLACAS

Para el diseño de las placas es necesario tomar en cuenta los diferentes tipos de cargas a las que pueden estar sometidas las placas, entre los cuales podemos mencionar tres, que son: Columna cargada axialmente (a). Columna cargada axialmente y aplicación de momento (b). Columna cargada axialmente y horizontalmente(c).

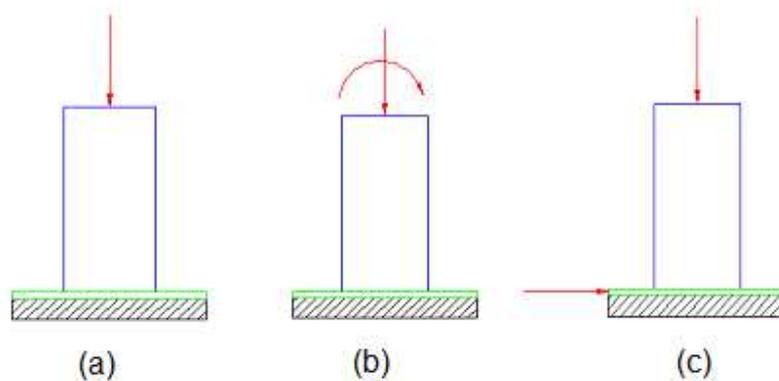


Figura 2. 10.- Cargas a las que pueden estar sometidas las placas.

2.4.1 MÉTODO DE CÁLCULO PARA PLACAS

Para el cálculo y dimensionamiento de placas, se cuenta con el manual del AISC, en donde se tienen placas con una excentricidad pequeña. Para efectos del dimensionamiento de placas, es necesario tener algunos datos como la carga axial (F), el momento flector (M), la relación de áreas ($A1/A2$), la reacción del piso sobre la columna. Además de esto es necesario asumir un determinado tamaño de placa.

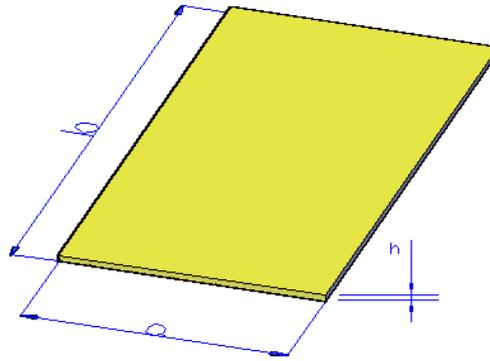


Figura 2. 11.- Dimensiones en placa

Donde:

a: Ancho de placa [m]

b: Largo de placa [m]

h: Espesor de placa [m]

Se determina la distribución de presión sobre la placa

$$w = \frac{C}{A} \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Donde:

w: Distribución de presión $\left[\frac{Kg}{m^2}\right]$

C: Resultante de las presiones de apoyo [Kg]

A: Área sometida a compresión $[m^2]$

El momento flector se encuentra expresado como unidad de longitud:

$$f' = \frac{a^2 * b^2 * w}{2(a^2 + b^2)t^2} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Donde:

$$f': \text{Esfuerzo permisible a la flexión} \quad \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

$$a: \text{Lado de la placa} \quad [m^2]$$

$$b: \text{Lado de la placa} \quad [m^2]$$

$$t: \text{Espesor de la placa} \quad [m^2]$$

$$w: \text{Carga sometida en la placa} \quad \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Para encontrar el espesor de la placa es posible despejar el espesor:

$$t^2 = \frac{a^2 * b^2 * w}{2(a^2 + b^2)f'} \quad (\text{Ec. 2.21})$$

El factor de seguridad se lo calcula de la misma forma que en las vigas y columnas:

$$\sigma_{x \max} = \frac{S_y}{n} \quad (\text{Ec. 2.22})$$

Donde:

$$\sigma_{x \max}: \text{Esfuerzo flector máximo} \quad \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

n: factor de seguridad

2.5 DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS

La soldadura es unir dos metales de idéntica o parecida composición por la acción del calor, directamente o mediante la aportación de otro metal también de idéntica o parecida composición. Durante el proceso hay que proteger al material fundido contra los gases nocivos de la atmósfera, principalmente contra el oxígeno y el nitrógeno.

Los elementos a diseñar van estar sujetos a dos tipos de momentos, el momento flector, y el momento torsor.

Cuando el esfuerzo sometido a las placas se trata de torsión en las soldaduras, el cálculo se lo realiza de la siguiente forma:

$$\tau = \frac{T*r}{J} \quad \text{Ec. 2.23)}$$

$$J = 0.707 h * J_u \quad \text{(Ec.2.24)}$$

Donde:

τ : Esfuerzo cortante [Pa]

T : Momento torsor [N – m]

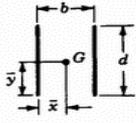
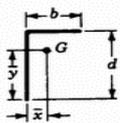
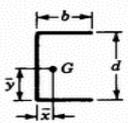
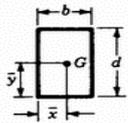
r: Radio del eje [m]

J : Momento polar de inercia [m⁴]

J_u Momento polar de inercia unitario [m³]

h: espesor de la placa. [m]

Tabla 2. 3.- Propiedades a la torsión de soldaduras de filete.

PROPIEDADES A LA TORSIÓN DE SOLDADURAS DE FILETE*			
Soldadura	Área de garganta	Localización de G	Momento polar de inercia unitario
	$A = 0.707hd$	$\bar{x} = 0$ $\bar{y} = d/2$	$J_u = d^3/12$
	$A = 1.414hd$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = d/2$	$J_u = \frac{d(3b^2 + d^2)}{6}$
	$A = 0.707h(b + d)$	$\bar{x} = \frac{b^2}{2(b + d)}$ $\bar{y} = \frac{2bd + d^2}{2(b + d)}$	$J_u = \frac{(b + d)^4 - 6b^2d^2}{12(b + d)}$
	$A = 0.707h(2b + d)$	$\bar{x} = \frac{b^2}{2b + d}$ $\bar{y} = d/2$	$J_u = \frac{8b^3 + 6bd^2 + d^3}{12} - \frac{b^4}{2b + d}$
	$A = 1.414h(b + d)$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = d/2$	$J_u = \frac{(b + d)^3}{6}$
	$A = 1.414\pi r$		$J_u = 2\pi r^3$

El esfuerzo cortante máximo se lo calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xx}}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Donde:

$$\tau_{max}: \text{Esfuerzo cortante máximo} \quad \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

σ_{xx} : Esfuerzo normal de flexión $\left[\frac{Kg}{m^2} \right]$

τ_{xy} : Esfuerzo cortante primario $\left[\frac{Kg}{m^2} \right]$

El factor de seguridad es:

$$n = \frac{0.5 \cdot S_y}{\tau_{max}} \quad (\text{Ec. 2.26})$$

Los factores de seguridad, dependiendo del electrodo que se va a utilizar se los puede determinar mediante la tabla 2.4

Tabla 2. 4.- Factores de seguridad para electrodos.

Tipo de carga	Tipo de soldadura	Esfuerzo permisible	n^*
Tensión	A tope	$0.60S_y$	1.67
Aplastamiento	A tope	$0.90S_y$	1.11
Flexión	A tope	$0.60-0.66S_y$	1.52-1.67
Compresión simple	A tope	$0.60S_y$	1.67
Cortante	A tope o de filete	$0.40S_y$	1.44

Cuando el esfuerzo sometido sobre la placa se trata de flexión, el cálculo del momento flector se lo realiza s de la siguiente forma:

$$\sigma = \frac{M \cdot C}{I} + \frac{F}{A} \quad (\text{Ec. 2.27})$$

$$M = \sqrt{M_{y(x)}^2 + M_{z(x)}^2} \quad (\text{Ec. 2.28})$$

Donde:

σ : Esfuerzo a flexión. $\left[\frac{Kg}{m^2} \right]$

I: Momento de inercia del grupo de soldaduras respecto al centroide.

C: Distancia entre el centroide del grupo de juntas y el punto en cuestión de la soldadura.

Para calcular el esfuerzo cortante máximo se debe sumar el momento cortante primario, más el cortante secundario:

$$T = \frac{T * C}{J} + \frac{V}{A} \tag{Ec. 2.29}$$

$$I = 0.707 h * I_u \tag{Ec. 2.30}$$

Donde:

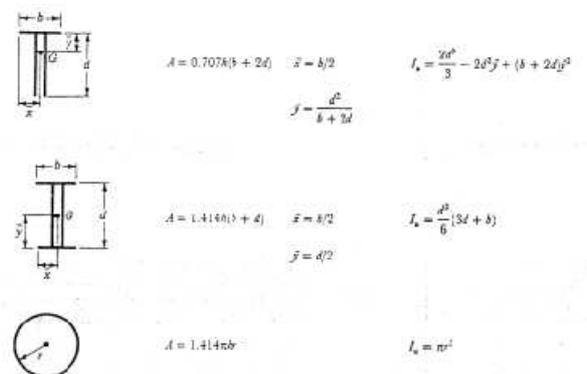
I: Momento polar de inercia del grupo de soldaduras con respecto al centroide.

I_u Momento polar de inercia unitario

h: espesor de la placa.

Tabla 2. 5.- Propiedades a flexión de soldaduras de filete

Tabla 9-2 PROPIEDADES A LA FLEXIÓN DE SOLDADURAS DE FILETE*			
Soldadura	Área de garganta	Localización de G	Momento de inercia unitario
	$A = 0.707bd$	$\bar{x} = 0$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^3}{12}$
	$A = 1.414bd$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^3}{6}$
	$A = 1.414bd$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{bd^2}{2}$
	$A = 0.707b(2b + d)$	$\bar{x} = \frac{b^2}{2b + d}$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^2}{12}(6b + d)$
	$A = 0.707b(b + 2d)$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = \frac{d}{b + 2d}$	$I_u = \frac{2d^3}{3} - 2d^2\bar{y} + (b + 2d)\bar{y}^2$
	$A = 1.414b(b + d)$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^2}{6}(3b + d)$



2.6 DISEÑO Y CÁLCULO DE SUJETADORES ROSCADOS

En primer lugar hay que definir bien la diferencia entre perno, y tornillo, para poder determinar las fuerzas a las que va a estar sometido este elemento.

2.6.1 TORNILLO

es aquel que está diseñado de tal modo que su función primaria sea quedar instalado dentro de un agujero roscado. Por lo tanto un tornillo se aprieta aplicando un par de torsión en su cabeza.

2.6.2 PERNO

Es aquel que está diseñado para ser instalado con una tuerca. Así, los pernos se aprietan aplicando un par de torsión a la tuerca.

2.6.3 ESPARRAGO

Es una varilla con rosca en sus dos extremos, el uno entra en un agujero roscado, y el otro entra en la rosca.

Para el diseño de los pernos se debe tomar en cuenta si estos van a estar trabajando bajo corte directo, aplastamiento, y flexión.

2.6.4 CORTE PURO

Cuando existe corte puro se puede calcular el esfuerzo cortante con la siguiente fórmula:

$$T_{xy} = \frac{F}{A} = \frac{4F}{\pi * d^2} \quad (\text{Ec. 2.31})$$

$$n = \frac{S_{sy}}{T_{xy}} = \frac{0.577S_y}{T_{xy}} \quad (\text{Ec. 2.32})$$

Donde:

T_{xy} : Esfuerzo cortante $\left[\frac{Kg}{m^2} \right]$

F: Fuerza aplicada $[Kg]$

d: Diámetro del tornillo $[m]$

n: Factor de seguridad

S_y : Esfuerzo de fluencia del acero $\left[\frac{Kg}{m^2} \right]$

2.6.5 APLASTAMIENTO

$$\sigma_x = \frac{F}{A} = \frac{F}{t * d} \quad (\text{Ec. 2.33})$$

$$n = \frac{S_y}{\sigma_x} \quad (\text{Ec. 2.34})$$

Donde:

F: Fuerza aplicada $[Kg]$

d: Diámetro del tornillo $[m]$

t: Agarre $[m]$

σ_x : Esfuerzo máximo de flexión $\left[\frac{Kg}{m^2}\right]$

n: factor de seguridad de aplastamiento

Sy: Esfuerzo de fluencia del acero $\left[\frac{Kg}{m^2}\right]$

La carga en cada tornillo es:

$$P = \frac{V}{N} \quad (\text{Ec. 2.35})$$

Donde:

P: La carga en cada cara del perno $\left[\frac{Kg}{m^2}\right]$

V: Cortante total $[Kg]$

N: Número de pernos

El cortante máximo es:

$$\tau_{max} = \frac{P}{A} \quad (\text{Ec. 2.36})$$

Donde:

A: Área de la cara del perno

Debe cumplirse que:

$$\tau_{max} \leq \tau_a \quad (\text{Ec. 2.37})$$

Donde:

τ_a : Esfuerzo admisible dependiendo del material.

2.7 PROCESOS

Dentro de los procesos de fabricación de la estructura ya hemos nombrado a los materiales que se van a utilizar; uno de los aspectos más importantes dentro de las estructuras metálicas es el método de unión de las partes que se van a utilizar en la estructura. Para propósitos de esta tesis se va a tomar en cuenta el método de unión por soldadura.

CAPITULO III

3. PREFACTIBILIDAD

3.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

La política del Gobierno Nacional al incrementar el rubro hacia el sector de la salud, conlleva una creciente demanda de este servicio para la población con mejores servicios, y con más espacio, por lo cual, es necesario plantear una alternativa que supla la necesidad de los centros de salud.

Siendo, el Hospital General de las fuerzas armadas uno de los referentes en cuanto a servicio, tecnología, y su continuo mejoramiento, se ha visto en la necesidad de ampliar sus áreas, para poder abastecer la demanda de la comunidad en general.

Dentro de los servicios que presta el hospital General de las Fuerzas Armadas, entre los cuales podemos mencionar entre otros, el de emergencia, hospitalización, unidad de cuidados intensivos, consulta externa en 36 especialidades, se atiende a más de 800 pacientes diarios.

Ya que la misión del hospital General de las Fuerzas Armadas es la de proporcionar una atención de salud integral y de calidad a la comunidad militar y civil, mediante modernización, mejoramiento continuo, e incremento de la productividad, es necesario, además del personal calificado, contar con el espacio físico adecuado para poder suplir la demanda de la población, realizando ampliaciones dentro de sus diferentes áreas.

Es así, resulta necesario el análisis de la estructura ampliatoria, en el mismo lugar donde se encuentra la edificación del hospital, y mediante el estudio de estructuras alivianadas, se puede realizar una ampliación que sea de rápida consecución, y que además ofrezca ventajas en cuanto a seguridad, y costo sobre todo.

3.2 ESTUDIO DEL MERCADO

Dentro del estudio de mercado se va a analizar lo referente a demanda de la población en cuanto a servicios de la salud, así como también lo referente a costos, disponibilidad, etc., de los tipos de acero estructural con los cuales se podría construir la estructura ampliatoria.

3.2.1 DEMANDA DE SERVICIOS DE SALUD

En los últimos años ha existido un aumento sostenido de la demanda de servicios de la salud en los hospitales en general. En el Hospital General de las Fuerzas Armadas de Quito, el servicio a la comunidad en general se los presta desde el año 1996, anteriormente solo se atendía al personal militar.

Gracias a la política actual del gobierno, el presupuesto hacia el sector de la salud ha tenido un sustancial aumento, lo cual contribuye a que más pacientes tengan acceso a este servicio.

3.2.1.1 Hospital General de las Fuerzas Armadas de Quito

Para tener una visión amplia acerca de la necesidad de realizar una ampliación en el área de quirófanos del Hospital general de las Fuerzas armadas de Quito es necesario realizar análisis de todas las áreas del Hospital.

El área de quirófanos dentro del Hospital General de las Fuerzas Armadas de Quito, se encuentra en el cuarto piso, y dentro de esta área también se pueden encontrar las siguientes especialidades:

- Unidad de medicina crítica
- Cuidados intensivos generales
- Cirugía cardiorácica

- Cuidados intensivos pediátricos.
- Cuidados coronarios
- Cardiología

PB	PLANTA BAJA		5	QUINTO PISO
	EMERGENCIA	COORDINACIÓN		MEDICINA INTERNA
	CAJAS, TURNOS Y FACTURACION	PREPARACIÓN DE ALIMENTOS		REUMATOLOGÍA
	FARMACIAS	ASCENSORES		
	ADQUISICIONES	MORGUE		
	ODONTOLOGÍA	LAVANDERÍA	6	SEXTO PISO
	IMPRENTA	SERVICIO AL CLIENTE		GASTROENTEROLOGÍA
	BODEGA GENERAL	OFICIAL DE GUARDIA		DERMATOLOGÍA
	INFORMACION ALFAMEDICAL			ALERGEOLOGÍA
				NEUMOLOGÍA
				ENDOCRINOLOGÍA
1	PRIMER PISO		7	SÉPTIMO PISO
	DIRECCIÓN GENERAL	HEMATOLOGÍA		TRAUMATOLOGÍA
	DIRECCIÓN MÉDICA	CIRUGÍA VASCULAR		UNIDAD DE QUEMADOS
	DIR. ADMINISTRATIVA	QUIMIOTERAPIA		MAXILOFACIAL
	AUDITORÍA MÉDICA	ONCOLOGÍA		
	CENTRAL TELEFÓNICA	FÍSICA		
	TRABAJO SOCIAL	DIETÉTICA	8	OCTAVO PISO
	ASESORÍA JURÍDICA	AUDITORIO 1		CIRUGÍA ABDOMINAL
	U. DE GESTIÓN EMPRESARIAL	ENDOCRINOLOGÍA		CIRUGÍA PROCTOLÓGICA
	INSPECTORÍA	BIBLIOTECA		
	DEP. DE SISTEMAS	AUDITORIO 2		
	COM. ESP. DE CONTRATACIONES	SERVICIOS GENERALES		
	ELECTROCARDIOGRAFÍA	RAYOS X		
	COPIAS	MAMOGRAFÍA		
	PLANIFICACIÓN FAMILIAR	REHABILITACIÓN		
	COLPOSCOPIA	TERAPIA FÍSICA		
	DEP. DE COSTOS	TERAPIA OCUPACIONAL		
	DEP. DE ENFERMERÍA	TERAPIA DE LENGUAJE		
	ENDOSCOPIA	ELECTROMIOGRAFÍA		
	CHEQUEO MÉDICO EJECUTIVO	MEDICINA NUCLEAR		
	DEP. DE CRÉDITO Y COBRANZAS	TRAUMATOLOGÍA	9	NOVENO PISO
	DIRECCIÓN FINANCIERA	CIRUGÍA PLÁSTICA		OTORINOLARINGOLOGÍA
	PROCESAMIENTO DE DATOS	ARCHIVO RAYOS X		OFTALMOLOGÍA
	TESORERÍA	ANGIOGRAFÍA DIGITAL		UROLOGÍA
	GINECOLOGÍA	TOMOGRFÍA 1		CIRUGÍA PLÁSTICA
	PEDIATRÍA	TOMOGRFÍA 2		HEMATOLOGÍA
	VACUNACIÓN	RESONANCIA MAGNÉTICA		ONCOLOGÍA
	ODONTOLOGÍA	ULTRASONIDO		
	CIRUGÍA PEDIÁTRICA	CARDIOLOGÍA		
	MEDICINA INTERNA	PROCED. DE ERGOMETRÍA		
	CIRUGÍA CARDIOTORÁCICA	CONSULTORIOS ALFAMEDICAL		
2	SEGUNDO PISO		10	DÉCIMO PISO
	LABORATORIOS:	BANCO DE SANGRE		NEUROCIRUGÍA
	ANATOMO - PATOLÓGICO	NEFROLOGÍA		CIRUGÍA VASCULAR
	CLÍNICO - ENDOCRINOLÓGICO	CAPILLA		PSIQUIATRÍA
	DE MICROBIOLOGÍA	CONS. EXT. DE NEUMOLOGÍA		NEUROLOGÍA
	DE INMUNOLOGÍA	COMEDOR MÉDICOS		
3	TERCER PISO		11	DÉCIMO PRIMER PISO
	QUIRÓFANOS	POST - OPERATORIO		PEDIATRÍA
4	CUARTO PISO		12	DÉCIMO SEGUNDO PISO
	U. DE MEDICINA CRÍTICA	CUIDADOS INT. PEDIÁTRICOS		GINECOLOGÍA / OBSTETRICIA
	CUIDADOS INT. GENERALES	CUIDADOS CORONARIOS		NEONATOLOGÍA
	CIRUGÍA CARDIOTORÁCICA	CARDIOLOGÍA		

Figura 3. 1.- Ubicación de las diferentes áreas en el Hospital General de las Fuerzas Armadas, en el edificio de hospitalización.

Para propósitos del análisis de las diferentes áreas de hospital, se toman los datos de la atención a los pacientes en sus diferentes áreas en un lapso de tres meses.

Tabla 3. 1.- Pacientes atendidos trimestralmente

SERVICIO	PACIENTES ATENDIDOS EN TODO EL HOSPITAL	PACIENTES EN EL ÁREA DE QUIRÓFANOS
CARDIOLOGÍA	87	87
C. INT. GENERALES	235	235
C. PEDIÁTRICOS	86	86
C. CORONARIOS	215	215
C. CARDIOTORÁCICA	234	234
U. DE MED. CRÍTICA	215	215
EMERGENCIA	327	
GINECOLOGÍA	180	
H DÍA "A"	8	
M FACIAL	35	
NEUROLOGÍA	45	
OFTALMOLOGÍA	243	
MEDICINA GENERAL	756	
PROCTOLOGÍA	56	
TRAUMATOLOGÍA	275	
UROLOGÍA	86	
TOTAL	3083	1072

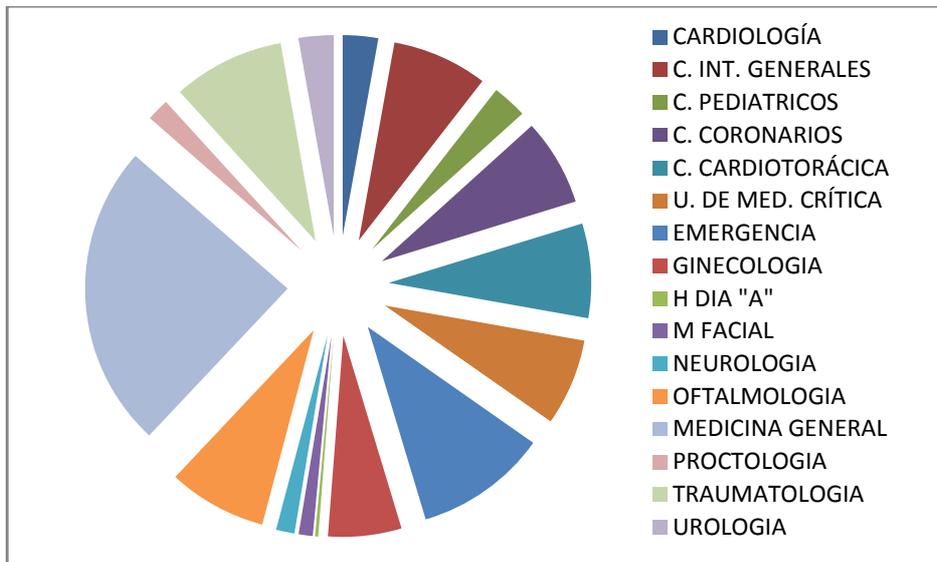


Figura 3. 2.- Pacientes atendidos trimestralmente en el Hospital General de las Fuerzas Armadas

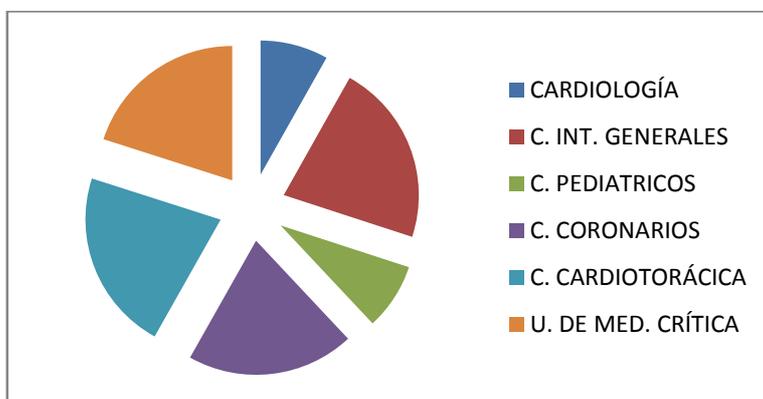


Figura 3. 3.- Pacientes atendidos dentro del área de quirófanos

El porcentaje de pacientes que utilizan el área de quirófanos es:

Tabla 3. 2.- Porcentaje de pacientes que utilizan el área de quirófanos.

PACIENTES TOTAL	PACIENTES EN ÁREA DE QUIRÓFANOS
3083	1072
100%	35%

Luego de realizar el análisis estadístico de la necesidad de ampliar el área de quirófanos en el Hospital General de las Fuerzas Armadas de Quito, se puede determinar que es viable un proyecto de ampliación en el mismo, dada la afluencia de gente hacia este centro de salud, y el crecimiento de la demanda en sus diferentes áreas, y en este caso, de un área crítica en un hospital como es el área de quirófanos.

CAPITULO IV

4. FACTIBILIDAD

4.1 ANÁLISIS, PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN DEL ESTUDIO DE LAS COLUMNAS DEL ANTIGUO HOSPITAL.

Ya que el presente trabajo tiene como finalidad el diseño de la estructura ampliatoria en el Hospital General de las Fuerzas Armadas de Quito, es necesario tener en cuenta el estudio previo realizado en la estructura actual del hospital, para poder analizar si la estructura actual soporta la ejecución de una ampliación, si sus columnas y bases soportan el peso y la carga de una estructura extra.

Este estudio de ingeniería civil, es realizado en base a los planos estructurales del hospital, y para poder obtener los estados de carga se hace referencia a la norma de construcción de concreto estructural ACI 318S-05 sección 9.2

Algunos datos obtenidos de los planos estructurales son:

Tabla 4. 1.- Datos Obtenidos de planos estructurales.

f'c	282 kg/cm ²
Fy	2800 kg/cm ²
Ec=15000 x (fc)^{0.5}	251892,83 kg/cm ²
Ec agriet.	100757,13 kg/cm ²

Para las consideraciones de carga, se toma en cuenta una carga inicial de 700 kg/m², pero se restan 100 kg/m² debido a el material que se debe retirar para realizar la ampliación, este material sería básicamente el de la cerámica que existe actualmente.

Tabla 4. 2.- Consideraciones de carga.

CONSIDERACIONES DE CARGA		
C MUERTA	700 kg/m ²	Entrepiso
C MUERTA	600 kg/m ²	Disminución por retiro de material
C MUERTA	100 kg/m ²	Sobrecarga por estructura metálica
CVIVA	200 kg/m ²	Entrepiso
CVIVA	150 kg/m ²	Cubierta inaccesible
CVIVA	50 kg/m ²	Adicional para hacerla accesible

Se debe tomar en cuenta también la capacidad de carga del suelo, que es:

Tabla 4. 3.- Carga de suelo.

Q suelo	30 ton/m ²
----------------	-----------------------

Se puede realizar el análisis de carga con la estructura actual del hospital, así como también con la ampliación, y así, analizar las cargas en las columnas del hospital. Analizando los diagramas de momentos y el diagrama de cortante para la estructura, se puede concluir que la estructura en sí soporta una carga mayor como una ampliación, esto se debe a que el momento, y el cortante no se ven aumentados en una forma excesiva.

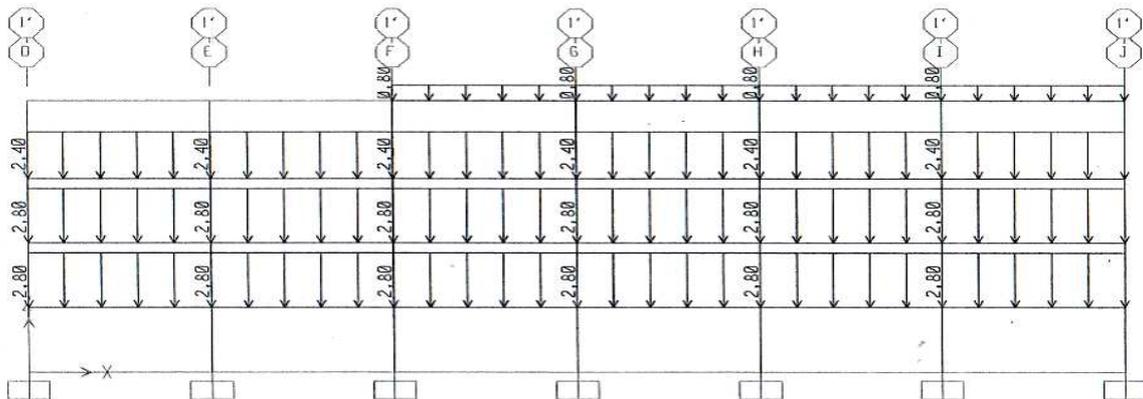


Figura 4. 1.- Análisis de carga para a estructura actual del hospital

.

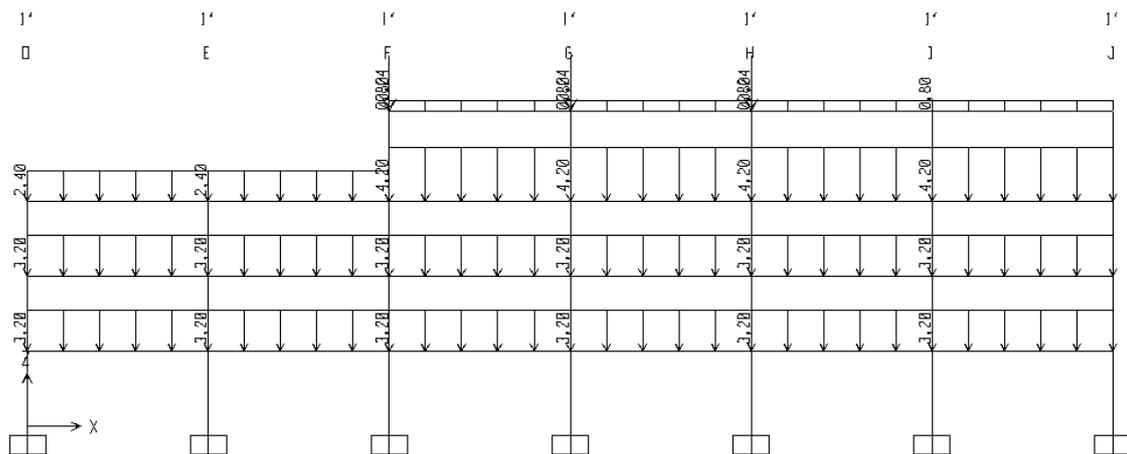


Figura 4. 2.- Análisis de carga para estructura del hospital con ampliación.

Para realizar el análisis con ampliación se ha realizado una carga extra a los puntos F1, G1, H1, por cuanto estos representan el punto más crítico dentro de toda la estructura del hospital, y al cargar estos puntos con una carga que representa la carga de la ampliación, se puede simular el comportamiento de la estructura, y determinar si la estructura soporta estos estados de carga.

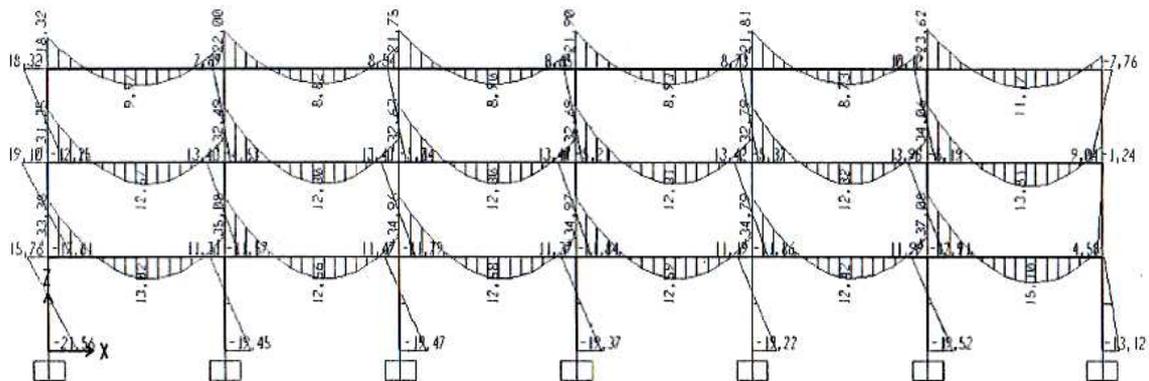


Figura 4. 3.- Análisis de momentos en estructura actual del hospital

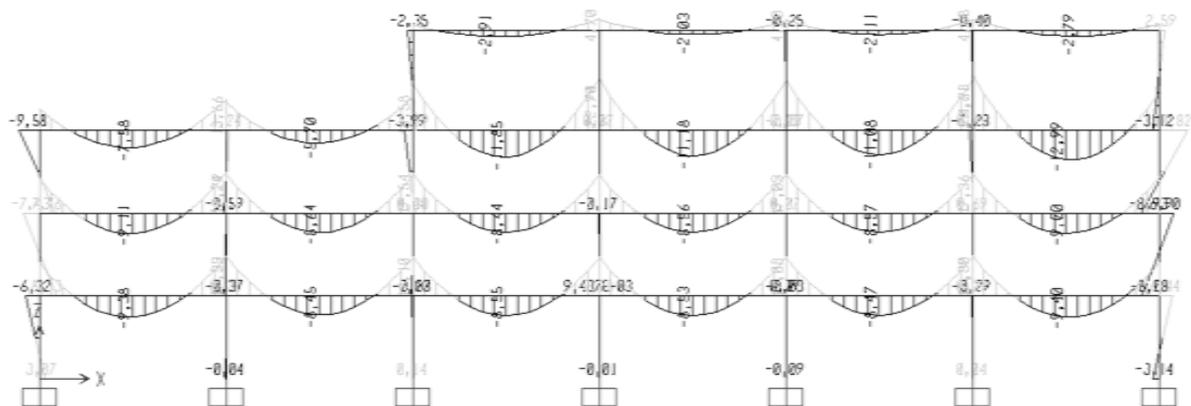


Figura 4. 4.- Análisis de momentos para estructura del hospital con ampliación

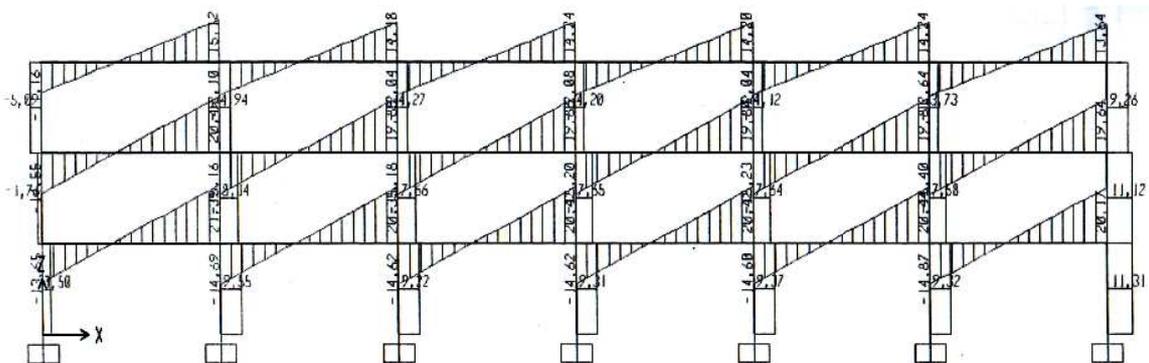


Figura 4. 5.- Análisis de cortante para estructura actual del hospital

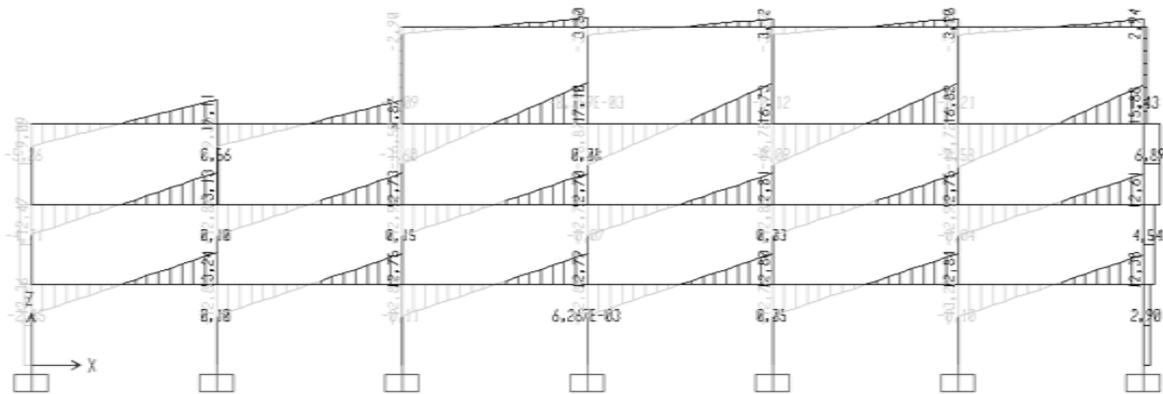


Figura 4. 6.- Análisis de cortante para estructura del hospital con ampliación

Si bien la estructura en sí puede soportar una ampliación, lo que nos limita es la capacidad de carga del suelo, y en este caso tiene que ver con la cimentación del Hospital, que solo puede soportar hasta una carga de 30 ton/m^2 . Esto si bien limita en cierta forma la ampliación, representa un reto en realizar una estructura que sea lo más liviana posible, usando materiales que sean lo más ligeros posibles, y que a su vez puedan soportar las cargas requeridas para el propósito de este proyecto.

CIMENTACION HOSPITAL MILITAR

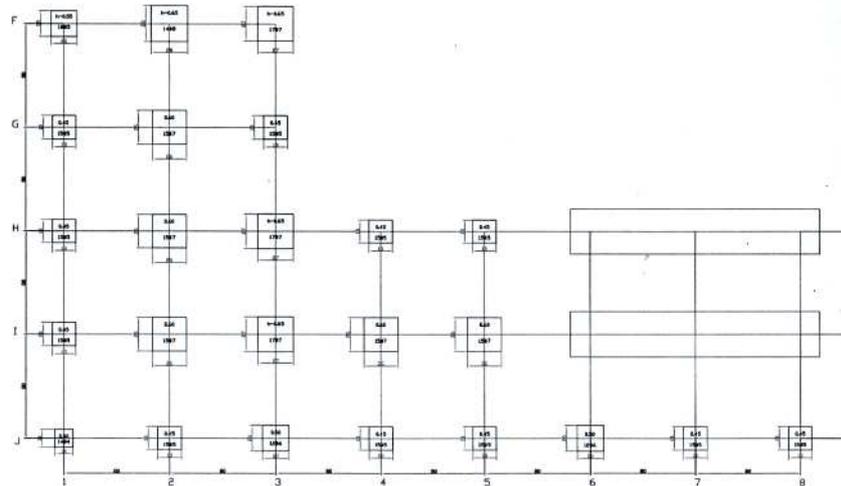


Figura 4. 7.-Cimentación del hospital.

El análisis de la estructura actual del hospital se lo puede encontrar más detallado en el anexo E.

4.2 PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS

Para el planteamiento de alternativas, se van a tomar en cuenta las alternativas estructurales, así como la de materiales a usarse en la estructura ampliatoria.

4.2.1 PÓRTICOS

4.2.1.1 Pórtico de dos aguas con alma llena (alternativa 1)

Este tipo de estructura consiste en elementos armados con perfiles laminados estandarizados, los cuales son unidos entre sí mediante soldadura. Los elementos que conformarían la estructura serían elementos que al ser

estandarizados se podrían conseguir en el mercado. Se pueden usar perfiles tipo I, o tipo W para su construcción.

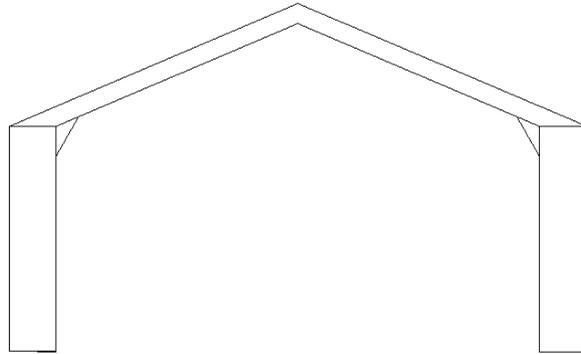


Figura 4. 8.- Pórtico de dos aguas con alma llena.

4.2.1.2 Pórtico con estructura de acero en celosía (alternativa 2)

Este tipo de estructura está configurada de tal manera que a través de la unión de varios elementos laminados se va formando los perfiles que van a constituir el pórtico en sí. En este caso el trabajo que se debe realizar para conformar el pórtico es más elaborado, y requiere más tiempo para su construcción.

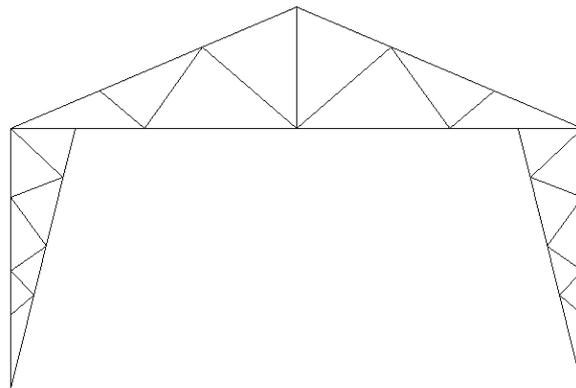


Figura 4. 9.- Pórtico con estructura de acero en celosía.

4.2.1.3 Pórtico en forma de arco con alma llena (alternativa 3).

Para esta estructura se puede usar elementos laminados y perfilería que se puede encontrar en el mercado, para el caso del arco, es un perfil que se encuentra semirolado. Toda la estructura se une con soldadura, o puede también ser remachado y empernado.

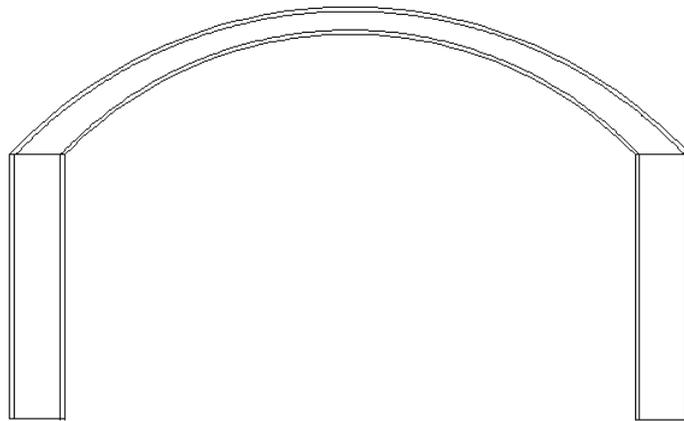


Figura 4. 10.- Pórtico en forma de arco con alma llena

4.2.1.4 Pórtico en forma de arco con Estructura de acero en celosía (alternativa 4).

Este tipo de estructura requiere de varios elementos para su conformación. Está conformada por perfiles estandarizados que van formando el pórtico. La elaboración de esta conformación requiere de un trabajo más elaborado y de más tiempo para su construcción.

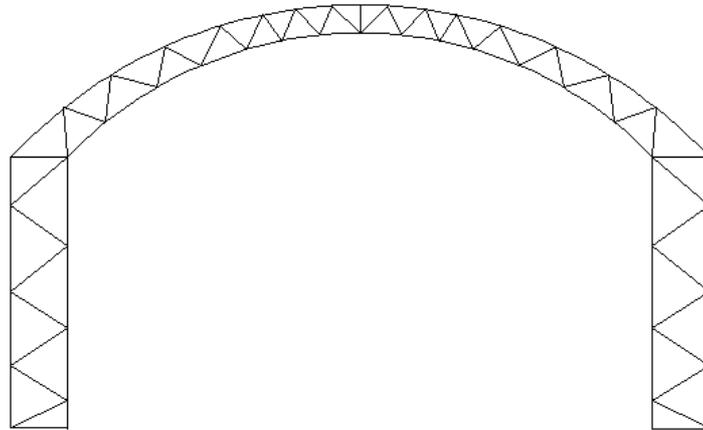


Figura 4. 11.- Pórtico en forma de arco con estructura de acero en celosía.

4.2.2 PISO

4.2.2.1 Losa aligerada (alternativa 1)

Esta alternativa de configuración se realiza colocando en los intermedios de los miembros estructurales, bloques, ladrillos, casetones de madera o metálicos, con el fin de reducir el peso de la estructura, y el acero en barras concentrado en puntos llamados nervios.

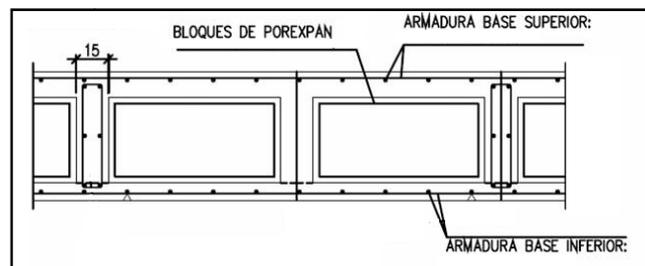


Figura 4. 12.- Losa aligerada

4.2.2.2 Losa nervada (alternativa 2)

Esta estructura esta armada o confeccionada en la obra; esta posee nervios los cuales sirven de esqueleto soportante para la losa que generalmente esta enlucida en yeso, y tiene como superficie una sobrelosa.

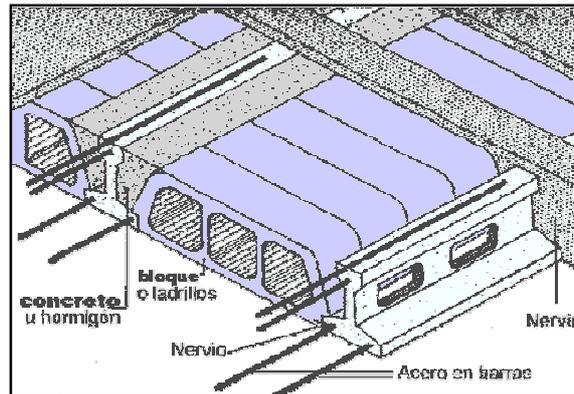


Figura 4. 13.- Losa nervada

4.2.2.3 Losa pretensada (alternativa 3)

La tercera alternativa es la de una losa pretensada; que consiste en un tipo de losa la cual tiene en su interior fieros pretensados, o sea que están tensados de fabrica por lo tanto es una solución industrial. El concepto de losa pretensada viene de la losa nervada insitu la cual como su nombre lo dice está hecha en la misma obra

La característica de las lozas pretensadas es que salvan grandes luces y pueden auto soportarse. Están formadas por la sobrelosa, la membrana (enfierradura) y el nervio que es la parte más poderosa de la estructura.

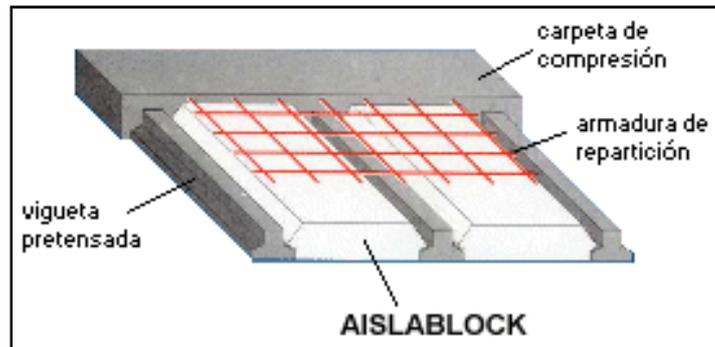


Figura 4. 14.- Losa pretensada

4.2.2.4 Losa con placa colaborante (alternativa 4)

Esta estructura consiste en una losa la cual tiene abajo una placa de acero galvanizado con resaltes. Los resaltes de las placas están hechos a base de golpes y sirven para la adherencia del concreto. Con estas placas nos evitamos el uso del encofrado y pueden tener vigas de perfil metálico las cuales se pueden hacer insitu o industrializadas. Se pueden ocupar en ampliaciones de supermercados con pintura antifuego la cual retarda los efectos de un incendio.

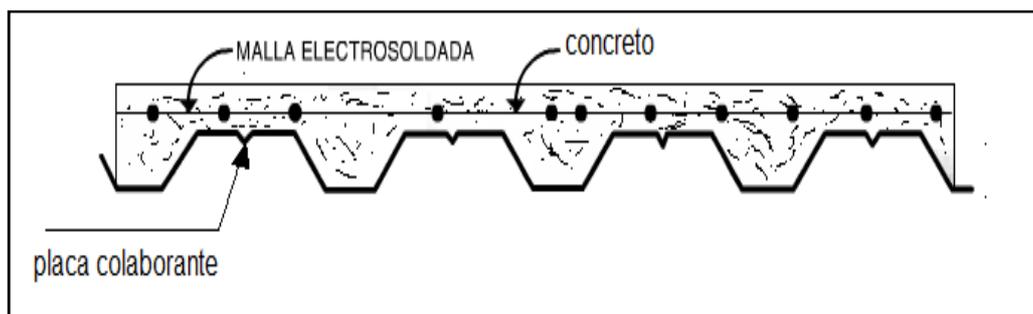


Figura 4. 15.- Losa con placa colaborante

4.2.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Tabla 4. 4.- Alternativas para pórticos

ALTERNATIVAS PARA PÓRTICOS				
	1	2	3	4
VENTAJAS	<ul style="list-style-type: none"> - El proceso de ensamblaje es rápido. - Requiere de menos elementos para su conformación. - Menores costuras de soldadura o juntas. - Costo moderado. - Elementos de fácil obtención en el mercado. 	<ul style="list-style-type: none"> - tiene mayor resistencia con cargas elevadas. - Su peso es menor - Asegura el trabajo integral de sus elementos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Costo moderado - Estructura estética - Ensamble rápido - distribución de cargas uniforme. - Tiene menos soldaduras o juntas en su estructura. 	<ul style="list-style-type: none"> - Estructura estética - Asegura el trabajo integral de sus elementos. - distribución de cargas uniforme.
DESVENTAJAS	<ul style="list-style-type: none"> - Dificultad en el manejo de sus elementos. - Mayor peso de sus elementos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Presenta mayor dificultad para su ejecución - Se tienen muchas juntas, o soldaduras - Costo elevado - Requiere mayor tiempo de fabricación 	<ul style="list-style-type: none"> - Dificultad en maniobrar sus elementos. - Mayor peso de sus elementos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Estructura muy costosa - Requiere mayor tiempo para su fabricación

Tabla 4. 5.- Alternativas para piso.

ALTERNATIVAS PARA PISO				
	1	2	3	4
VENTAJAS	<ul style="list-style-type: none"> - Tiene una estructura liviana. - Costo moderado. -Elementos de fácil obtención en el mercado. -distribución de cargas uniforme. -Sus elementos trabajan en conjunto. 	<ul style="list-style-type: none"> -tiene una estructura liviana - Costo moderado. -Sus elementos trabajan en conjunto. -distribución de cargas uniforme. 	<ul style="list-style-type: none"> -tiene una estructura liviana - Costo moderado. -distribución de cargas uniforme. -Sus elementos trabajan en conjunto. 	<ul style="list-style-type: none"> -tiene una estructura liviana - Costo moderado. -Elementos de fácil obtención en el mercado. -distribución de cargas uniforme. -Al tener una placa colaborante, se reduce el uso de concreto. -Sus elementos trabajan en conjunto.
DESVENTAJAS	<ul style="list-style-type: none"> Requiere de una armadura doble para su compactación 	<ul style="list-style-type: none"> -Presenta mayor dificultad para su ejecución -Los elementos que la conforman tienen cierta dificultad para ser obtenidos. 	<ul style="list-style-type: none"> -Los elementos que la conforman tienen cierta dificultad para ser obtenidos. 	

4.3 SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

Para la elección de las alternativas más adecuadas para la construcción, se va a realizar una evaluación con los aspectos más representativos que definen el diseño de la estructura ampliatoria, tales como: Costos, peso, funcionalidad, capacidad de carga, tiempo de ejecución.

Se da una escala de calificaciones de la siguiente forma:

Tabla 4. 6.- Escala de calificaciones.

ESCALA DE CALIFICACIONES	INTERPRETACIÓN
1	Muy: Bajo, costoso, poco, pesado.
2	Bajo, costoso, poco, pesado
3	Mediano.
4	Alto, Económico, gran, liviano
5	Muy: Alto, Económico, gran, liviano.

La interpretación de términos debe darse de la siguiente forma:

-El término de bajo y alto debe tomarse como seguridad

-El término costoso y económico debe aplicarse para los costos de fabricación y montaje.

- El termino poco y gran debe aplicarse para la capacidad de carga de la estructura si soporta poca capacidad de carga, o puede soportar gran cantidad de carga.

-El termino, pesado y liviano se refiere al peso que tiene la estructura.

Tabla 4. 7.- Factores de selección y ponderación de alternativas de diseño para pórtico.

FACTORES	ALTERNATIVAS PARA PÓRTICO								
	PESO(IMPORTANCIA)	ALTERNATIVA 1		ALTERNATIVA 2		ALTERNATIVA 3		ALTERNATIVA 4	
SEGURIDAD	0,3	4	1,2	4	1,2	4	1,2	4	1,2
COSTOS	0,2	3	0,6	3	0,6	5	1	4	0,8
CAPACIDAD DE CARGA	0,2	3	0,6	2	0,4	4	0,8	3	0,6
PESO	0,3	3	0,9	2	0,6	4	1,2	3	0,9
TOTAL	1		3,3		2,8		4,2		3,5

Tabla 4. 8.- Factores de selección y ponderación de alternativas de diseño para piso

FACTORES	ALTERNATIVAS PARA PISO								
	PESO(IMPORTANCIA)	ALTERNATIVA 1		ALTERNATIVA 2		ALTERNATIVA 3		ALTERNATIVA 4	
SEGURIDAD	0,3	4	1,2	3	0,9	4	1,2	4	1,2
COSTOS	0,2	3	0,6	2	0,4	2	0,4	3	0,6
CAPACIDAD DE CARGA	0,2	2	0,4	2	0,4	4	0,8	4	0,8
PESO	0,3	4	1,2	2	0,6	3	0,9	4	1,2
TOTAL	1		3,4		2,3		3,3		3,8

En la tabla 4.7 se observa que la alternativa No. 3 es la que obtiene un mayor puntaje que las otras alternativas, mientras que en la tabla 4.8 la que obtiene mayor puntaje es la alternativa No.4. Por lo que la selección para realizar la estructura ampliatoria va ser la estructura de arco con alma llena para el pórtico, mientras que para el piso se va a diseñar una losa alivianada con placa colaborante.

4.4 DIMENSIONAMIENTO

El presente diseño se basa en la norma americana de acero de construcción AISC, (American Institute of Steel Construction.) en esta se consideran cargas como carga muerta, carga viva de personas, carga de elementos que componen los quirófanos, y además se tienen otras cargas como cargas de viento, cargas de ceniza, que se las toma en cuenta debido a la geografía donde se encuentra el hospital.

El área de ampliación se encuentra ubicada en la terraza del hospital, en donde se pueden encontrar las siguientes características generales:

Área total de ampliación: 1024 m²

Perímetro: 176 m

Longitud entre columnas del hospital (Edificación actual): 8m

Dimensiones de columnas del hospital (Edificación actual).

Se tienen columnas cuadradas de dos tipos:

- 60x60
- 90x90



Figura 4. 16.- Esquema de ampliación de los pórticos.

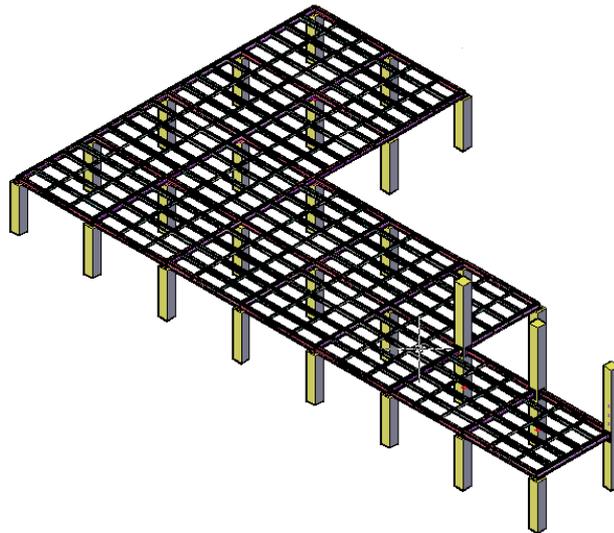


Figura 4. 17.- Esquema de ampliación del reticulado.

4.4.1 SELECCIÓN DEL MATERIAL

Para la selección del material adecuado, es conveniente tomar en cuenta parámetros como son:

- Condiciones de trabajo
 - Cuestiones económicas
 - Peso
 - Seguridad
-
- Las condiciones de trabajado a las cuales va a estar sometida la estructura, van a estar regidas por la carga muerta, a carga viva de personas, los equipos a utilizarse en los pórticos, así como también condiciones de viento, de ceniza, de granizo, etc. Los criterios de carga viva y carga muerta se los puede tomar del criterio de la norma AISC, así como también se puede tomar como referencia la norma ACI 318-05.
 - Dentro de las cuestiones económicas se debe tomar en cuenta la facilidad de obtener los materiales en el mercado, el tipo de soldadura que se va a utilizar, la mano de obra, el transporte. Dentro de los materiales se debe tomar un acero de alta resistencia y baja aleación existente en el mercado, por lo cual el acero ASTM A-588 es el menos costoso por lo que en última instancia es el material seleccionado. Para elementos que no requieran una gran resistencia es posible usar el acero ASTM A-36, esto es para reducir los costos.
 - El peso es un factor importante ya que se requiere una estructura que pueda soportar las condiciones de carga, y que además de esto, la estructura pueda ser lo más liviana posible, esto debido a la limitación que

nos impone la estructura actual del hospital, y en este caso, la cimentación del mismo.

- La seguridad es un factor preponderante a tomar en cuenta ya que se trata de un área crítica dentro de un hospital, debe tener estándares de seguridad altos ya que esta estructura va a estar habitada además de instrumentos, y equipos médicos, a vidas humanas.

4.4.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS Y MOMENTOS EN LA ESTRUCTURA DE LOS PÓRTICOS.

Para determinar las fuerzas en los pórticos, se puede tomar como referencia la estructura de un pórtico, para determinar las fuerzas que van a estar aplicadas en este, y así determinar las fuerzas aplicadas en toda la estructura de ampliación.

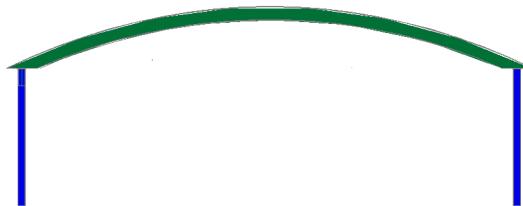


Figura 4. 18.- Pórtico en forma de arco

Se debe determinar las fuerzas que van a estar sometidas en el pórtico, para esto determinamos la carga muerta y la carga viva

La carga ejercida por el techo se la determina mediante el catalogo de la empresa Kubiec de techos, marca kubimil total y kubimil plus.

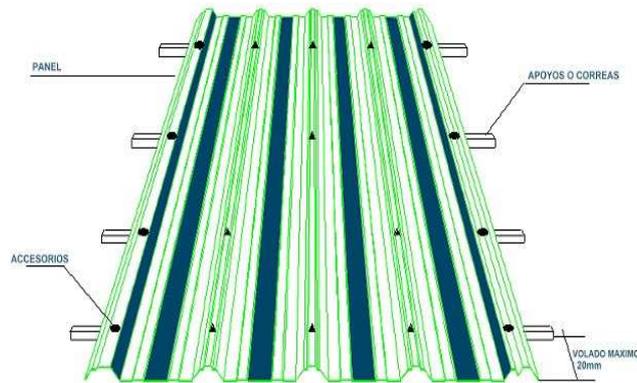


Figura 4. 19.- Esquema de techo

Tabla 4. 9.- Datos técnicos para Kubimil y Kubimil Plus.

Calcule espesor y peso		
Separación máxima entre correas:	2.05	m
El espesor mínimo debe ser:	0.45	mm
Peso Kubimil:	4.18	kg/m ²
Peso Kubimil Plus:	4.28	kg/m ²

Calcule separación entre correas y peso		
Espesor mínimo:	0.60	mm
La separación máxima de las correas debe ser:	2.4	m
Peso Kubimil:	9.9	kg/m ²
Peso Kubimil Plus:	10.3	kg/m ²

De acuerdo a estos datos, se puede determinar una distancia para colocar las correas de tal forma que se tenga una carga uniforme en todo el pórtico, se determina que el número de correas sea de 7 con una distancia entre correas de 2.05 m.

Para las correas del techo:

L: 7.73 [m]

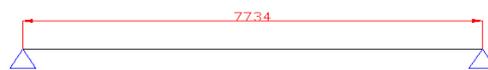


Figura 4. 20.- Correas de techo

Carga de techo: $10.34 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$

Carga de seguridad debido a granizo, ceniza: $100 \left[\frac{Kg}{m} \right]$

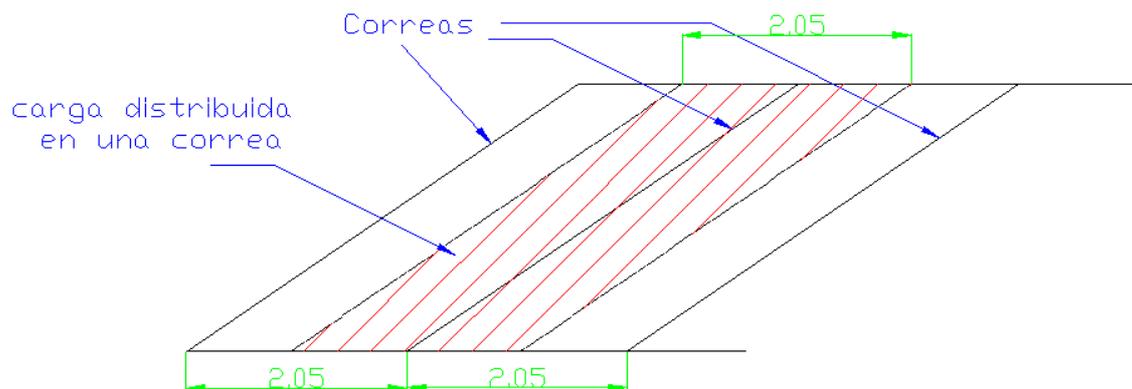


Figura 4. 21.- Carga producida por el techo sobre la correa.

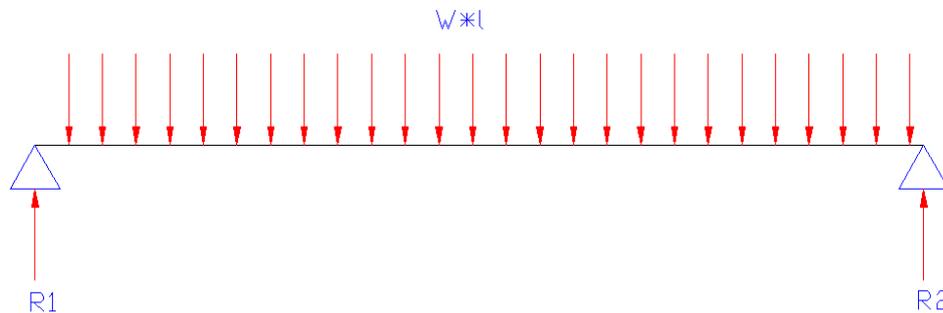


Figura 4. 22.- Diagrama de cuerpo libre de la correa.

$$\sum F_y = 0$$

$$R1 + R2 - Q = 0$$

$$R1 = R2$$

$$2R1 = W * l$$

$$W = q_{techo} + q_{correa} + q_{seguridad}$$

$$q_{techo} = 2.05[m] * 10.34 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

$$q_{techo} = 21.2 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Las correas son diseñadas con dos canales tipo U, este canal se encuentra en el catalogo DIPAC, que es el anexo A.

$$q_{correa} = 2 * 14.42 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

$$q_{seguridad} = 100 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

$$W = 21.2 \left[\frac{Kg}{m} \right] + 28.84 \left[\frac{Kg}{m} \right] + 100 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

$$W = 150.04 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Para poder determinar las fuerzas ejercidas en toda la estructura, se debe determinar la configuración crítica en la cual las correas están trabajando, para esto se toma las correas como una viga continua con apoyos simples, donde los apoyos simples son los arcos en los cuales están sostenidas las correas. Para poder determinar la condición crítica se van a tomar configuraciones con dos, tres, cuatro, y cinco apoyos, y con esto determinar en qué configuración se da la fuerza crítica.

Para el cálculo con dos apoyos simples:

Para calcular el cortante:

$$R1 = R2 = V = \frac{W * l}{2}$$

$$V = \frac{150.04 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 7.73[m]}{2}$$

$$V = 579.9[Kg]$$

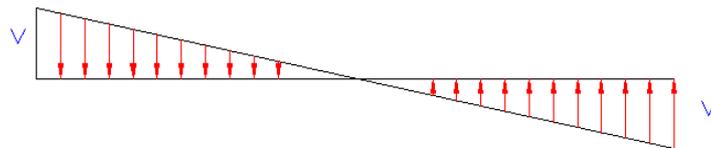


Figura 4. 23.- Cortante producido en una correa con dos apoyos simples

Para calcular el momento máximo:

$$M_{max} = \frac{W * l^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{150.04 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 7.73[m]^2}{8}$$

$$M_{max} = 747.21 [Kg - m]$$

Para el cálculo con tres apoyos simples se debe tomar en cuenta que se crea una indeterminación al momento del cálculo, por lo cual se procede a realizar el cálculo mediante la ecuación de los tres momentos:

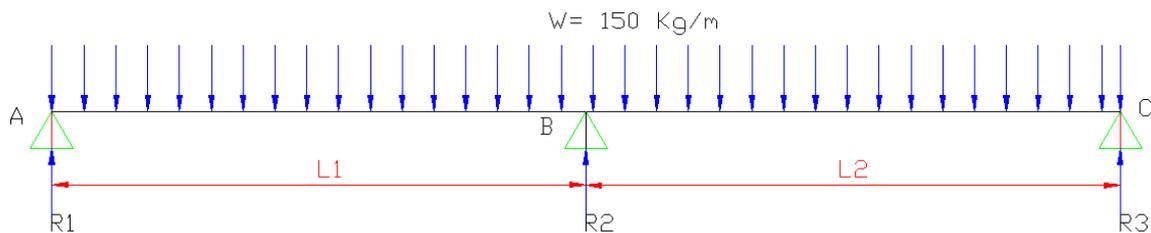


Figura 4. 24.- Diagrama de cuerpo libre con tres apoyos simples.

$$M_1 L_1 + 2M_2(L_1 + L_2) + M_3 L_2 = -\frac{1}{4} L_1^3 w_1 - \frac{1}{4} L_2^3 w_2$$

$$M_1 = M_3 = 0$$

$$L_1 = L_2 = 8m$$

$$w_1 = w_2 = 150 \frac{Kg}{m}$$

$$\cancel{M_1 L_1} + 2M_2(L_1 + L_2) + \cancel{M_3 L_2} = -2 \left(\frac{1}{4} L_1^3 w_1 \right)$$

$$2M_2(16[m]) = -2 \left(\frac{1}{4} 8[m]^3 * 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] \right)$$

$$M_2 = -1200 [Kg - m]$$

$$\sum M_A = 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8[m] * 4[m] + 1200 [Kg - m] - 8R_{B1}$$

$$R_{B1} = 750 [Kg]$$

$$\sum M_B = 8R_A - 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8[m] * 4[m] = 0$$

$$R_A = 600 [Kg]$$

En el claro BC

$$\sum M_B = -1200 [Kg - m] + 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8[m] * 4[m] - 8R_C = 0$$

$$R_C = 600 [Kg]$$

$$\sum M_C = 8R_{B2} - 1200[Kg - m] - 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8[m] * 4[m] = 0$$

$$R_{B2} = 750 [Kg]$$

$$R_B = R_{B1} + R_{B2}$$

$$R_B = 750 [Kg] + 750 [Kg]$$

$$R_B = 1500[Kg]$$

Para el cálculo con 4 apoyos simples se pueden encontrar las ecuaciones en el manual AISC, en la sección 2-126:

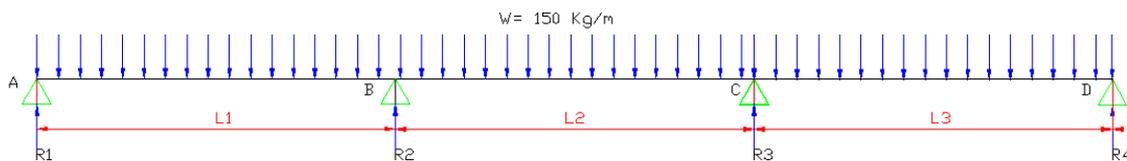


Figura 4. 25.- Diagrama de cuerpo libre con cuatro apoyos simples.

$$R_A = 0.400w * L$$

$$R_A = 0.400 * 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8[m]$$

$$R_A = 480 [Kg]$$

$$R_B = 1.10 w * L$$

$$R_B = 1.10 * 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8[m]$$

$$R_B = 1320 [Kg]$$

$$R_C = 1.10 w * L$$

$$R_C = 1.10 * 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8[m]$$

$$R_C = 1320 [Kg]$$

$$R_D = 0.400w * L$$

$$R_D = 0.400 * 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8[m]$$

$$R_D = 480 [Kg]$$

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = M_C$$

$$M_C = -0.100 w * L^2$$

$$M_C = -0.100 * 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8[m]^2$$

$$M_B = M_C = 960[Kg - m]$$

Para el cálculo con 5 apoyos simples se pueden encontrar las ecuaciones en el manual AISC, en la sección 2-127:

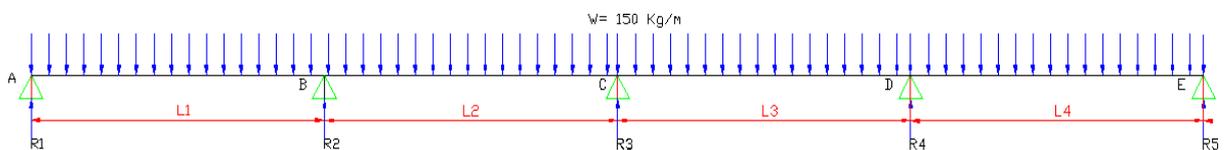


Figura 4. 26.- Diagrama de cuerpo libre con cinco apoyos simples

$$R_A = R_E$$

$$R_A = 0.393 w * L$$

$$R_A = 0.393 * 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8[m]$$

$$R_A = R_E = 471.6 [Kg]$$

$$R_B = R_D$$

$$R_B = 1.143w * L$$

$$R_B = 1.143 * 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8[m]$$

$$R_B = R_D = 1371.6 [Kg]$$

$$R_C = 0.928 w * L$$

$$R_C = 0.928 * 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8[m]$$

$$R_C = 1113.6 [Kg]$$

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = M_D$$

$$M_B = -0.1071w * L^2$$

$$M_B = -0.1071 * 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8[m]^2$$

$$M_B = M_D = -1028.16 [Kg - m]$$

$$M_C = -0.0714w * L^2$$

$$M_C = -0.0714 * 150 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8[m]^2$$

$$M_C = 685.44 [Kg - m]$$

Con el análisis de las diferentes configuraciones se puede obtener la configuración que se presenta crítica, esta es cuando se tienen tres apoyos simples.

Para este estado tenemos los siguientes resultados:

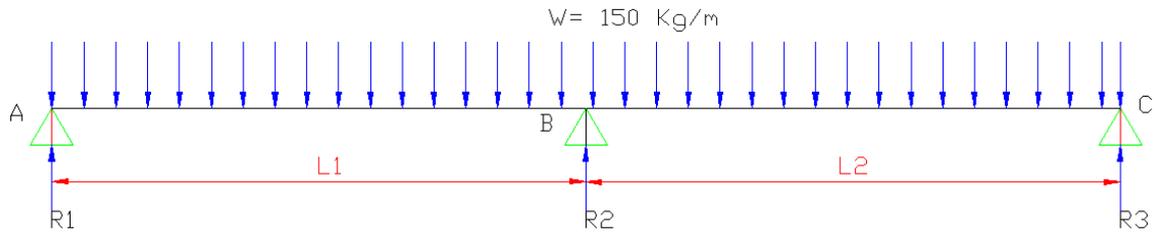


Figura 4. 27.- Diagrama de cuerpo libre con tres apoyos simples

$$R_A = 600 \text{ [Kg]}$$

$$R_B = 1500 \text{ [Kg]}$$

$$R_C = 600 \text{ [Kg]}$$

$$M_1 = M_3 = 0$$

$$M_2 = -1200 \text{ [Kg - m]}$$

El diagrama de cortante es:

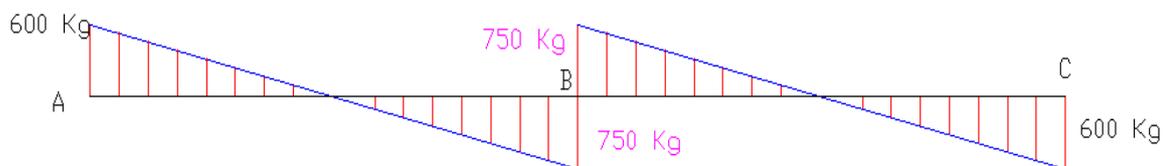


Figura 4. 28.- Diagrama de cortante para correa con tres apoyos simples

El diagrama de momentos es:

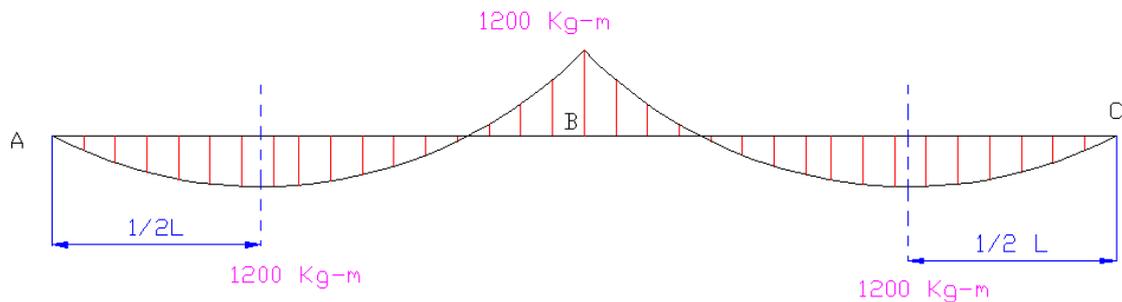


Figura 4. 29.- Diagrama de momentos para correa con tres apoyos simples.

Con las cargas y momentos críticos determinados, es posible determinar si el perfil que se está asumiendo puede soportar las cargas.

Ya que se trata de un hospital, según el código ecuatoriano de la construcción para este tipo de estructuras, se asume un factor de seguridad de 1.7, y además con el esfuerzo de fluencia del acero ASTM A-36 se realiza el cálculo aplicando la ecuación 2.18; y con los datos del anexo A se puede determinar el valor del esfuerzo máximo, y determinar si el perfil escogido puede soportar la carga a la que está expuesto

$$C = 100[mm] = 0.1[m]$$

$$I_x = 963.76[cm^4] = 9.63 \times 10^{-6}[m^4]$$

$$\sigma_{x \max} = \frac{M_{\max} * C}{I_x}$$

$$\sigma_{x \max} = \frac{1200[Kg - m] * 0.1[m]}{9.63 \times 10^{-6}[m^4]}$$

$$\sigma_{x \max} = 12.466 \frac{Kg}{m^2}$$

$$\sigma_{x \max} \leq \frac{S_y}{n}$$

Tenemos el esfuerzo de fluencia del acero ASTM A-36, que se puede usar en las correas ya que estas no están expuestas a un esfuerzo crítico.

$$S_y = 36 \frac{Kip}{pulg^2} = 25.31^6 \frac{Kg}{m^2}$$

$$12.46^6 \frac{Kg}{m^2} \leq \frac{25.31^6 \frac{Kg}{m^2}}{1.7}$$

$$12.46^6 \frac{Kg}{m^2} \leq 14.88^6 \frac{Kg}{m^2}$$

En donde el perfil escogido soporta las cargas a las que va a estar sometido. El perfil tiene las siguientes características:

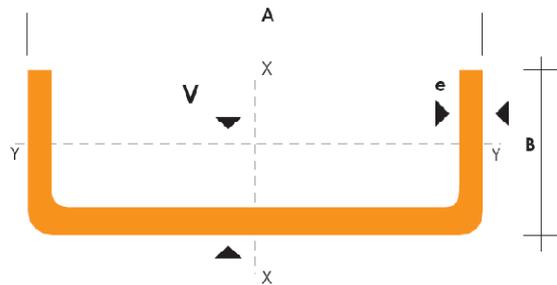


Figura 4. 30.- Perfil de correa de techo

$$A = 200[mm]$$

$$B = 60[mm]$$

$$e = 6[mm]$$

La configuración que se va a utilizar para las correas del techo es la siguiente:

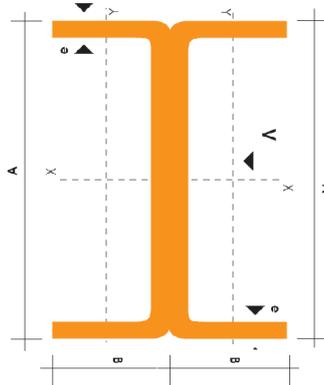


Figura 4. 31.- Configuración de perfiles para las correas de techo

Para determinar la geometría del arco se utiliza la ecuación 2.1:

$$y = 4f \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{x}{L}$$

Donde se puede utilizar diferentes configuraciones para determinar la geometría del arco, con una luz de 16 m, y determinando un arco simétrico, con su altura máxima en la mitad. Se va a asumir una flecha (f) de 1.6 m

$$y = 4 * 1.6[m] \left(1 - \frac{8[m]}{16[m]}\right) * \frac{8[m]}{16[m]}$$

$$y = 1.6[m]$$

Y de la relación entre el claro y la flecha:

$$\frac{f}{L}$$

$$\frac{1.6}{16} = 0.1$$

El resultado es satisfactorio.

Para determinar la carga de techo se debe tomar en cuenta la reacción máxima que es ejercida por parte de las correas hacia el arco:

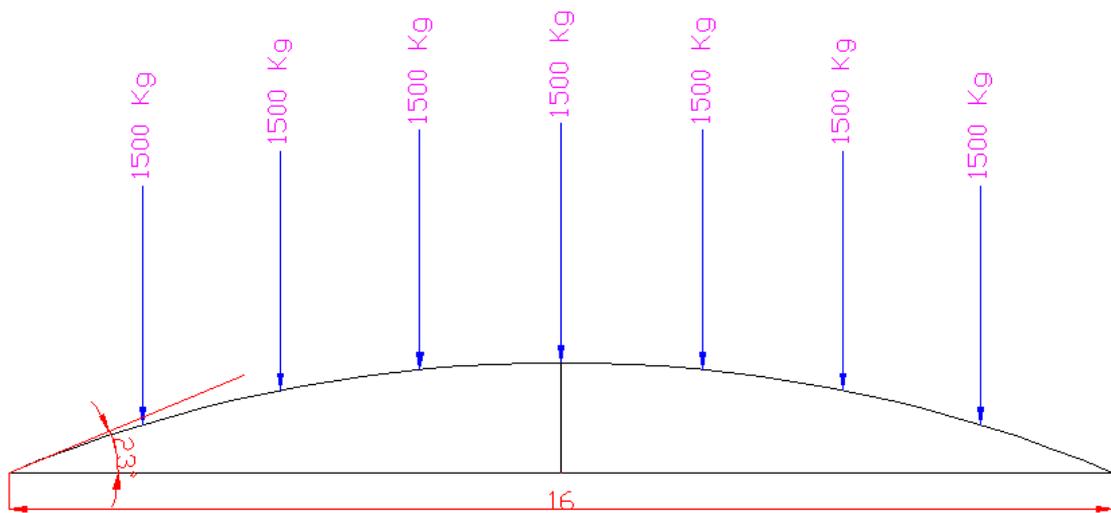


Figura 4. 32.- Cargas puntuales producidas por las correas en el arco.

Para determinar las fuerzas ejercidas por las correas se realiza una sumatoria de momentos en el punto 1:

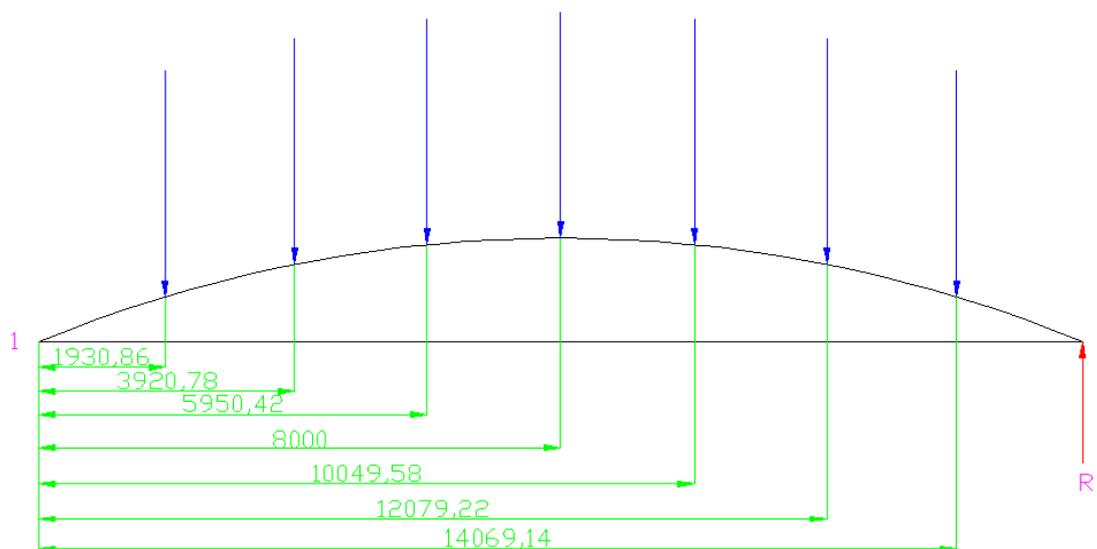


Figura 4. 33.- Distancia entre punto 1 del arco y cargas puntuales.

$$\begin{aligned} \sum M_1 = & -1.93[m] * 1500[Kg] - 3.92[m] * 1500[Kg] - 5.95[m] * 1500[Kg] - 8[m] \\ & * 1500[Kg] - 10.05[m] * 1500[Kg] - 12.1[m] * 1500[Kg] - 14.1[m] \\ & * 1500[Kg] + 16R = 0 \end{aligned}$$

$$16[m]R = 84000[Kg - m]$$

$$R = 5250[Kg]$$

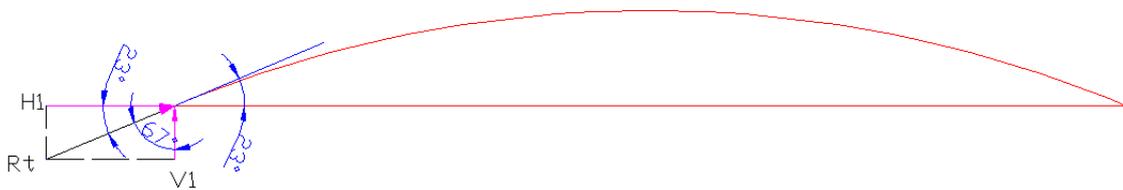


Figura 4. 34.- Geometría del miembro curvo

$$R = V1'$$

Se puede calcular la resultante tangente al arco:

$$Rt = V1 * \cos 67^\circ$$

$$Rt = 5250[Kg] * \cos 67^\circ$$

$$Rt = 2051.33[Kg]$$

$$H1' = Rt * \cos 23^\circ$$

$$H1' = 1888.26[Kg]$$

A estas fuerzas se debe añadir el peso propio del arco, que va a ser una fuerza uniforme. Para esto asumimos el perfil del arco, el cual es un perfil tipo I con las siguientes características:

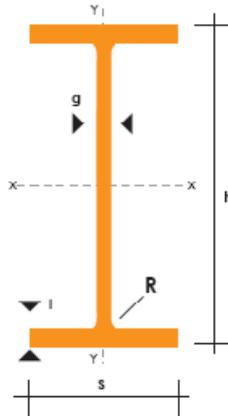


Figura 4. 35.- Perfil del arco

h: 400 mm.

s: 250mm.

g: 8mm.

t: 15mm.

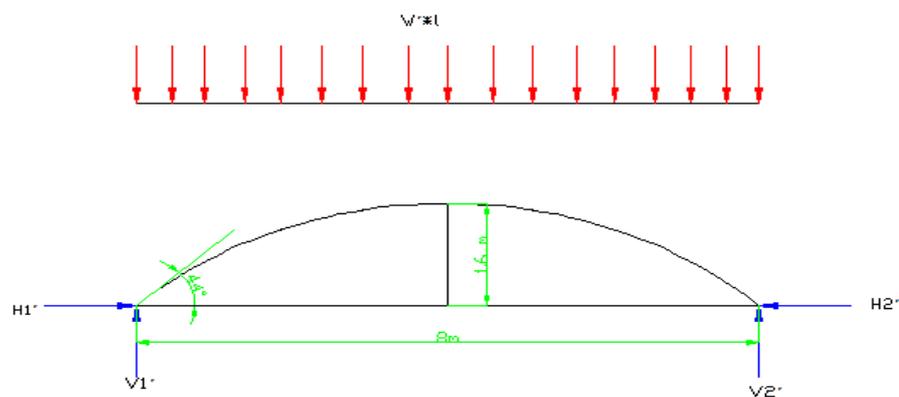


Figura 4. 36.- Análisis de peso propio del arco como carga uniforme

Para encontrar el peso propio del perfil, se saca el volumen del perfil, este dato es obtenido con el programa autocad.

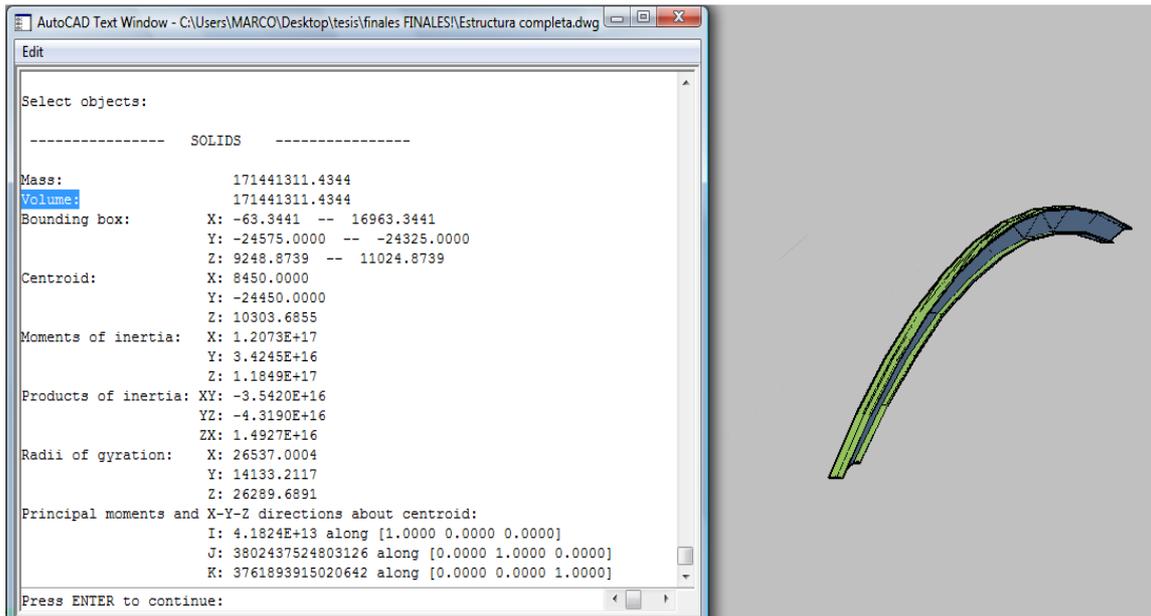


Figura 4. 37.- Volumen de arco

$$Volumen\ del\ perfil = 0.17m^3$$

La densidad del acero ASTM A-588 es:

$$\rho_{ac.} = 7850 \frac{Kg}{m^3}$$

De donde el peso del perfil va a ser:

$$q_{perfil} = 0.17 [m^3] * 7850 \left[\frac{Kg}{m^3} \right] = 1334.5 [Kg]$$

$$q_{perfil} = \frac{1334 [Kg]}{16 [m]} = 83.37 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Para la carga de techo:

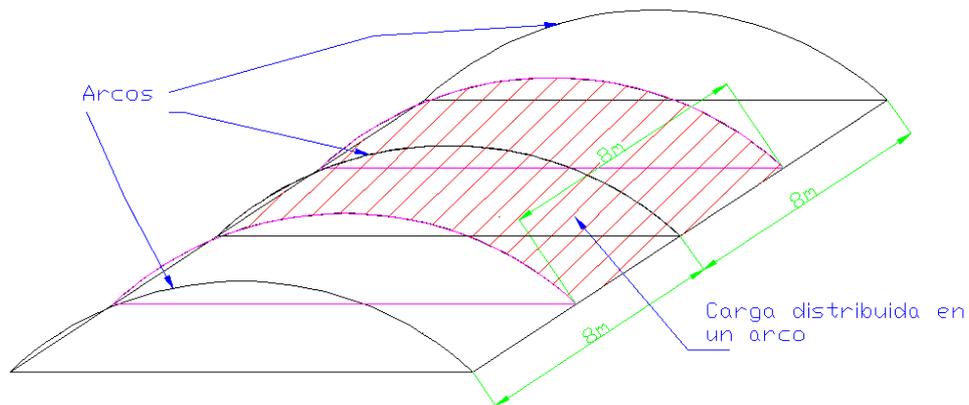


Figura 4. 38.- Carga producida por el techo sobre el arco.

$$q_{techo} = 10.34 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 8 = 82.72 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Se asume una carga de seguridad:

$$q_{seguridad} = 100 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

La carga total es:

$$W_{total} = q_{perfil} + q_{techo} + q_{seguridad}$$

$$W_{total} = 83.37 \left[\frac{Kg}{m} \right] + 82.72 \left[\frac{Kg}{m} \right] + 100 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

$$W_{total} = - 266.09 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Con la carga total se puede calcular las reacciones H1, H2, V1, V2, mediante las ecuaciones 2.3 y 2.4; estas fuerzas van a ser las que presenten el mayor esfuerzo para el pórtico.

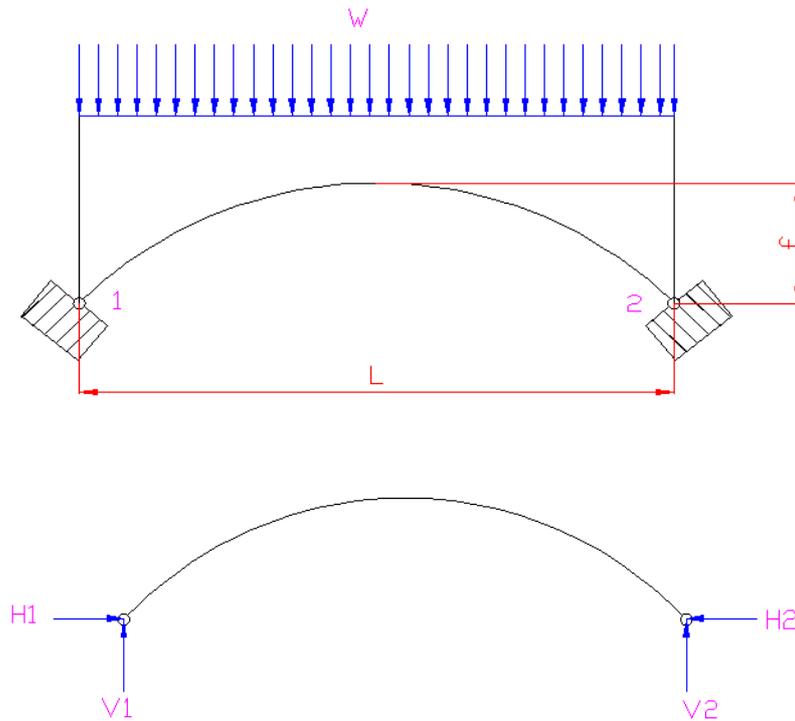


Figura 4. 39.- Reacciones producidas en el arco por carga uniforme.

$$H_1 = H_2 = \frac{WL}{8f}$$

$$H_1 = H_2 = \frac{-266.09 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 16[m] * 16[m]}{8 * 1.6[m]}$$

$$H_1 = H_2 = -5321.8[Kg]$$

$$V_1 = V_2 = \frac{W}{2}$$

$$V_1 = V_2 = \frac{4257.44[Kg]}{2}$$

$$V_1 = V_2 = -2128.72[Kg]$$

Para encontrar las reacciones totales se suman las reacciones de las correas y las de las cargas encontradas por peso propio, por el techo, y de seguridad.

$$H1_{total} = H1' + H1$$

$$H1_{total} = -1888.26[Kg] - 5321.8[Kg]$$

$$H1_{total} = -7210.06[Kg]$$

$$V1_{total} = V1' + V1$$

$$V1_{total} = -5250[Kg] - 2128.72[Kg]$$

$$V1_{total} = -7378.72[Kg]$$

Para calcular el momento crítico en todo el pórtico, es necesario calcular el momento generado con la columna, ya que las ecuaciones para arcos nos darían un momento cero en estos puntos, lo cual resulta falso ya que el momento crítico en los pórticos se da en los puntos de unión entre las columnas y en este caso el arco.

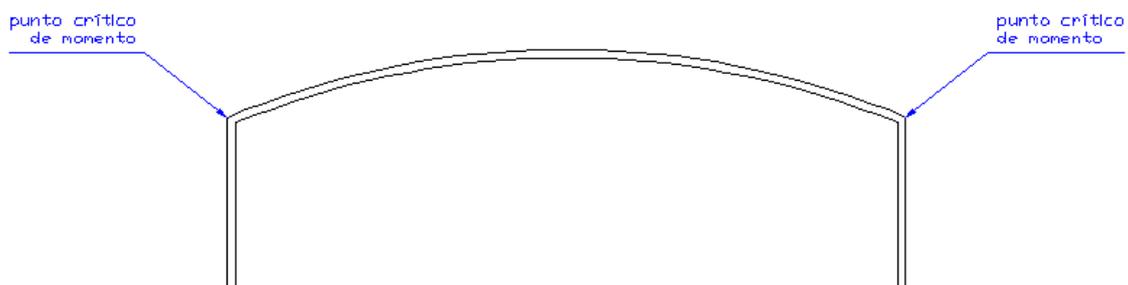


Figura 4. 40.- Puntos críticos de momento.

Para calcular el momento en las columnas se realiza el diagrama de cuerpo libre de la columna:

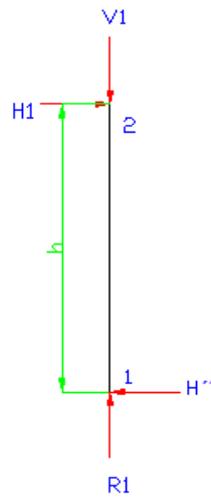


Figura 4. 41.- Diagrama de cuerpo libre de la columna

$$\sum F_y = 0$$

$$R1 = -V1$$

$$\sum F_x = 0$$

$$H1 = -H''$$

El momento máximo en la columna esta en el punto 2:

$$M_2 = 7210.06[Kg] * -4[m]$$

$$M_2 = -28840.24[Kg - m]$$

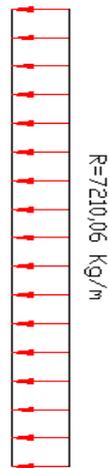


Figura 4. 42.- Cortante producido en la columna

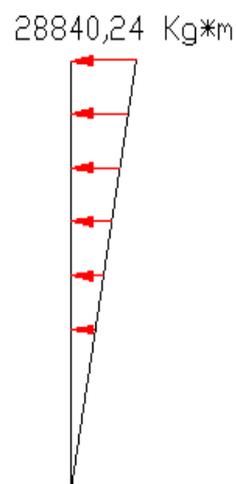


Figura 4. 43.- Momento producido en la columna

Con este momento podemos determinar los perfiles de la columna y del arco:

Para determinar el perfil más adecuado para la columna se debe tomar en cuenta que se necesita un perfil cuadrado, por lo cual es necesario para la construcción tomar en cuenta dos perfiles tipo C o tipo U, con los cual se puede formar el perfil cuadrado.

El perfil cuadrado tiene las siguientes características:

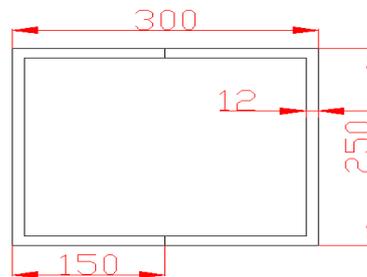


Figura 4. 44.- Perfil utilizado para la columna

$$\sigma_{x \max} = \frac{M_{\max} * C}{I_x}$$

$$C = 150 [mm] = 0.15[m]$$

Para el momento de inercia de este perfil es posible obtenerlo mediante el programa Autocad:

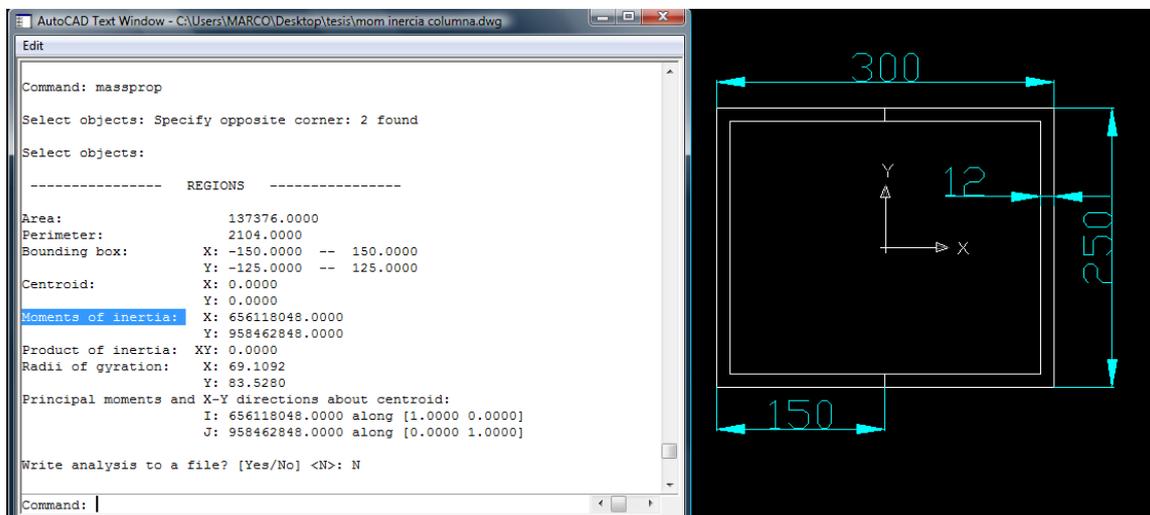


Figura 4. 45.- Momento polar de inercia (I_x) del perfil de la columna.

$$I_x = 656118048 [mm]^4 = 656 * 10^{-6} [m]^4$$

$$\sigma_{x \max} = \frac{-28840.24 [Kg - m] * 0.15 [m]}{656 * 10^{-6} [m]^4}$$

$$\sigma_{x \max} = 6.59 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{x \max} \leq \frac{S_y}{n}$$

Para acero A-588:

$$S_y = 50 \frac{kip}{pulg^2} = 35.15 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{x \max} \leq \frac{S_y}{n}$$

$$6.59 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] \leq \frac{35.15 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{1.7}$$

$$6.59 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] \leq 20.67 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Donde el perfil escogido soporta la carga a la que está sometido, el perfil escogido es satisfactorio.

Para determinar si el perfil del arco cumple con las cargas a las que va a estar sometido se lo puede calcular con el momento encontrado:

$$\sigma_{x \max} = \frac{M_{\max} * C}{I_x}$$

$$C = 200[mm] = 0.2 [m]$$

El momento de inercia se lo puede encontrar con la ayuda del programa Autocad, de donde I_x es:

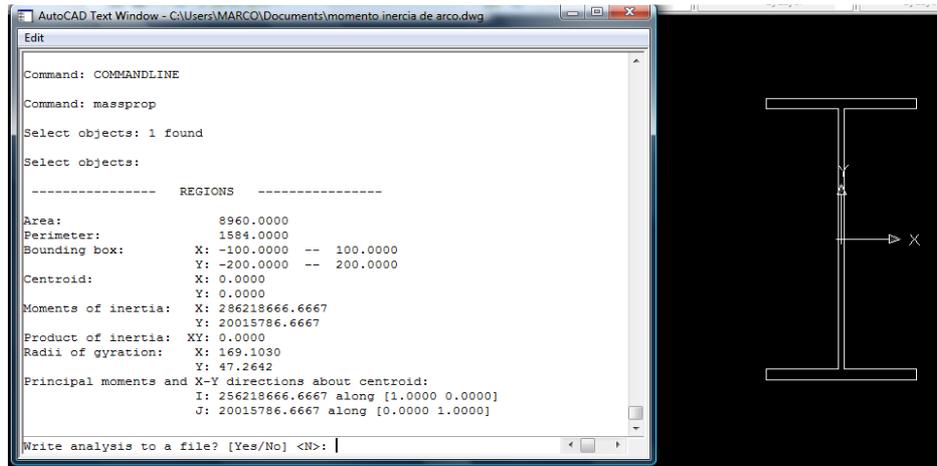


Figura 4. 46.- Momento polar de inercia (I_x) del perfil del arco.

$$I_x = 286218666.67 \text{ [mm]}^4$$

$$I_x = 286.22 \times 10^{-6} \text{ [m]}^4$$

$$\sigma_{x \max} = \frac{= 28840.24 \text{ [Kg - m]} * 0.2 \text{ [m]}}{286.22 \times 10^{-6} \text{ [m]}^4}$$

$$\sigma_{x \max} = 20.1 * 10^6 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\sigma_{x \max} \leq \frac{S_y}{n}$$

$$20.10 * 10^6 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right] \leq \frac{35.15 * 10^6 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]}{1.7}$$

$$20.10 * 10^6 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right] \leq 20.67 * 10^6 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

El perfil seleccionado es satisfactorio para soportar las cargas a las que va a estar sometido.

4.4.3 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS Y MOMENTOS DE LAS DEL RETICULADO DEL PISO.

Para el diseño del piso se debe tomar en cuenta las fuerzas que van a estar aplicadas sobre este, la carga muerta que es la carga de toda la estructura, además la carga de la losa alivianada, y también la carga viva que es la carga de personas.

Además de esto, se debe tomar en cuenta la separación que existe entre las columnas del hospital, que es una distancia de 8m entre columnas, por lo cual se procede a diseñar reticulados para el entrepiso de 8x8 m.

Se debe diseñar el sistema del reticulado con tres tipos de vigas, las vigas principales, que son las que se encuentran en el perímetro del reticulado, y las que soportan la mayor carga del peso, las vigas transversales, que son las que ayudan a soportar el peso principalmente de la losa alivianada y del peso de la carga viva, y las vigas secundarias, que van a son principalmente vigas que sirven como rigidizadores de la estructura del reticulado.

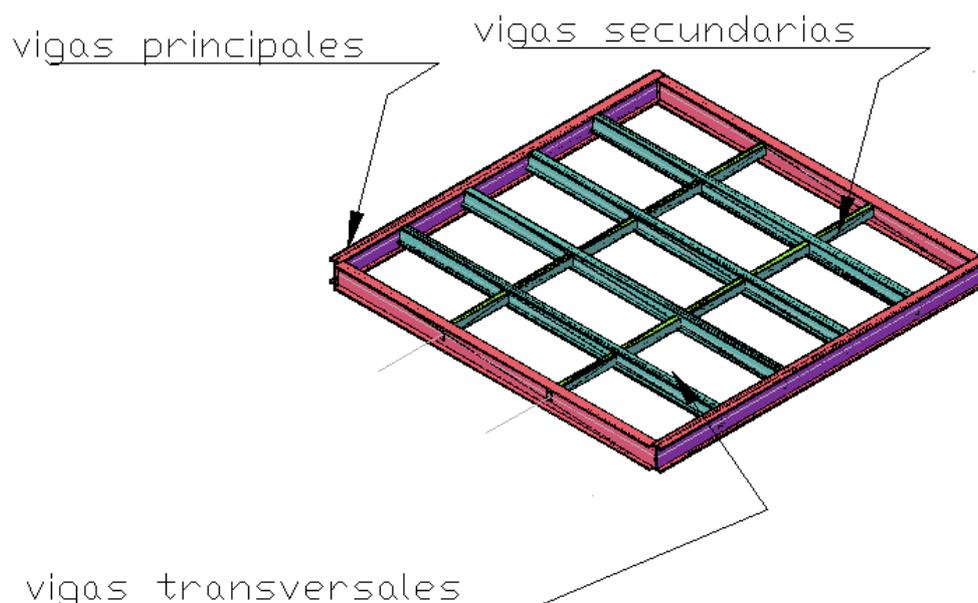


Figura 4. 47.- Esquema del reticulado

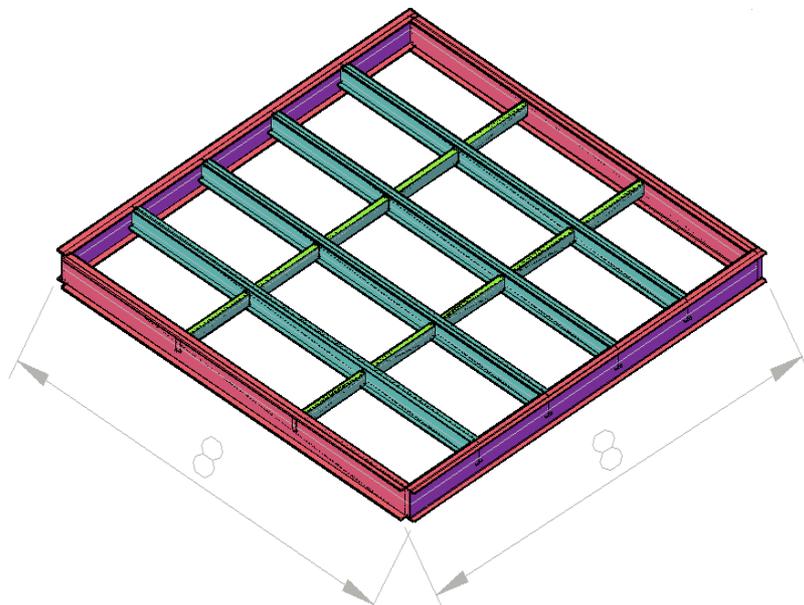


Figura 4. 48.- Reticulado

La ampliación del hospital en una vista superior sería de la siguiente forma:

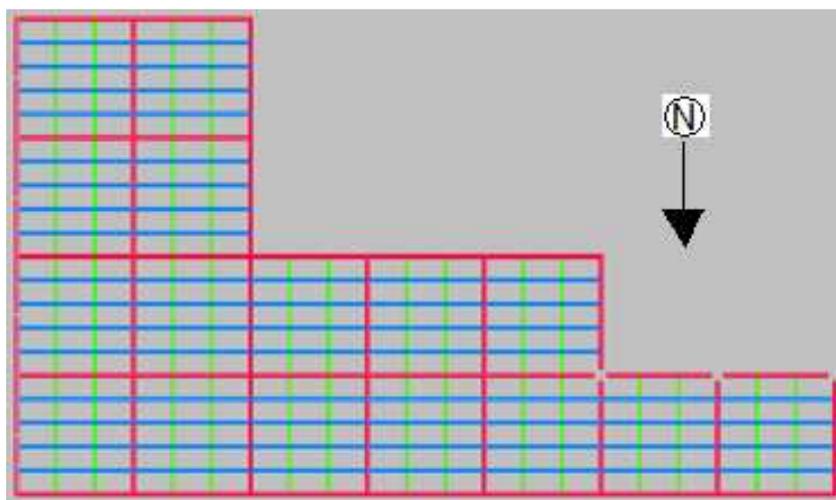


Figura 4. 49.- Vista superior de reticulados (ampliación total).

Para el cálculo del reticulado, primero se debe calcular las cargas sobre las vigas transversales.

Para efectos de cálculo se toma en cuenta una de las vigas transversales, y se va analizando las fuerzas que actúan sobre esta:

$$Q_T = Q_{PP} + Q_V$$

$$Q_{PP} = \text{PESO PROPIO DE LA VIGA TRANSVERSAL}$$

$$Q_V = Q_{HORMIGON} + Q_{MALLA} + Q_{PANEL} + Q_{SEGURIDAD} + Q_{VIVA}$$

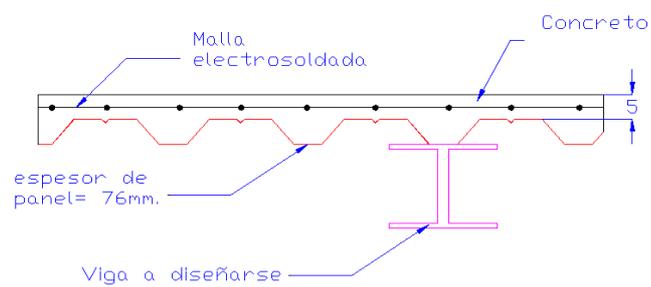


Figura 4. 50.- Esquema de sistema de piso

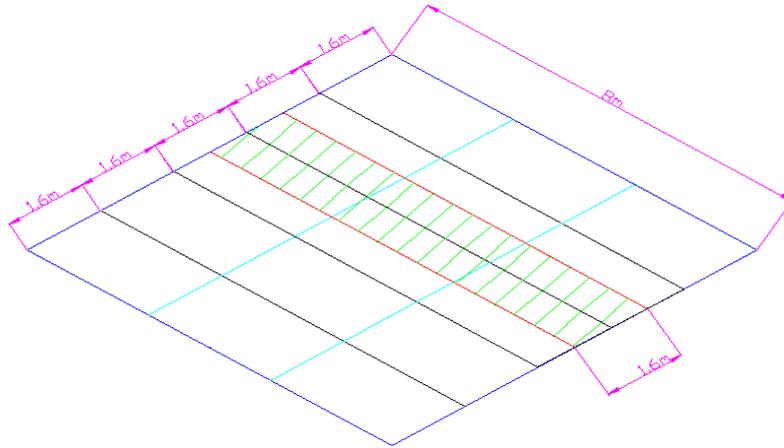


Figura 4. 51.- Carga producida por el sistema de piso sobre viga transversal de reticulado.

El volumen de hormigón es posible determinarlo mediante el anexo C, con la tabla de kubilosa de la empresa Kubiec, con un espesor de losa de 5 cm.

$$(\text{Volúmen hormigon}) v = 0.06950 \left[\frac{m^3}{m^2} \right]$$

$$(\text{Densidad del hormigon}) \rho = 2400 \left[\frac{Kg}{m^3} \right]$$

$$Q_{HORMIGON} = v * \rho$$

$$Q_{HORMIGON} = 0.06950 \left[\frac{m^3}{m^2} \right] * 2400 \left[\frac{Kg}{m^3} \right]$$

$$Q_{HORMIGON} = 166.8 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

$$Q_{HORMIGON} = 166.8 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * 1.6[m]$$

$$Q_{HORMIGON} = 266.88 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Para determinar el peso de la malla electrosoldada que se va a utilizar se utiliza la tabla del anexo B, que es la tabla de mallas electrosoldadas de la empresa Adelca.

Se utiliza una malla con las siguientes características:

Diámetro de todas las varillas: 3mm

Espaciamientos entre varillas longitudinales y transversales: 10 cm entre varillas

Número de varillas longitudinales: 24

Número de varillas transversales: 62

Peso: 16.580 Kg/15m²

$$Q_{MALLA} = 16.580 \left[\frac{Kg}{15m^2} \right] = 1.105 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

$$Q_{MALLA} = 1.105 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * 1.6[m]$$

$$Q_{MALLA} = 1.768 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Para la carga del panel se tienen los datos en las tablas del anexo C que es facilitado por la empresa Kubiec, con un espesor del panel de 0.76 mm.

$$Q_{PANEL} = 7.44 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * 1.6[m]$$

$$Q_{PANEL} = 11.904 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Para la carga de seguridad se toma en cuenta un valor de:

$$Q_{SEGURIDAD} = 250 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Para la carga viva se debe tomar en cuenta la carga de personas, equipos, y otros elementos. Para esta carga se va a asumir un valor de:

$$Q_{VIVA} = 250 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

$$Q_V = 266.88 \left[\frac{Kg}{m} \right] + 1.768 \left[\frac{Kg}{m} \right] + 11.904 \left[\frac{Kg}{m} \right] + 250 \left[\frac{Kg}{m} \right] + 250 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

$$Q_V = 780.552 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Para calcular el peso propio de la viga, es necesario escoger el perfil, para este caso se va a escoger un perfil tipo I con las siguientes características:

h: 350 mm.

s: 150mm.

g: 6mm.

t: 12mm.

El perfil tiene una longitud exacta de 7.99 m

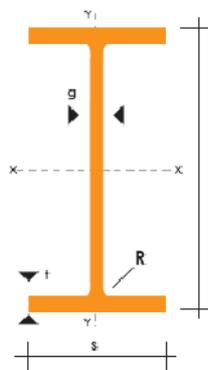


Figura 4. 52.- Perfil de viga transversal.

Este tipo de perfil se lo debe diseñar tomando en cuenta las fuerzas que van a estar aplicadas sobre el mismo. Es necesario tomar en cuenta que este tipo de perfil con las dimensiones mencionadas es posible fabricarlo con la empresa Kubiec.

Para determinar el peso de este perfil se puede tomar en cuenta el volumen del mismo, el cual se lo puede determinar mediante el programa Autocad:

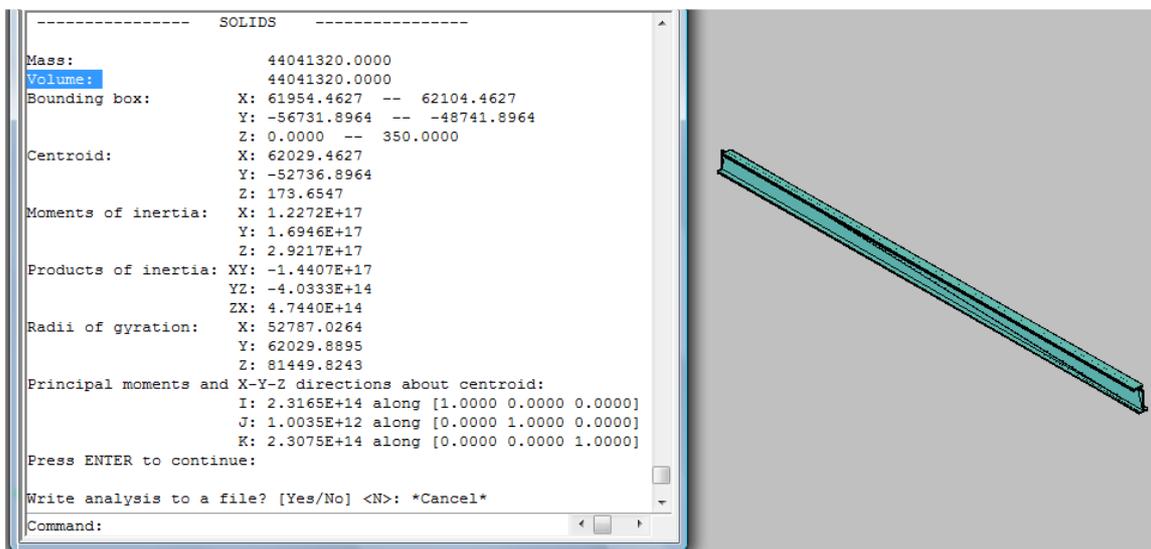


Figura 4. 53.- Volumen de viga transversal.

$$v = 44041320.000 \text{ [mm}^3\text{]} = 0.044 \text{ [m}^3\text{]}$$

La densidad del acero es:

$$\rho = 7850 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right]$$

Donde el peso de la viga es:

$$Q_{PP} = v * \rho$$

$$Q_{PP} = 0.044[m^3] * 7850 \left[\frac{Kg}{m^3} \right]$$

$$Q_{PP} = 345.40[Kg]$$

$$Q_{PP} = \frac{345.40[Kg]}{7.99[m]}$$

$$Q_{PP} = 43.22 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

$$Q_T = 43.22 \left[\frac{Kg}{m} \right] + 780.552 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

$$Q_T = 823.552 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

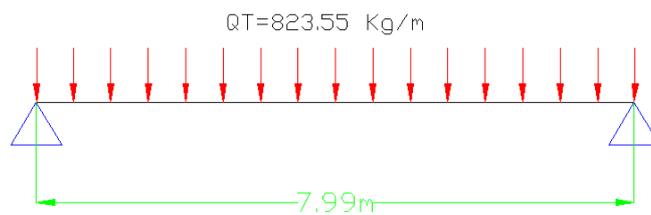


Figura 4. 54.- Diagrama de cuerpo libre de viga transversal.

Se procede a realizar el cálculo de las reacciones y de los momentos.

Para las reacciones se tiene:

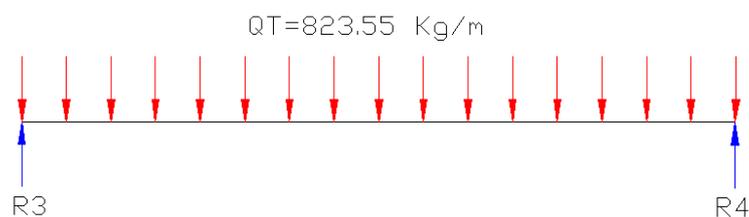


Figura 4. 55.- Reacciones producidas en viga transversal.

$$R3 = R4$$

$$R3 = R4 = \frac{QT * L}{2}$$

$$R3 = R4 = \frac{-823.55 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 7.99[m]}{2}$$

$$R3 = R4 = -3290.08[Kg]$$

$$R3 = R4 = V = -3290.08[Kg]$$



Figura 4. 56.- Diagrama de cortante en viga transversal.

$$M_{max} = \frac{QT * L^2}{2}$$

$$M_{max} = \frac{-823.55 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 7.99[m]^2}{8}$$

$$M_{max} = -6571.93[Kg * m]$$

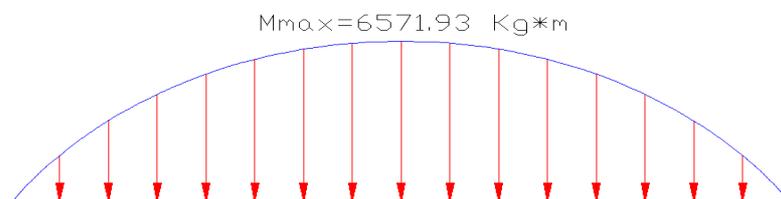


Figura 4. 57.- Diagrama de momento producido en viga transversal.

Con el momento máximo es posible determinar si el perfil soporta las cargas a las que va a estar expuesto, mediante la ecuación 2.17:

$$\sigma_{x \max} = \frac{M_{\max} * C}{I_x}$$

Para determinar los valores de C y de I_x es posible determinar estos valores con la ayuda del programa autocad:

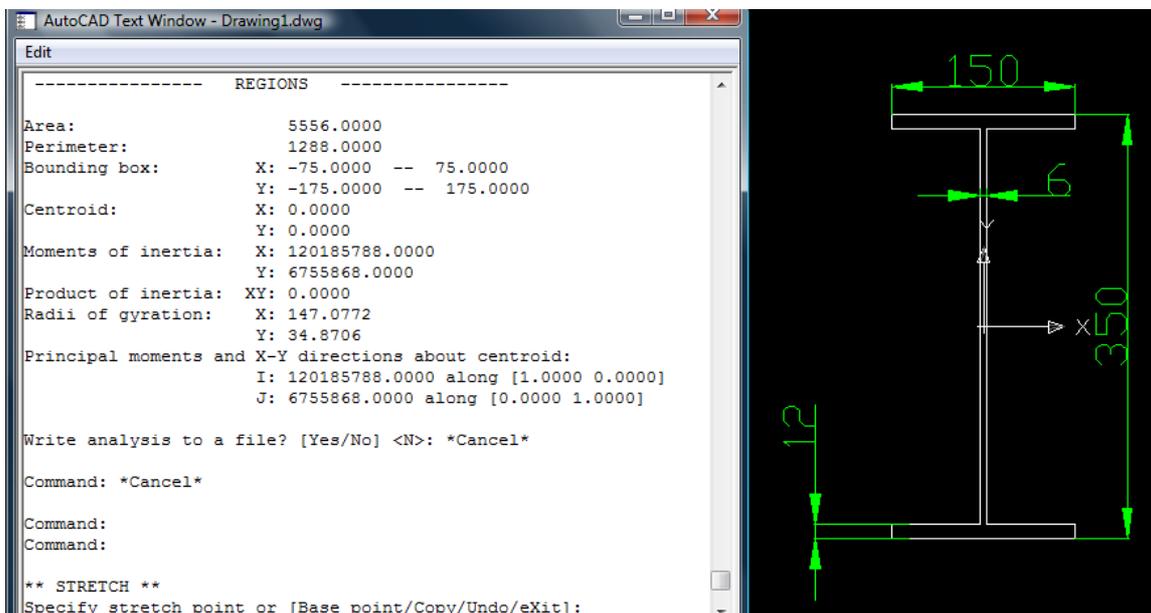


Figura 4. 58.- Momento de inercia (I_x) del perfil de la viga transversal.

$$I_x = 120185788.00 [mm^4] = 120.18 * 10^{-6} [m^4]$$

$$C = 175 [mm] = 0.175 [m]$$

$$\sigma_{x \max} = \frac{6571.93 [Kg - m] * 0.175 [m]}{120.18 * 10^{-6} [m^4]}$$

$$\sigma_{x \max} = 9.58 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Con este valor es posible determinar si el perfil escogido soporta la carga a la que está expuesto, mediante la ecuación 2.18:

$$\sigma_{x \max} \leq \frac{S_y}{n}$$

Al acero que se va a utilizar es una Acero A-588 de donde se tiene que el esfuerzo a la fluencia es de:

$$S_y = 50 \frac{\text{Kip}}{\text{pul}^2} = 35.15 * 10^6 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\sigma_{x \max} \leq \frac{S_y}{n}$$

De acuerdo al código ecuatoriano de la construcción el factor de seguridad es de 1.7 de donde:

$$9.58 * 10^6 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right] \leq \frac{35.15 * 10^6 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]}{1.7}$$

$$9.58 * 10^6 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right] \leq 20.67 * 10^6 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

Donde se cumple que el perfil escogido va a soportar las cargas alas que va a estar expuesto.

Para determinar las cargas en las vigas principales, es necesario tomar en cuenta las fuerzas que actúan sobre una de estas vigas:

$$QT' = Q_{PP'} + Q_{V'}$$

$$Q_{PP'} = \text{PESO PROPIO DE LA VIGA PRINCIPAL}$$

$$Q_{V'} = Q_{HORMIGON} + Q_{MALLA} + Q_{PANEL} + Q_{SEGURIDAD} + Q_{VIVA} + Q_{REACCIONES}$$

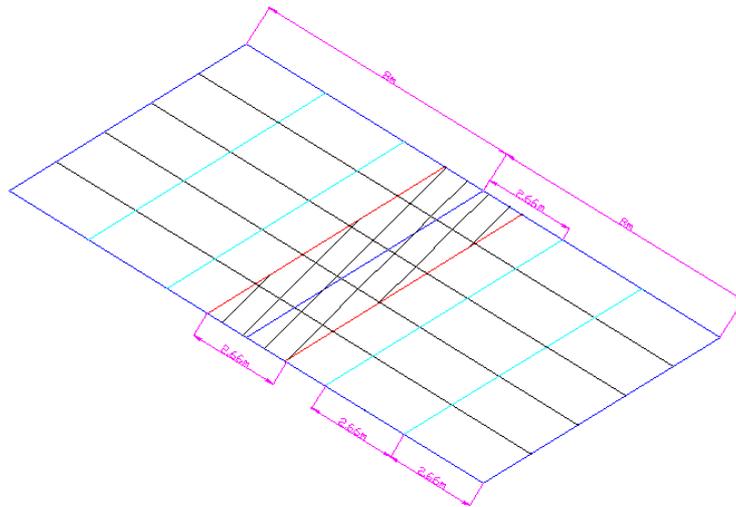


Figura 4. 59.- Carga producida por sistema de piso sobre viga principal.

Para determinar las cargas en el estado crítico de una de estas vigas se va a tomar en cuenta una viga que se encuentra en forma paralela a las vigas secundarias, ya que estas se encuentran a una distancia mayor, por lo cual la carga sobre la viga principal va a ser mayor. La distancia entre estas vigas es de 2.66 m, mientras que entre vigas transversales es de 1.6 m.

Para determinar la carga del hormigón, se toma el mismo criterio que el calculado para las vigas transversales, donde el volumen del hormigón lo tenemos mediante el Anexo C, y con la densidad del hormigón es posible determinar su peso:

$$(\text{Volúmen hormigon}) v = 0.06950 \left[\frac{m^3}{m^2} \right]$$

$$(\text{Densidad del hormigon}) \rho = 2400 \left[\frac{Kg}{m^3} \right]$$

$$Q_{HORMIGON} = v * \rho$$

$$Q_{HORMIGON} = 0.06950 \left[\frac{m^3}{m^2} \right] * 2400 \left[\frac{Kg}{m^3} \right]$$

$$Q_{HORMIGON} = 166.8 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

$$Q_{HORMIGON} = 166.8 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * 2.66[m]$$

$$Q_{HORMIGON} = 443.68 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

El valor del peso de la malla está calculado anteriormente de donde se tiene determinado según el Anexo B:

$$Q_{MALLA} = 1.105 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * 2.66[m]$$

$$Q_{MALLA} = 2.94 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Para la carga del panel se tienen los datos en las tablas del anexo C que es facilitado por la empresa Kubiec, con un espesor del panel de 0.76 mm.

$$Q_{PANEL} = 7.44 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] * 2.66[m]$$

$$Q_{PANEL} = 19.79 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Para la carga de seguridad se toma en cuenta un valor de:

$$Q_{SEGURIDAD} = 250 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Para la carga viva se debe tomar en cuenta la carga de personas, equipos, y otros elementos. Para esta carga se va a asumir un valor de:

$$Q_{VIVA} = 250 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Además de estos valores de debe tomar en cuenta que los valores de las reacciones de las vigas transversales van a estar soportados por la viga principal, de donde se tiene:

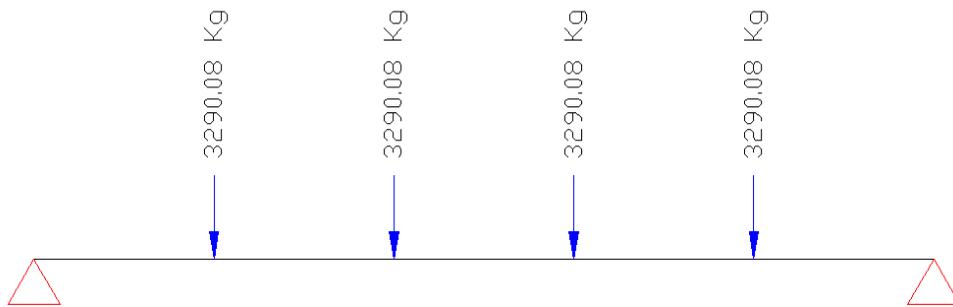


Figura 4. 60.- Diagrama de cuerpo libre de cargas puntuales que actúan sobre viga principal.

Para facilitar el cálculo es posible representar estas cargas puntuales como una sola carga uniforme sobre la viga de donde:

$$Q_{REACCIONES} = \frac{3290.08[Kg] * 4}{8[m]}$$

$$Q_{REACCIONES} = 1645.04 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

$$Q_{V'} = 443.68 \left[\frac{Kg}{m} \right] + 2.94 \left[\frac{Kg}{m} \right] + 19.79 \left[\frac{Kg}{m} \right] + 250 \left[\frac{Kg}{m} \right] + 250 \left[\frac{Kg}{m} \right] + 1645.04 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

$$Q_{V'} = 2611.45 \left[\frac{Kg}{m} \right]$$

Para calcular el peso propio de la viga, es necesario escoger el perfil, para este caso se va a escoger un perfil tipo I con las siguientes características:

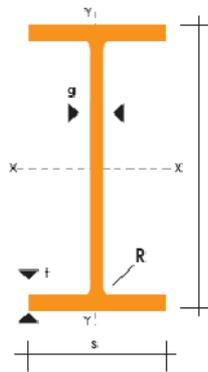


Figura 4. 61.- Perfil de viga principal

h: 500 mm.

s: 200mm.

g: 10mm.

t: 20mm.

El perfil tiene una longitud exacta de 7.99 m

Este tipo de perfil se lo debe diseñar tomando en cuenta las fuerzas que van a estar aplicadas sobre el mismo. Es necesario tomar en cuenta que este tipo de perfil con las dimensiones mencionadas es posible fabricarlo con la empresa Kubiec.

Para determinar el peso de este perfil se puede tomar en cuenta el volumen del mismo, el cual se lo puede determinar mediante el programa autocad:

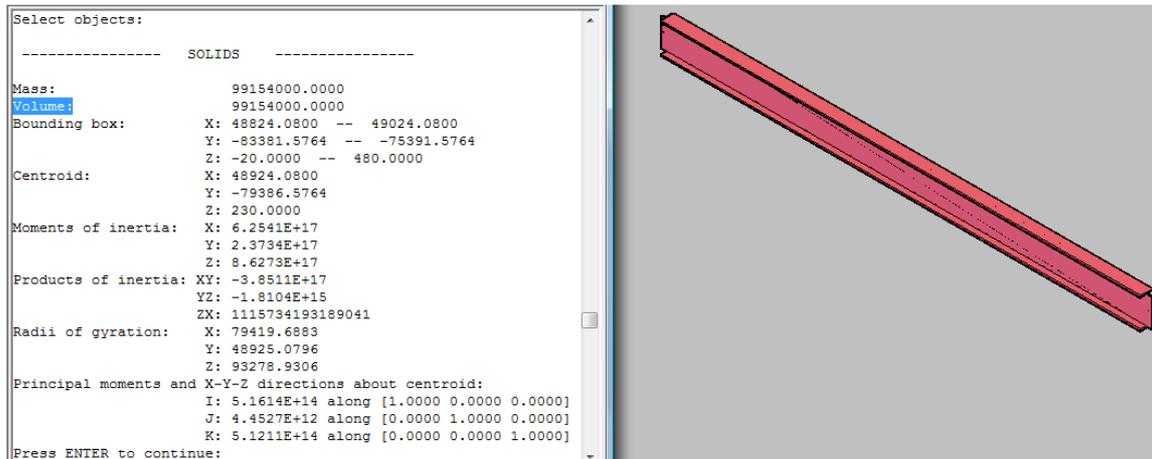


Figura 4. 62.- Volumen de viga principal.

$$v = 99154000.00[\text{mm}^3] = 0.099[\text{m}^3]$$

La densidad del acero es:

$$\rho = 7850 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right]$$

Donde el peso de la viga es:

$$Q_{PP} = v * \rho$$

$$Q_{PP'} = 0.099[\text{m}^3] * 7850 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right]$$

$$Q_{PP'} = 777.15[\text{Kg}]$$

$$Q_{PP'} = \frac{777.15[\text{Kg}]}{7.99[\text{m}]}$$

$$Q_{PP'} = 97.26 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right]$$

$$QT' = Q_{PP'} + Q_{V'}$$

$$QT' = 97.26 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right] + 2611.45 \left[\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right]$$

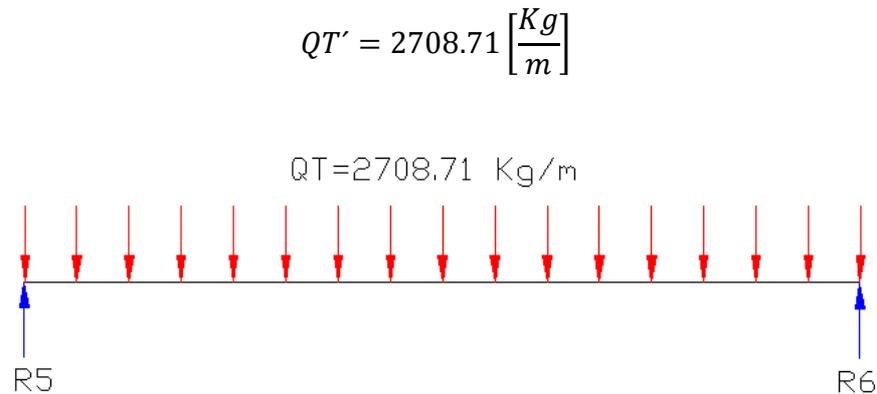


Figura 4. 63.- Diagrama de cuerpo libre de viga principal

$$R5 = R6$$

$$R5 = R6 = \frac{QT' * L}{2}$$

$$R5 = R6 = \frac{-2708.71 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 7.99[m]}{2}$$

$$R5 = R6 = -10821.29[Kg]$$

$$R5 = R6 = V' = -10821.29[Kg]$$



Figura 4. 64.- Diagrama de cortante en viga principal del reticulado.

$$M_{max} = \frac{QT' * L^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{-2708.71 \left[\frac{Kg}{m} \right] * 7.99[m]^2}{8}$$

$$M_{max} = -21615.53[Kg - m]$$

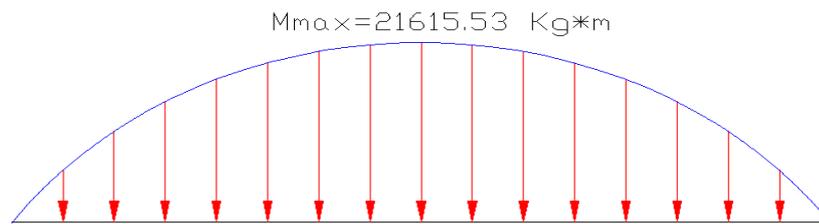


Figura 4. 65.- Diagrama de momento en viga principal de reticulado.

Con el momento máximo es posible determinar si el perfil soporta las cargas a las que va a estar expuesto, mediante la ecuación 2.17:

$$\sigma_{x \max} = \frac{M_{\max} * C}{I_x}$$

Para determinar los valores de C y de I_x es posible determinar estos valores con la ayuda del programa autocad:

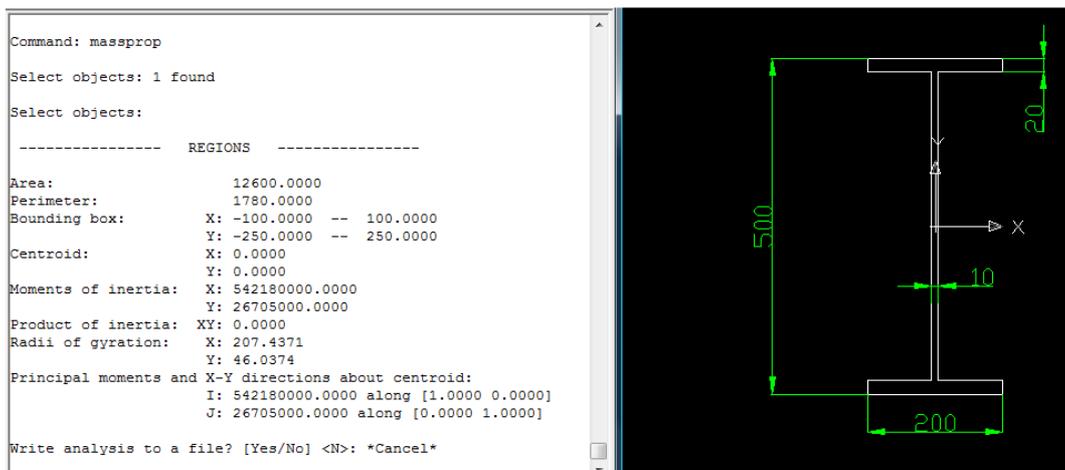


Figura 4. 66.- Momento polar de inercia (I_x) en viga principal de reticulado.

Donde:

$$I_x = 542180000.00 [mm^4] = 542.18 * 10^{-6} [m^4]$$

$$C = 250 [mm] = 0.250[m]$$

$$\sigma_{x \max} = \frac{21615.53[Kg - m] * 0.250[m]}{542.18 * 10^{-6}[m^4]}$$

$$\sigma_{x \max} = 9.97 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Con este valor es posible determinar si el perfil escogido soporta la carga a la que está expuesto, mediante la ecuación 2.18:

$$\sigma_{x \max} \leq \frac{S_y}{n}$$

Al acero que se va a utilizar es una Acero A-588 de donde se tiene que el esfuerzo a la fluencia es de:

$$S_y = 50 \frac{Kip}{pulg^2} = 35.15 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

$$\sigma_{x \max} \leq \frac{S_y}{n}$$

De acuerdo al código ecuatoriano de la construcción el factor de seguridad es de 1.7 de donde:

$$9.97 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] \leq \frac{35.15 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{1.7}$$

$$9.97 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] \leq 20.67 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Donde el perfil escogido soporta las cargas a las que está expuesto.

4.4.4 CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS PLACAS DE LA ESTRUCTURA

4.4.4.1 Dimensionamiento de las placas entre el arco y las columnas.

Las placas que van a estar sujetas de acuerdo a los casos expuestos en el capítulo 2, de la columna cargada axialmente y horizontalmente.

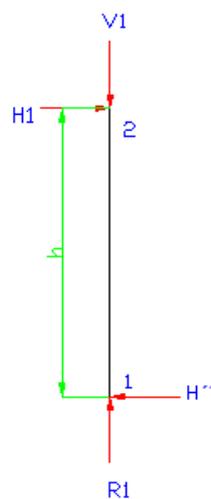


Figura 4. 67.- Diagrama de cuerpo libre de columna de pórtico.

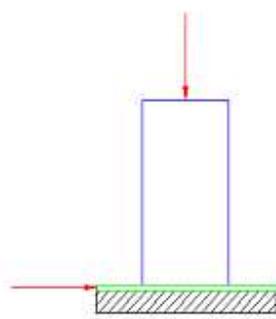


Figura 4. 68.- Placa cargada axialmente y horizontalmente.

Las características de las placas se asumen y son las siguientes:

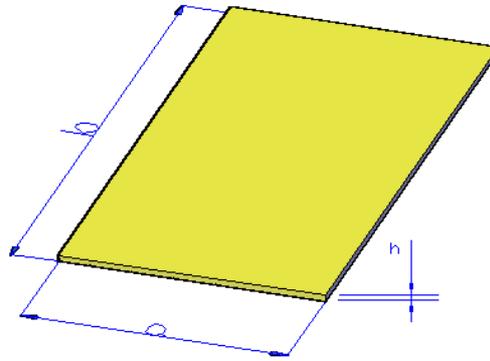


Figura 4. 69.- Dimensiones de placa

a= 250 mm.

b= 670 mm.

h=t=Espesor de placa

La carga axial es:

$$w = V1 = -7378.72[Kg]$$

$$w = \frac{7378.72[Kg]}{0.67 [m] * 0.25[m]}$$

$$w = 44052.05 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

El momento flector es:

De la teoría de placas según el AISC, se utiliza la ecuación 2.20:

$$f' = \frac{a^2 * b^2 * w}{2(a^2 + b^2)t^2}$$

$$f' = \sigma_{x \max}$$

El esfuerzo para acero ASTM A-36 es:

$$S_y = 36000 \left[\frac{Lb}{pulg^2} \right] = 25.31 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Tomando en cuenta un factor de seguridad de 1.7 según el código ecuatoriano de la construcción se tiene:

$$\sigma_{x\ max} = \frac{S_y}{n}$$

$$\sigma_{x\ max} = \frac{25.31 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{1.7}$$

$$\sigma_{x\ max} = 14.88 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Es posible determinar el espesor de la placa con la ecuación 2.21:

$$t^2 = \frac{a^2 * b^2 * w}{2(a^2 + b^2)f'}$$

$$t^2 = \frac{0.67^2 * 0.25^2 * 44052.05 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{2(0.67^2 + 0.25^2)14.88 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}$$

$$t = 0.094[m] = 9.4[mm]$$

Por lo cual se tiene previsto trabajar con placas de espesor de 10mm.

4.4.4.2 Dimensionamiento de las placas entre las columnas y el reticulado.

Las placas que van a estar sujetas de acuerdo a los casos expuestos en el capítulo 2, de la columna cargada axialmente y horizontalmente.

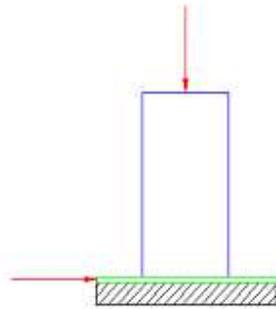


Figura 4. 70.- Placa cargada axialmente y horizontalmente.

Las características de las placas se asumen y son las siguientes:

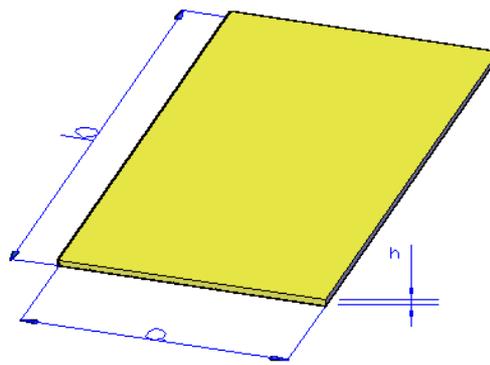


Figura 4. 71.- Dimensiones de placa.

$a = 450 \text{ mm.}$

$b = 500 \text{ mm.}$

$h = t = \text{Espesor de placa}$

La carga axial es:

$$w = V1 = -7378.72 [Kg]$$

$$w = \frac{7378.72 [Kg]}{0.45 [m] * 0.5 [m]}$$

$$w = 32794.31 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

De la teoría de placas según el AISC, se utiliza la ecuación 2.20:

$$f' = \frac{a^2 * b^2 * w}{2(a^2 + b^2)t^2}$$

$$f' = \sigma_{x \max}$$

El esfuerzo para acero ASTM A-36 es:

$$S_y = 36000 \left[\frac{Lb}{pulg^2} \right] = 25.31 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Tomando en cuenta un factor de seguridad de 1.7 según el código ecuatoriano de la construcción se tiene:

$$\sigma_{x \max} = \frac{S_y}{n}$$

$$\sigma_{x \max} = \frac{25.31 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{1.7}$$

$$\sigma_{x \max} = 14.88 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Es posible determinar el espesor de la placa con la ecuación 2.21:

$$t^2 = \frac{a^2 * b^2 * w}{2(a^2 + b^2)f'}$$

$$t^2 = \frac{0.45^2 * 0.5^2 * 32794.31 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{2(0.45^2 + 0.5^2)14.88 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}$$

$$t = 0.010[m] = 10[mm]$$

Por lo cual se tiene previsto trabajar con placas de espesor de 10mm.

4.4.4.3 Dimensionamiento de las placas entre el reticulado y las bases del hospital.

Para este caso las placas van a estar sometidas a una sola carga axial, la cual va a resultar de la sumatoria entre la resultante producida por el sistema de reticulado del piso de la carga producida por el pórtico.

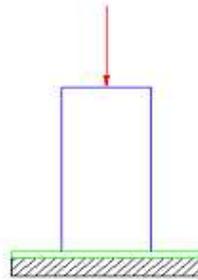


Figura 4. 72.- Placa cargada axialmente.

Las dimensiones de la placa se las asume:

a= 600mm.

b=600mm.

h=t Espesor de placa

La carga axial es:

$$w' = V1 + R5 = -7378.72[Kg] - 10821.29[Kg]$$

$$w' = -18200.01[Kg]$$

$$w' = \frac{-18200.01[Kg]}{(0.6[m] * 0.6[m])}$$

$$w' = 50555.58 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

De la teoría de placas según el AISC, se utiliza la ecuación 2.20:

$$f' = \frac{a^2 * b^2 * w}{2(a^2 + b^2)t^2}$$

$$f' = \sigma_{x \max}$$

El esfuerzo para acero ASTM A-36 es:

$$S_y = 36000 \left[\frac{Lb}{pulg^2} \right] = 25.31 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Tomando en cuenta un factor de seguridad de 1.7 según el código ecuatoriano de la construcción se tiene:

$$\sigma_{x \max} = \frac{S_y}{n}$$

$$\sigma_{x \max} = \frac{25.31 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{1.7}$$

$$\sigma_{x \max} = 14.88 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Es posible determinar el espesor de la placa con la ecuación 2.21:

$$t^2 = \frac{a^2 * b^2 * w}{2(a^2 + b^2)f'}$$

$$t^2 = \frac{0.6^2 * 0.6^2 * 50555.58 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{2(0.6^2 + 0.6^2)14.88 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}$$

$$t = 0.017[m] = 17[mm]$$

Por lo cual se tiene previsto trabajar con placas de espesor de 20mm.

4.4.4.4 Dimensionamiento de las placas entre arcos.

Para las placas entre los arcos de 16 metros se debe colocar placas en las cuales se debe soldar los arcos para unirse entre sí, de la siguiente forma:

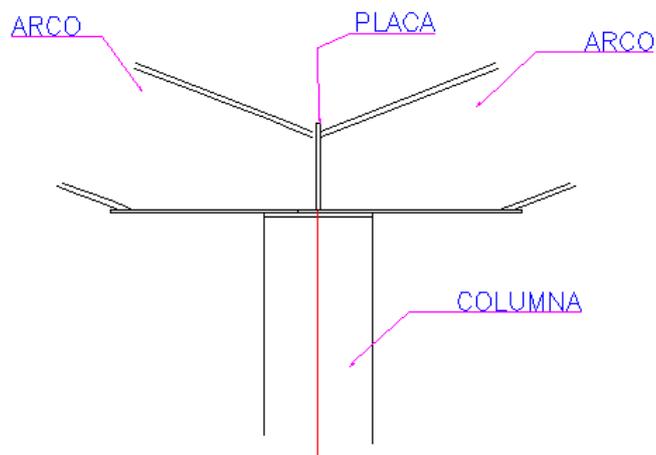


Figura 4. 73.- Esquema de ubicación de placas entre arcos.

La placa va a estar sometida a la carga H1 total:

$$H1_{total} = -7210.06[Kg]$$

Ya que dos arcos son los que van a aplicar la fuerza en la placa la fuerza H1 total es:

$$H_{arcos\ total} = 2 * H1_{total} = 2 * 7210.06[Kg]$$

$$H_{arcos\ total} = 14420.12[Kg]$$

Las dimensiones de la placa se las asume:

a= 250mm.

b=240mm.

h=t Espesor de placa

La carga axial es:

$$w'' = -14420.12[Kg]$$

$$w'' = \frac{-14420.12[Kg]}{(0.25[m] * 0.24[m])}$$

$$w'' = 240335.33 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

De la teoría de placas según el AISC, se utiliza la ecuación 2.20:

$$f' = \frac{a^2 * b^2 * w}{2(a^2 + b^2)t^2}$$

$$f' = \sigma_{x \max}$$

El esfuerzo para acero ASTM A-36 es:

$$S_y = 36000 \left[\frac{Lb}{pulg^2} \right] = 25.31 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Tomando en cuenta un factor de seguridad de 1.7 según el código ecuatoriano de la construcción se tiene:

$$\sigma_{x \max} = \frac{S_y}{n}$$

$$\sigma_{x \max} = \frac{25.31 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{1.7}$$

$$\sigma_{x \max} = 14.88 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Es posible determinar el espesor de la placa con la ecuación 2.21:

$$t^2 = \frac{a^2 * b^2 * w}{2(a^2 + b^2)f'}$$

$$t^2 = \frac{0.25^2 * 0.24^2 * 240335.33 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{2(0.25^2 + 0.24^2)14.88 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}$$

$$t = 0.015[m] = 15[mm]$$

Por lo cual se tiene previsto trabajar con placas de espesor de 15mm.

4.4.4.5 Dimensionamiento de las placas entre el arco y las columnas del hospital.

Para determinar las placas entre los arcos y las columnas del hospital se debe tomar en cuenta la carga axial a la que va a estar sometida la placa:

$$H1_{total} = -7210.06[Kg]$$

Las dimensiones de la placa se las asume:

a= 500mm.

b=700mm.

h=t Espesor de placa

La carga axial es:

$$w''' = -14420.12[Kg]$$

$$w''' = \frac{-14420.12[Kg]}{(0.5[m] * 0.7[m])}$$

$$w''' = 41200.34 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

De la teoría de placas según el AISC, se utiliza la ecuación 2.20:

$$f' = \frac{a^2 * b^2 * w}{2(a^2 + b^2)t^2}$$

$$f' = \sigma_{x \max}$$

El esfuerzo para acero ASTM A-36 es:

$$S_y = 36000 \left[\frac{Lb}{pulg^2} \right] = 25.31 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Tomando en cuenta un factor de seguridad de 1.7 según el código ecuatoriano de la construcción se tiene:

$$\sigma_{x \max} = \frac{S_y}{n}$$

$$\sigma_{x \max} = \frac{25.31 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{1.7}$$

$$\sigma_{x \max} = 14.88 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Es posible determinar el espesor de la placa con la ecuación 2.21:

$$t^2 = \frac{a^2 * b^2 * w}{2(a^2 + b^2)f'}$$

$$t^2 = \frac{0.5^2 * 0.7^2 * 41200.34 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{2(0.5^2 + 0.7^2)14.88 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}$$

$$t = 0.015[m] = 15[mm]$$

Por lo cual se tiene previsto trabajar con placas de espesor de 20 mm.

4.4.5 DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS

4.4.5.1 Conexiones en el pórtico

Los perfiles que conforman el pórtico se unen a la placa mediante la conexión de cordones de soldadura para transmitir los esfuerzos. Para la soldadura entre la placa y el arco se utiliza soldadura a filete de la siguiente forma:

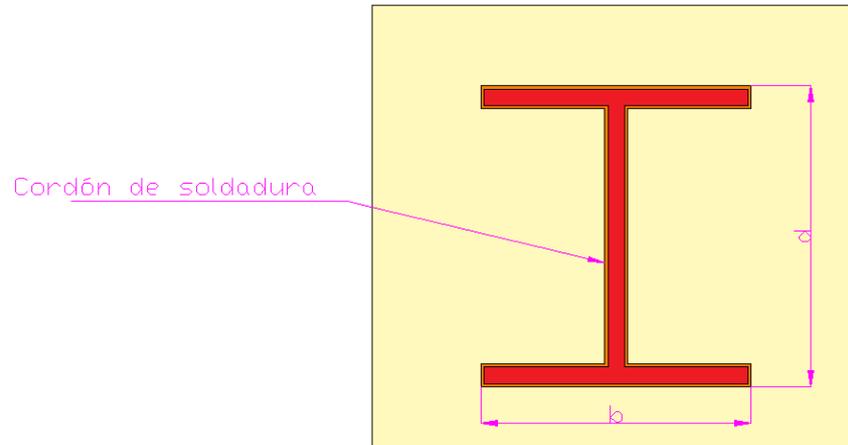


Figura 4. 74.- Soldadura entre placa y arco.

En la sección mostrada del pórtico se tiene:

Fuerza: 7378.72[Kg]

Altura de soldadura (d): 0.4[m]

Ancho de soldadura (b): 0.25[m]

Altura del filete de soldadura: 0.005[m]

Momento flector: 28840.24[Kg - m]

Mediante la tabla 3.4 es posible determinar el área total de la garganta de soldadura.

$$A = 1.414h(b + d)$$

$$A = 1.414 * 0.005[m](0.4[m] + 0.25[m])$$

$$A = 4.59 * 10^{-3}[m^2]$$

Mediante la ecuación 2.29 se obtiene el esfuerzo cortante máximo:

$$T = \frac{T * C}{J} + \frac{V}{A}$$

$$T = \frac{7378.72[Kg]}{4.59 * 10^{-3}[m^2]}$$

$$T = 1.6 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Con la tabla 3.4 es posible determinar el momento de inercia unitario:

$$I_u = \frac{d^2}{6} * (3d + b)$$

$$I_u = \frac{0.4[m]^2}{6} * (3 * 0.4[m] + 0.25[m])$$

$$I_u = 0.038[m^3]$$

Mediante la ecuación 2.30 es posible determinar el momento de inercia basado en la soldadura:

$$I = 0.707 h * I_u$$

$$I = 0.707 * 0.005[m] * 0.038[m^3]$$

$$I = 1.34 * 10^{-4}[m^4]$$

El momento flector produce un esfuerzo normal por flexión en las juntas, con la ecuación 2.27 se obtiene:

$$\sigma_{xx} = \frac{M * C}{I} + \frac{F}{A}$$

$$\sigma_{xx} = \frac{F + W}{A} + \frac{M * C}{I}$$

$$\sigma_{xx} = \frac{7378.72[Kg]}{4.59 * 10^{-3}[m^2]} + \frac{28840.24[Kg - m] * 0.125[m]}{1.34 * 10^{-4}[m^4]}$$

$$\sigma_{xx} = 29.07 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

El esfuerzo cortante máximo es:

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xx}}{2}\right)^2 + T^2}$$

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{29.07 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2}\right]}{2}\right)^2 + 1.6 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2}\right]^2}$$

$$\tau_{max} = 14.6 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2}\right]$$

Luego se puede aplicar la ecuación 2.26 para determinar si el cordón de soldadura soporta la carga:

$$n = \frac{0.5 * S_y}{\tau_{max}}$$

Y con el factor de seguridad según el código ecuatoriano de la construcción que es 1.7 se puede determinar:

$$\tau_{max} = \frac{0.5 * S_y}{n}$$

El electrodo que se va a utilizar es un E 7018, de donde:

$$S_y = 70000 \left[\frac{Lb}{Pulg^2}\right] = 49.5 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2}\right]$$

$$\tau_{max} \leq \frac{0.5 * 49.5 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2}\right]}{1.7}$$

$$14.6 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2}\right] \leq 14.6 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2}\right]$$

Donde el cordón de soldadura soporta la carga.

Para la soldadura entre la columna y la placa se tiene previsto colocar una placa que cubra la columna de tal modo que se tenga una unión de placa con placa:

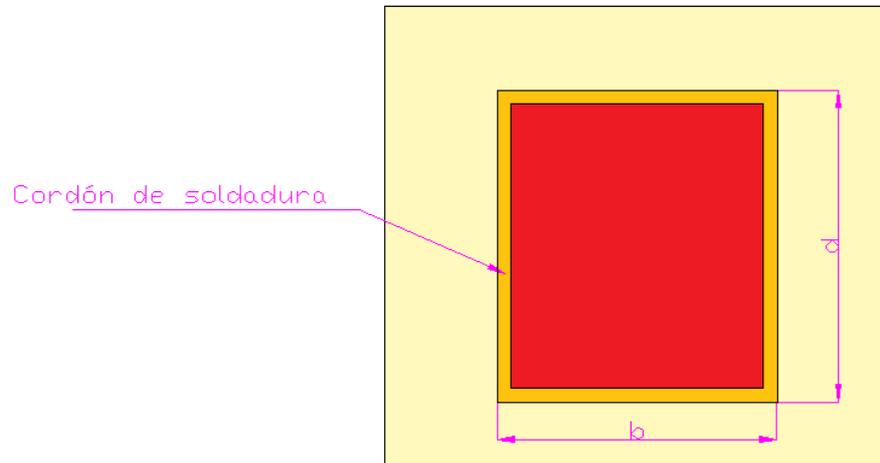


Figura 4. 75.- Soldadura entre placa y columna.

En la sección mostrada del pórtico se tiene:

Fuerza: $7378.72[Kg]$

Altura de soldadura (d): $0.3[m]$

Ancho de soldadura (b): $0.25[m]$

Altura del filete de soldadura: $0.01[m] * 2 = 0.02[m]$

Momento flector: $28840.24[Kg - m]$

Mediante la tabla 3.4 es posible determinar el área total de la garganta de soldadura.

$$A = 1.414h(b + d)$$

$$A = 1.414 * 0.02[m](0.3[m] + 0.25[m])$$

$$A = 15.54 * 10^{-3}[m^2]$$

Mediante la ecuación 2.29 se obtiene el esfuerzo cortante máximo:

$$T = \frac{T * C}{J} + \frac{V}{A}$$

$$T = \frac{7378.72[Kg]}{15.54 * 10^{-3}[m^2]}$$

$$T = 0.47 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Con la tabla 3.4 es posible determinar el momento de inercia unitario:

$$I_u = \frac{d^2}{6} * (3b + d)$$

$$I_u = \frac{0.3[m]^2}{6} * (3 * 0.25[m] + 0.3[m])$$

$$I_u = 0.016[m^3]$$

Mediante la ecuación 2.30 es posible determinar el momento de inercia basado en la soldadura:

$$I = 0.707 h * I_u$$

$$I = 0.707 * 0.02[m] * 0.016[m^3]$$

$$I = 2.26 * 10^{-4}[m^4]$$

El momento flector produce un esfuerzo normal por flexión en las juntas, con la ecuación 2.27 se obtiene:

$$\sigma_{xx} = \frac{M * C}{I} + \frac{F}{A}$$

$$\sigma_{xx} = \frac{F + W}{A} + \frac{M * C}{I}$$

$$\sigma_{xx} = \frac{7378.72[Kg]}{15.54 * 10^{-3}[m^2]} + \frac{28840.24[Kg - m] * 0.125[m]}{2.26 * 10^{-4}[m^4]}$$

$$\sigma_{xx} = 16.42 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

El esfuerzo cortante máximo es:

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xx}}{2}\right)^2 + T^2}$$

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{16.42 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{2}\right)^2 + 0.47 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}$$

$$\tau_{max} = 8.22 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Luego se puede aplicar la ecuación 2.26 para determinar si el cordón de soldadura soporta la carga:

$$n = \frac{0.5 * S_y}{\tau_{max}}$$

Y con el factor de seguridad según el código ecuatoriano de la construcción que es 1.7 se puede determinar:

$$\tau_{max} = \frac{0.5 * S_y}{n}$$

El electrodo que se va a utilizar es un E 7018, de donde:

$$S_y = 70000 \left[\frac{Lb}{Pulg^2} \right] = 49.5 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

$$\tau_{max} \leq \frac{0.5 * 49.5 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{1.7}$$

$$8.22 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] \leq 14.7 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Donde el cordón de soldadura soporta la carga

4.4.5.1 Conexiones en el reticulado

Para las conexiones en el reticulado, se debe tomar en cuenta que se debe realizar un destaje en las vigas de tal forma que se pueda realizar la soldadura y la estructura del reticulado trabaje como un solo elemento.

El destaje que se realiza en las vigas es de la siguiente forma:

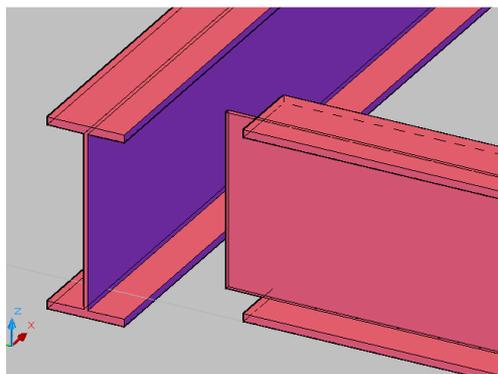


Figura 4. 76.- Esquema de destaje de perfiles de reticulado

El destaje de las vigas es realizado para obtener el ensamble del reticulado, con una soldadura de filete

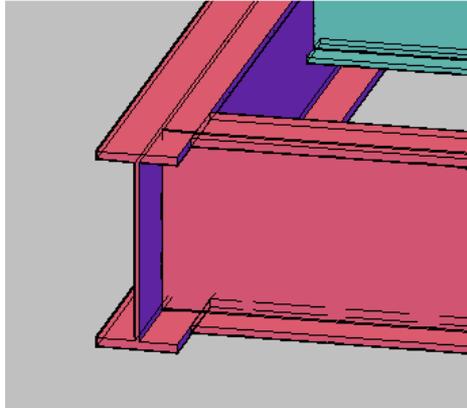


Figura 4. 77.- Esquema de unión entre perfiles del reticulado

Para la viga principal se va a tener el siguiente tipo de geometría en la soldadura:

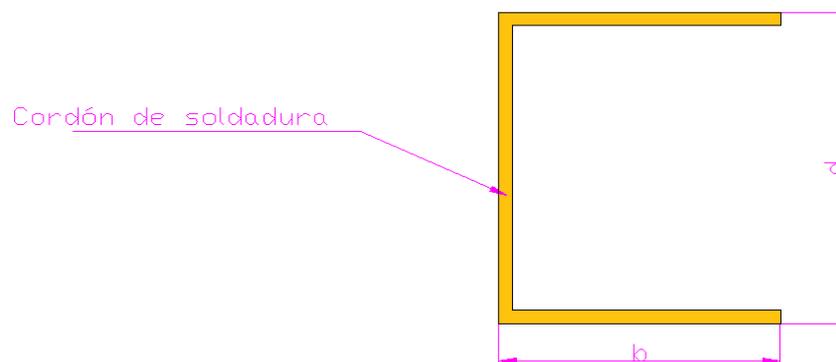


Figura 4. 78.- soldadura en perfiles de reticulado.

Fuerza:	10821.29[<i>Kg</i>]
Altura de soldadura (d):	0.46[<i>m</i>]
Ancho de soldadura (b):	0.095[<i>m</i>]
Altura del filete de soldadura:	0.01[<i>m</i>]
Momento flector:	21615.53[<i>Kg – m</i>]

Mediante la tabla 3.4 es posible determinar el área total de la garganta de soldadura.

$$A = 1.414h(2b + d)$$

$$A = 1.414 * 0.01[m](2 * 0.095[m] + 0.46[m])$$

$$A = 9.19 * 10^{-3}[m^2]$$

Mediante la ecuación 2.29 se obtiene el esfuerzo cortante máximo:

$$T = \frac{T * C}{J} + \frac{V}{A}$$

$$T = \frac{10821.29[Kg]}{9.19 * 10^{-3}[m^2]}$$

$$T = 1.17 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Con la tabla 3.4 es posible determinar el momento de inercia unitario:

$$I_u = \frac{d^2}{12} * (6b + d)$$

$$I_u = \frac{0.46[m]^2}{12} * (6 * 0.095[m] + 0.46[m])$$

$$I_u = 0.018[m^3]$$

Mediante la ecuación 2.30 es posible determinar el momento de inercia basado en la soldadura:

$$I = 0.707 h * I_u$$

$$I = 0.707 * 0.02[m] * 0.016[m^3]$$

$$I = 1.28 * 10^{-4}[m^4]$$

El momento flector produce un esfuerzo normal por flexión en las juntas, con la ecuación 2.27 se obtiene:

$$\sigma_{xx} = \frac{M * C}{I} + \frac{F}{A}$$

$$\sigma_{xx} = \frac{F + W}{A} + \frac{M * C}{I}$$

$$\sigma_{xx} = \frac{10821.29[Kg]}{9.19 * 10^{-3}[m^2]} + \frac{21615.53[Kg - m] * 0.0138[m]}{2.26 * 10^{-4}[m^4]}$$

$$\sigma_{xx} = 2.5 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

El esfuerzo cortante máximo es:

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xx}}{2}\right)^2 + T^2}$$

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{2.5 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{2}\right)^2 + 1.17 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}$$

$$\tau_{max} = 1.71 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Luego se puede aplicar la ecuación 2.26 para determinar si el cordón de soldadura soporta la carga:

$$n = \frac{0.5 * S_y}{\tau_{max}}$$

Y con el factor de seguridad según el código ecuatoriano de la construcción que es 1.7 se puede determinar:

$$\tau_{max} = \frac{0.5 * S_y}{n}$$

El electrodo que se va a utilizar es un E 7018, de donde:

$$S_y = 70000 \left[\frac{Lb}{Pulg^2} \right] = 49.5 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

$$\tau_{max} \leq \frac{0.5 * 49.5 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{1.7}$$

$$1.71 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] \leq 14.7 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Donde el cordón de soldadura soporta la carga.

Para la soldadura de las vigas transversales se tiene el mismo criterio de las vigas principales, por lo que se decide soldar con electrodo E-7018, y con una altura de filete de soldadura de 0.01m.

4.4.6 DISEÑO DE PERNOS

4.4.6.1 Diseño de pernos entre placa y columnas del hospital.

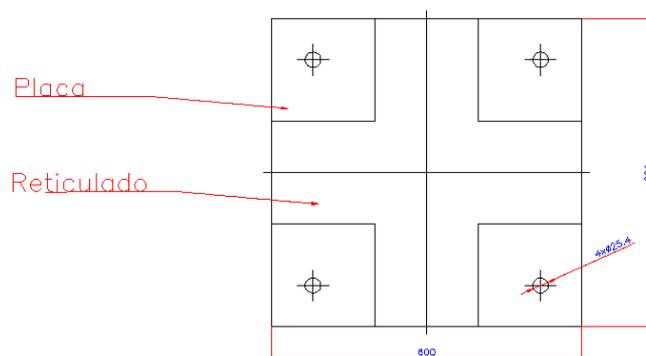


Figura 4. 79.- Esquema de uniones emperradas.

Se va a diseñar pernos con un diámetro de 1 pulgada (25.4mm), de donde se puede calcular la distancia mínima que debe existir entre el eje del perno y el filo de la placa.

$$d \geq 1.5\phi_{perno}$$

$$d \geq 1.5 * 25.4[mm]$$

$$d \geq 38.1[mm]$$

Ya que se tiene el espacio para colocar los pernos a una profundidad mayor, se va a colocar los pernos a una distancia de 80mm.

La fuerza aplicada va a ser:

$$F = w' = 18200.01[Kg]$$

La carga en cada tornillo se puede calcular con la ecuación 2.32

$$P = \frac{V}{N}$$

$$P = \frac{18200.01[Kg]}{4}$$

$$P = 4550[Kg]$$

El cortante máximo puede ser calculado con la ecuación 2.31:

$$T_{xy} = \frac{F}{A} = \frac{4F}{\pi * d^2}$$

$$T_{xy} = \frac{F}{A} = \frac{4 * 4550[Kg]}{\pi * 0.0254[m]^2}$$

$$T_{xy} = 8.97 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Luego es posible determinar si los pernos resisten la carga a las que están expuestos:

$$n = \frac{S_{sy}}{T_{xy}} = \frac{0.577S_y}{T_{xy}}$$

Los pernos son de acero ASTM-A325, de donde se puede obtener mediante el anexo D:

$$S_y = 85.74 \text{ kpsi} = 60.28 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Y con el factor de seguridad según el código ecuatoriano de la construcción de 1.7, se obtiene:

$$T_{xy} \leq \frac{0.577S_y}{n}$$

$$8.97 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] \leq \frac{0.577 * 60.28 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]}{1.7}$$

$$8.97 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right] \leq 20.46 * 10^6 \left[\frac{Kg}{m^2} \right]$$

Donde los pernos escogidos soportan la carga a la que están sometidos.

Para los pernos entre la viga principal y la columna del hospital se tienen las mismas fuerzas, y también se tiene corte puro, por lo que se decide utilizar pernos de 1 pulgada (25.4mm)

4.4.6 MODELACIÓN EN SAP

Para la modelación en SAP, en primer lugar se va a realizar el análisis de las fuerzas que actúan en el pórtico, luego la fuerzas que actúen en el reticulado.

4.4.6.1 Pórtico

Para el análisis del pórtico se procede a dibujar el pórtico en SAP

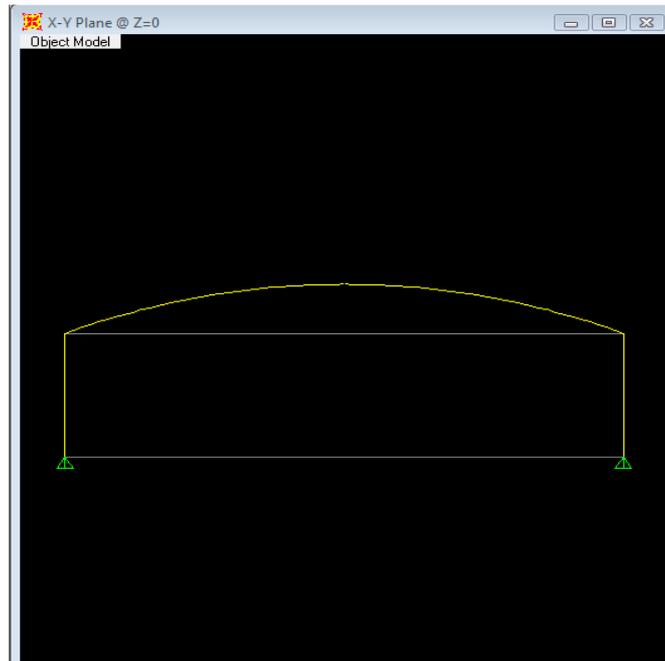


Figura 4. 80.- Arco dibujado en SAP 2000.

Se procede a seleccionar las propiedades de los elementos de la columna y del arco:

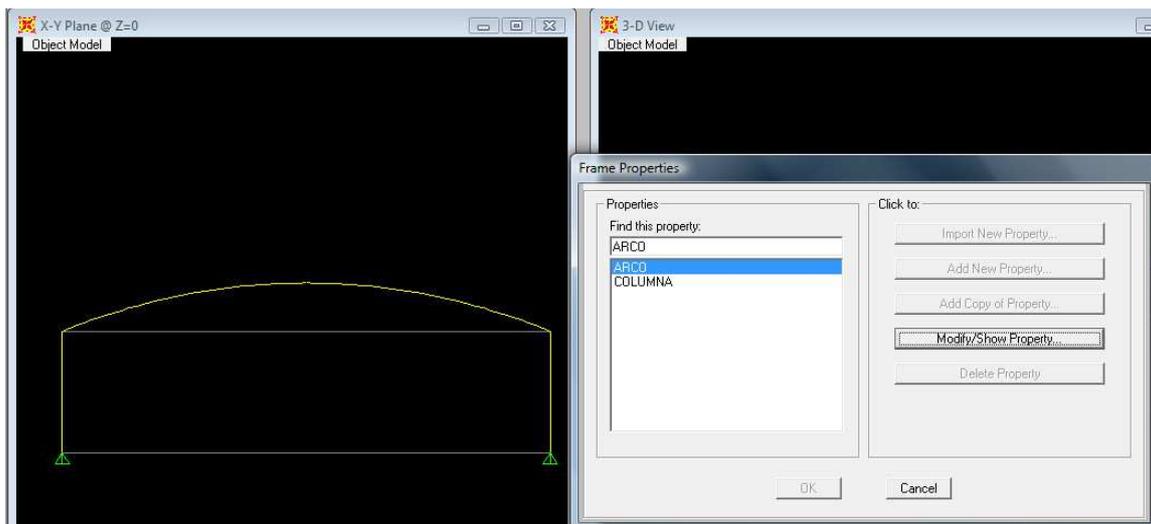


Figura 4. 81.- Selección de elementos del pórtico.

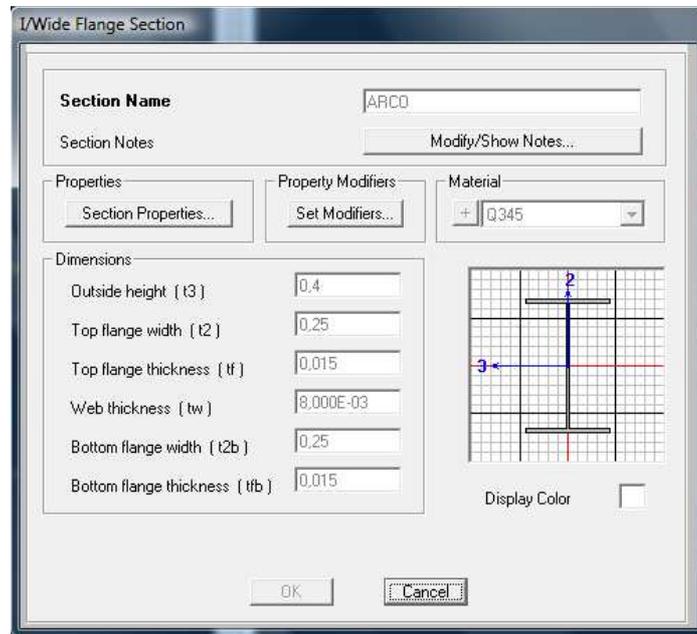


Figura 4. 82.- Selección del perfil para el arco.

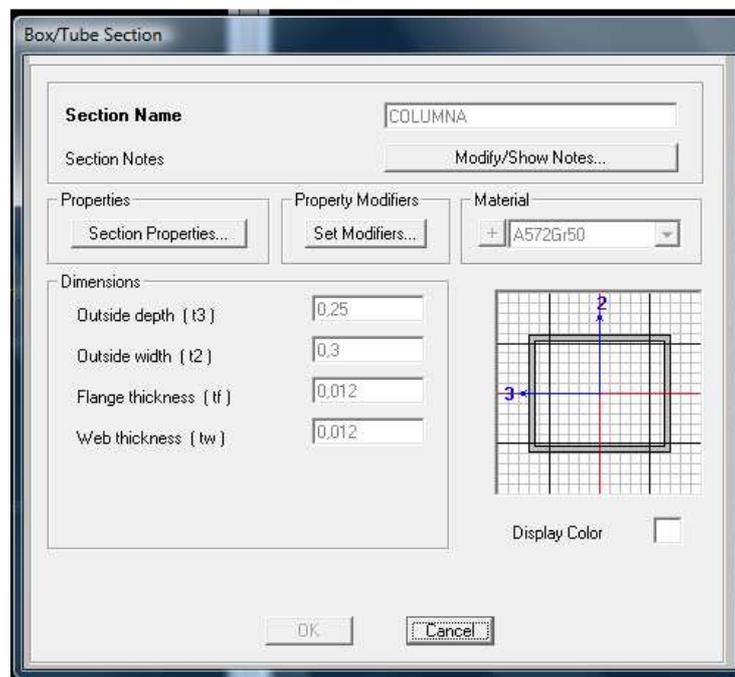


Figura 4. 83.- Selección de perfil para las columnas.

Luego se colocan las cargas puntuales:

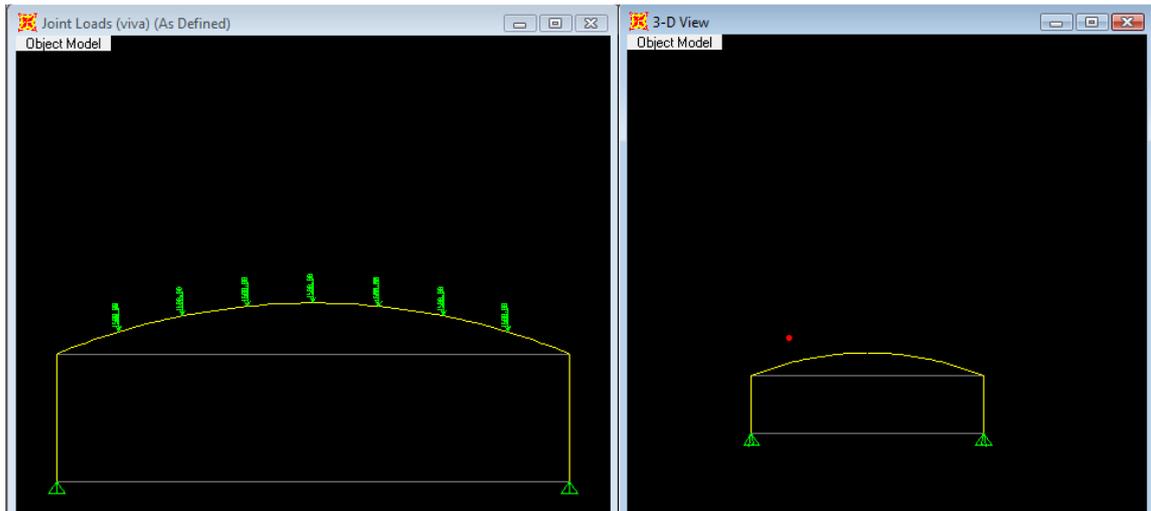


Figura 4. 84.- Cargas puntuales en el arco.

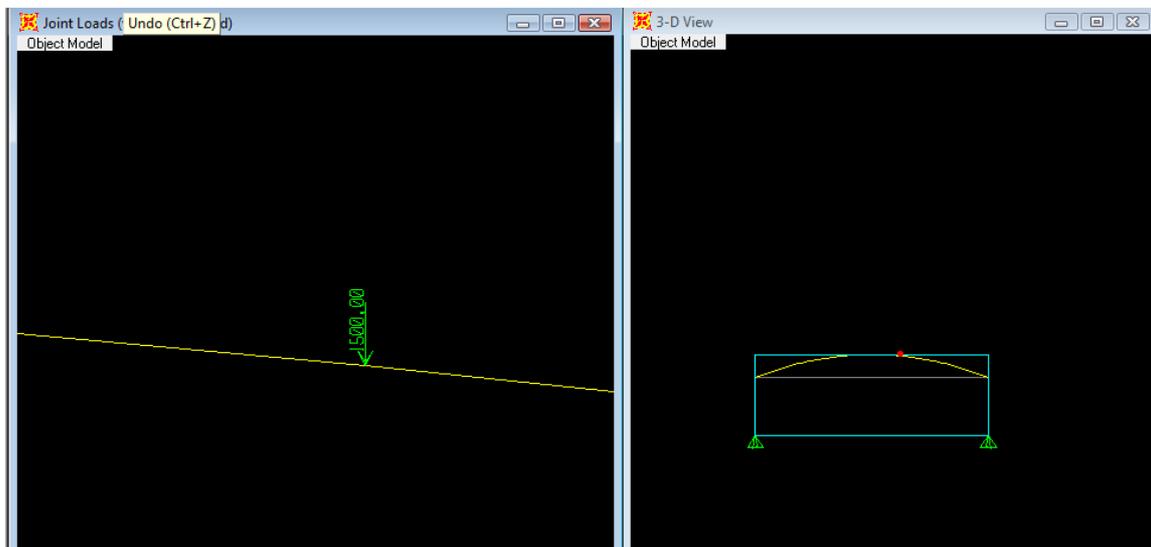


Figura 4. 85.- carga puntual.

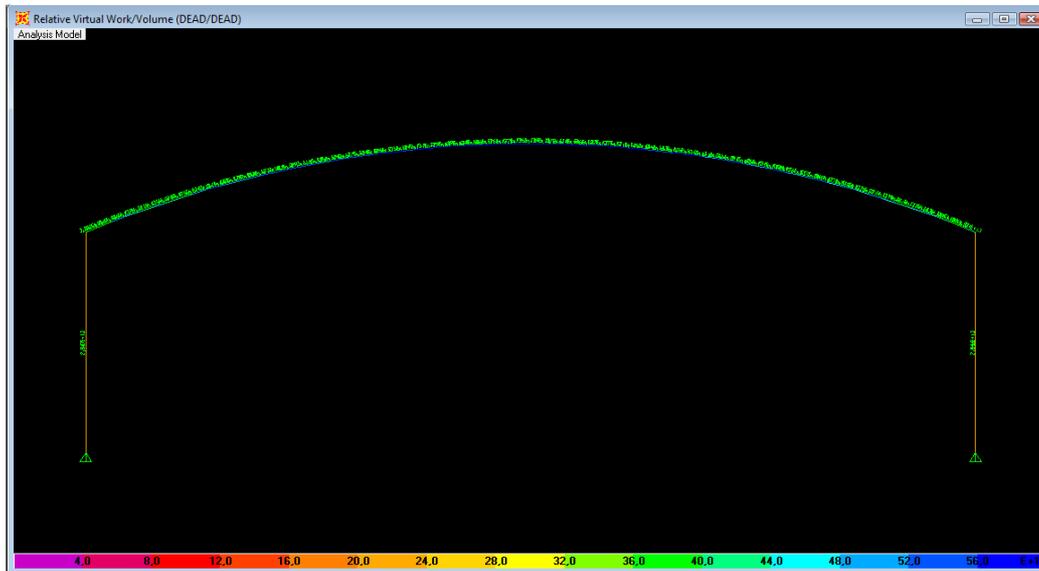


Figura 4. 86.- Simulación de carga en el arco.

Se puede concluir que los elementos del pórtico no tienen ningún problema en cuanto al esfuerzo que debe resistir, ya que los elementos no sobrepasan un valor de 1.4

Al realizar el análisis de carga, solo es posible confirmar el resultado de la carga viva, dado que para la carga muerta el programa tiene una restricción por la geometría del pórtico que es un arco, por esta razón es posible realiza el análisis con la carga viva:

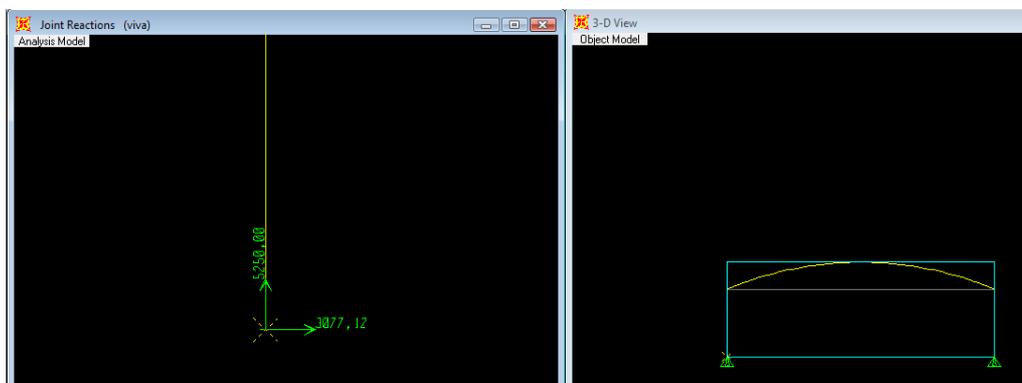


Figura 4. 87.- Fuerzas producidas en el arco.

Con lo que se puede corroborar los resultados obtenidos anteriormente.

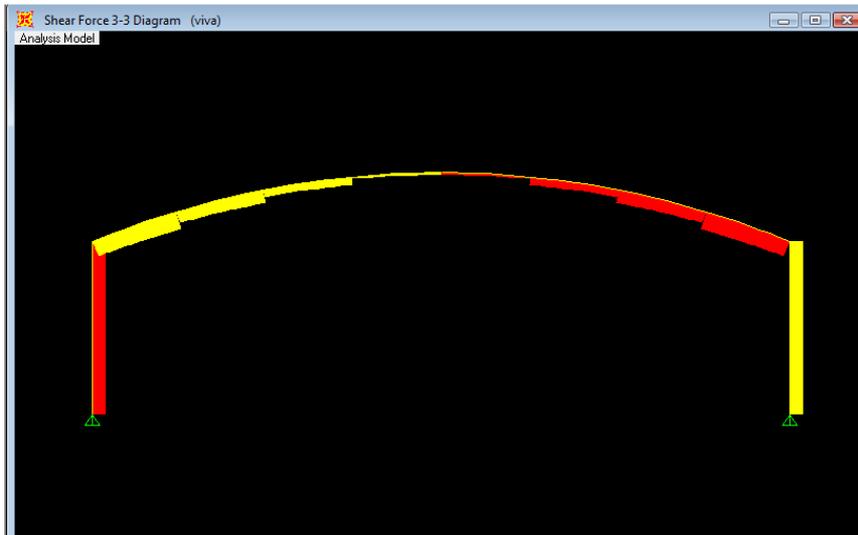


Figura 4. 88.- Diagrama de cortante en el arco.

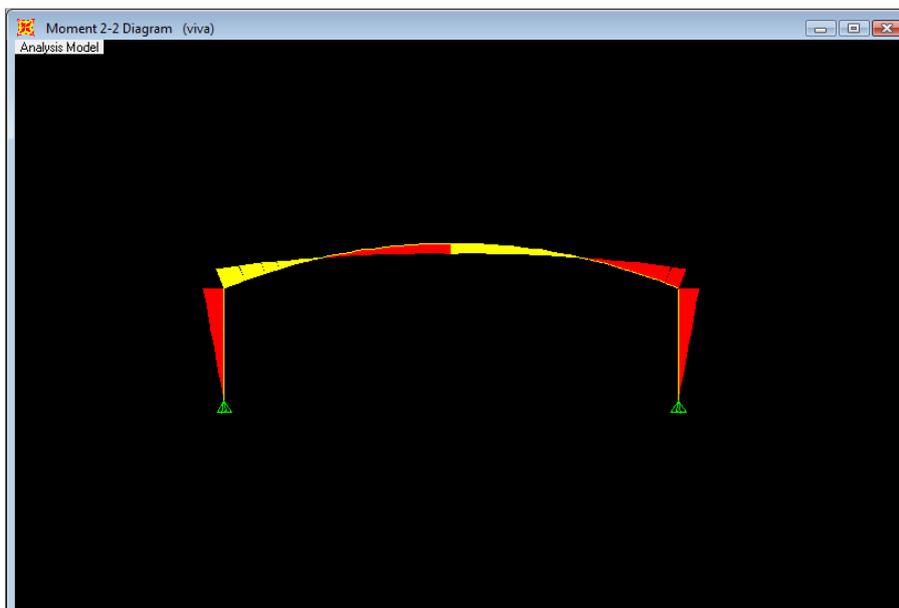


Figura 4. 89.- Diagrama de momento en el arco.

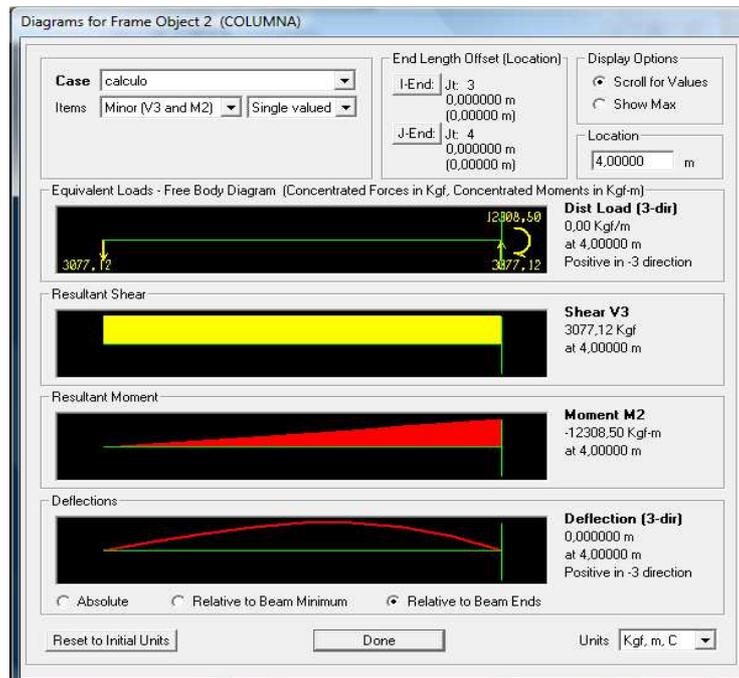


Figura 4. 90.- Resultantes de cortante y momento en columna de arco.

4.4.6.1 Reticulado

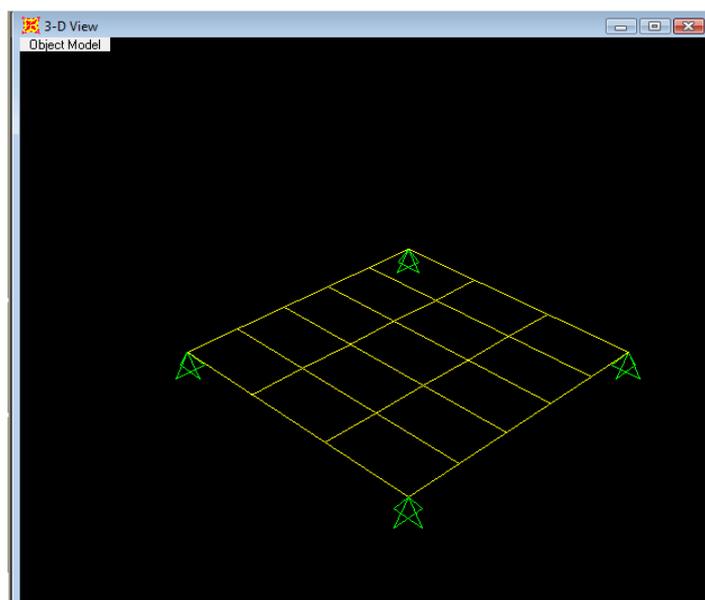


Figura 4. 91.- Reticulado dibujado en SAP 2000.

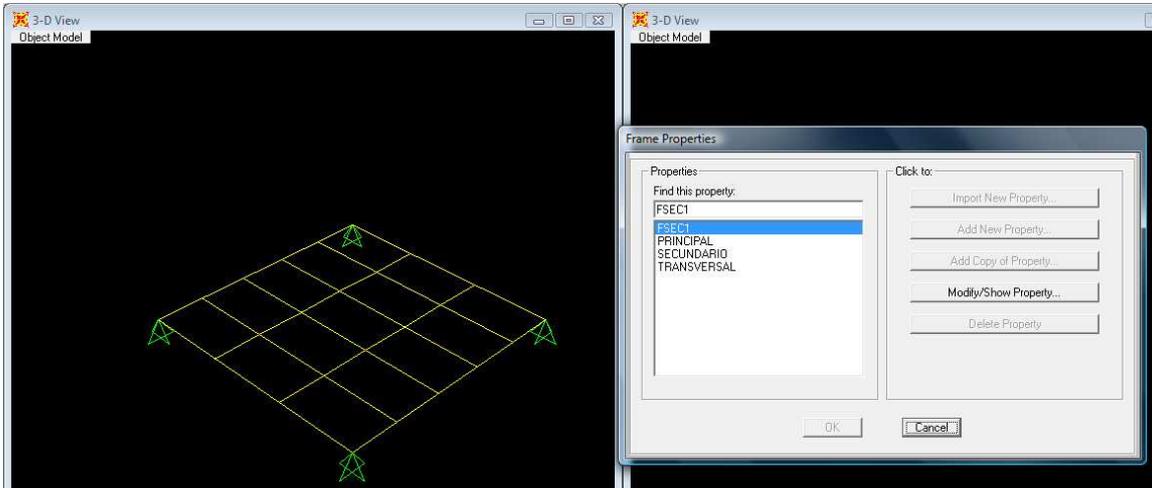


Figura 4. 92.- Selección de perfiles para el reticulado.

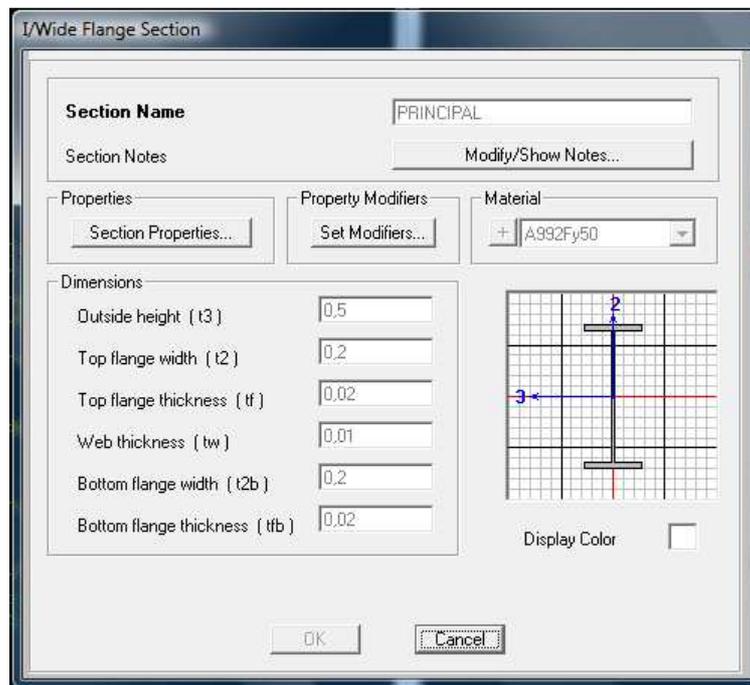


Figura 4. 93.- Selección de perfil para viga principal de reticulado.

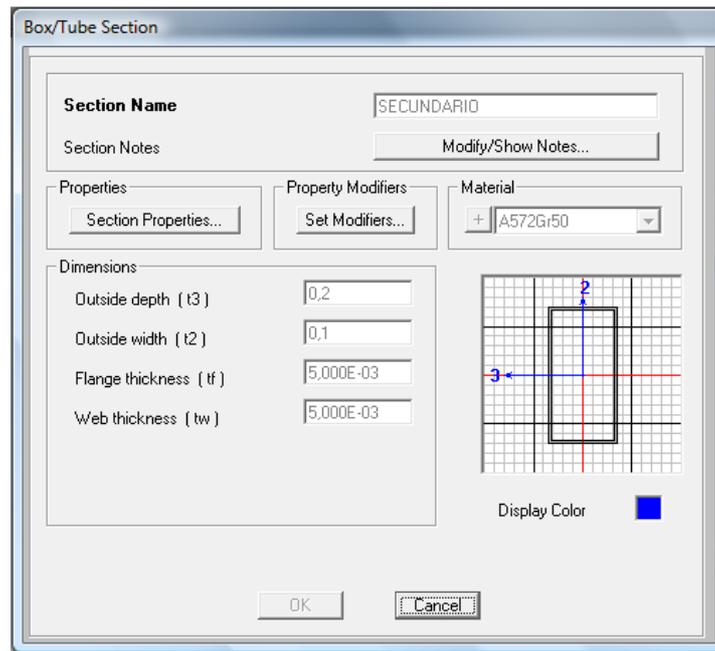


Figura 4. 94.- Selección de perfil para viga secundaria de reticulado.

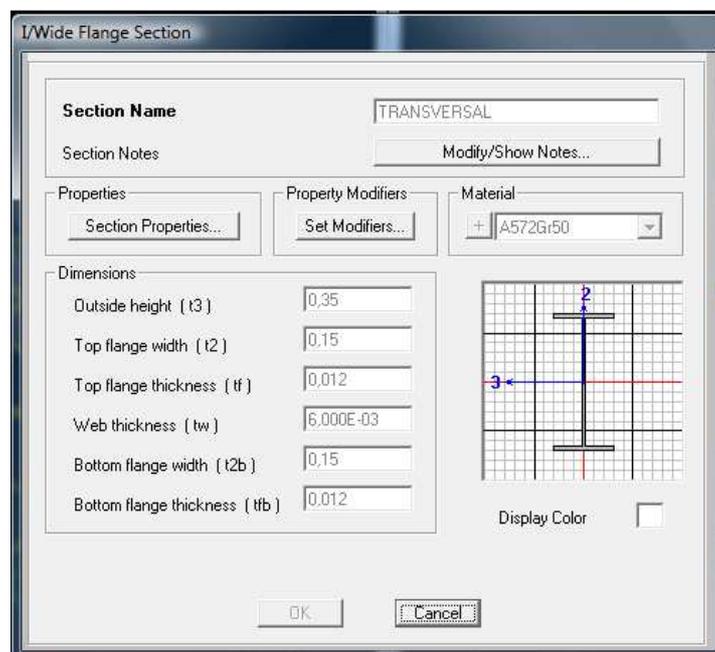


Figura 4. 95.- Selección de perfil para viga transversal de reticulado.

Luego se colocan las cargas y se realiza el análisis de carga para resultante y momentos.

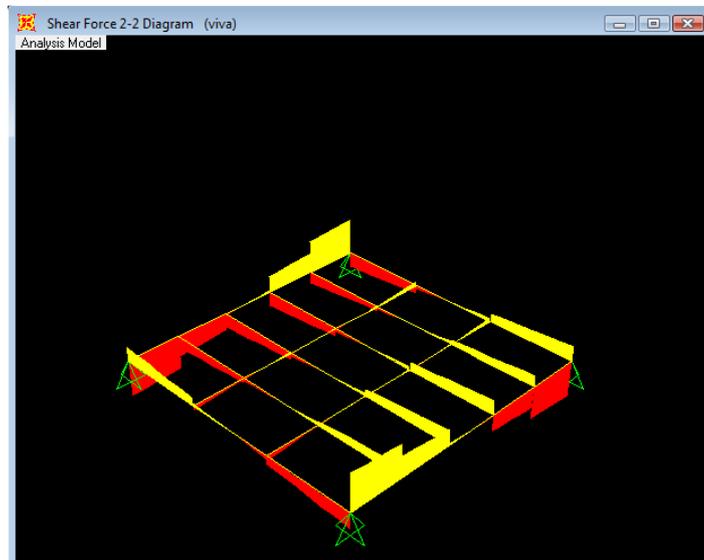


Figura 4. 96.- Diagrama de cortante producido en reticulado

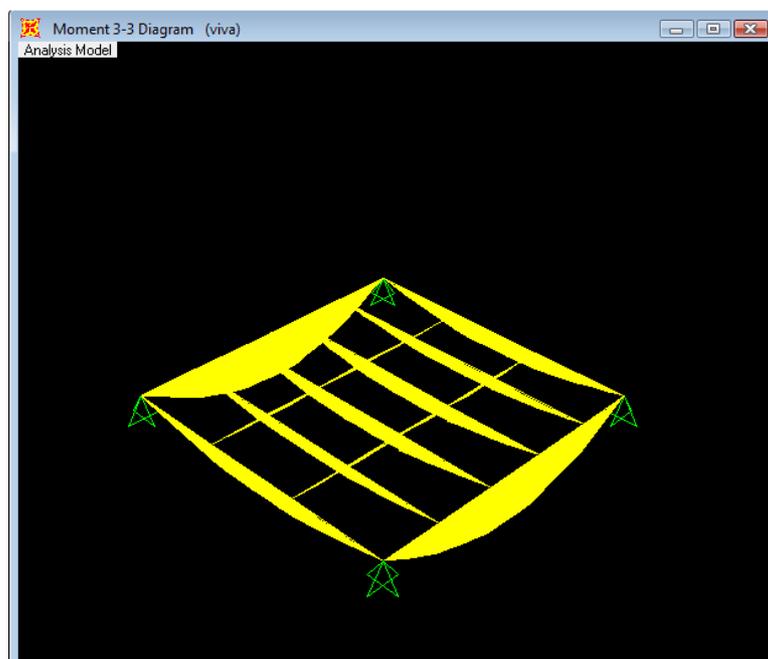


Figura 4. 97.- Diagrama de momento producido en reticulado.

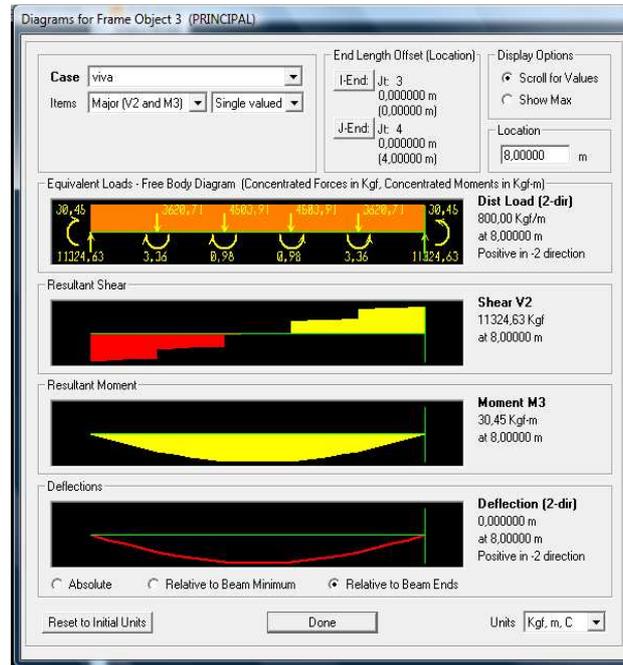


Figura 4. 98.- Cortante producido en viga principal de reticulado.

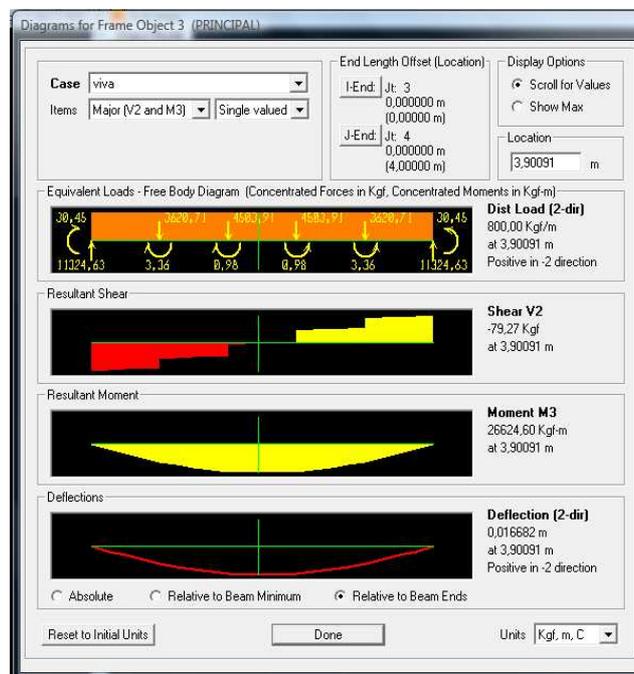


Figura 4. 99.- Momento producido en viga principal de reticulado.

CAPITULO V

5. ANÁLISIS DE COSTOS.

5.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se procede a realizar un estudio de cuantificación del costo total involucrado en el proyecto, para realizar un cronograma de actividades.

Este análisis toma en cuenta los costos directos, costos indirectos, análisis de precios unitarios, rendimiento.

5.2 COSTOS DIRECTOS.

Los costos directos son aquellos rubros que están ligados directamente con la construcción del proyecto, están constituidos por la compra de materiales, accesorios, y equipos utilizados para la construcción del proyecto. El material que predomina en el proyecto es el Acero ASTM A-588, el cual es utilizado para varios perfiles. Otro material que predomina es el uso de acero ASTM A-36 para perfiles que son normalmente comercializados. Además se cuenta con materiales complementarios como son los de los pernos, de la soldadura.

Uno de los materiales que también se debe tomar en cuenta es el de una capa de neopreno que se debe colocar entre las columnas de hospital y las placas, así como también el hormigón que va a ser parte de la losa.

En la etapa de premontaje se debe tomar en cuenta un rubro importante como es el de retiro y limpieza de la capa superficial de la losa, también se requiere realizar los derocamientos de antepechos de hormigón.

Se debe tomar en cuenta que los costos directos son los que representan el mayor rubro dentro de los costos totales del proyecto.

5.3 COSTOS INDIRECTOS.

Los costos indirectos son aquellos rubros que no se toman en cuenta dentro de los costos directos, y que normalmente son determinados como un porcentaje de los costos directos, en este caso se ha considerado un valor del 10% de los costos directos. Dentro de estos valores también se toma en cuenta el valor de la utilidad, que representa también un porcentaje de los costos directos, en este caso se ha tomado un valor del 15% de los costos directos, dando un valor total del 25% de los costos adicionales.

5.4 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

Este análisis se lo realiza a cada uno de los rubros que constan en el proyecto como son: retiro y limpieza de capa superficial de losa, derrocamientos de antepechos de hormigón, instalación de placa base, suministro de acero estructural ASTM A-588, fabricación y montaje acero estructural ASTM A-588, suministro de acero estructural ASTM A-36, fabricación y montaje acero estructural ASTM A-36, suministro e instalación pernos de anclaje ASTM A-325 Ø 1", Suministro e instalación de placas de neopreno shore 70x50x50x5 cm, suministro instalación de steel panel, suministro e instalación de malla electrosoldada, suministro, preparación, y colocación del hormigón para la losa del entrepiso, suministro y colocación de cubierta de poliuretano inyectado de 1.5 mm.

5.4.1 RENDIMIENTO.

El rendimiento es un parámetro que lo establece el constructor, en función de los recursos con los que cuenta, este se encuentra en función de unidades (Kg, m, u, etc.

5.4.2 DESGLOSE DE PRECIOS UNITARIOS

Tabla 5. 1.- Retiro, limpieza y desalojo de capa superficial de losa.

RUBRO: 5.1 R= (UNIDAD/HORA) 6,00
UNIDAD: M2 K= (HORA/UNIDAD) 0,07
DETALLE: RETIRO, LIMPIEZA Y DESALOJO DE CAPA SUPERFICIAL DE LOSA

EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
COMBO	4,00	0,80	3,20	0,21	0,47%	
AMOLADORA	1,00	2,00	2,00	0,13	0,29%	
HERRAMIENTA MENOR	1,00	0,50	0,50	0,03	0,07%	
MANO DE OBRA				PARCIAL M	0,38	0,83%
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
ALBAÑIL	2,00	1,78	3,56	0,24	0,52%	
MAESTRO DE OBRA	1,00	1,78	1,78	0,12	0,26%	
PEÓN	2,00	1,78	21,36	1,43	3,12%	
MATERIALES				PARCIAL N	1,79	3,91%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%	
CARGADORA	U	1,00	12,00	12,0000	26,20%	
POLEA	U	1,00	3,00	3,0000	6,55%	
TRANSPORTE				PARCIAL O	15,00	32,75%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%	
VOLQUETA	M3	1,50	14,00	21,00	45,85%	
				PARCIAL P	21,00	45,85%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				38,17	83,33%	
INDIRECTOS Y UTILIDAD				20,00%	7,63	16,67%
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS				0,00	0,00%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO				45,80	100,00%	
VALOR PROPUESTO				45,80	100,00%	

Tabla 5. 2.- Derrocamientos y desalojo de antepechos de hormigón.

RUBRO: 5.2 R= (UNIDAD/HORA) 5,00
UNIDAD: M2 K= (HORA/UNIDAD) 0,20
DETALLE: DERROCAMIENTOS Y DESALOJO DE ANTEPECHOS DE HORMIGÓN

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
COMBO	3,00	0,80	2,40	0,48	0,98%
HERRAMIENTA MENOR	1,00	0,50	0,50	0,10	0,20%
MANO DE OBRA				PARCIAL M	0,58
1,18%					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
PEÓN	2,00	1,78	21,36	4,27	8,71%
MATERIALES				PARCIAL N	4,27
8,71%					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
CARGADORA	U	1,00	12,00	12,0000	24,48%
POLEA	U	1,00	3,00	3,0000	6,12%
TRANSPORTE				PARCIAL O	15,00
30,60%					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%
VOLQUETA	M3	1,50	14,00	21,00	42,84%
				PARCIAL P	21,00
42,84%					
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				40,85	83,33%
INDIRECTOS Y UTILIDAD			20,00%	8,17	16,67%
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS				0,00	0,00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO				49,02	100,00%
VALOR PROPUESTO				49,02	100,00%

Tabla 5. 3.- Instalación de placas base.

RUBRO: 5.3 R= (UNIDAD/HORA) 6,00
UNIDAD: KG K= (HORA/UNIDAD) 0,17
DETALLE: INSTALACIÓN DE PLACA BASE

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
TALADRO	1,00	2,50	2,50	0,42	0,73%
HERRAMIENTA MENOR	1,00	0,50	0,50	0,08	0,15%
MANO DE OBRA				PARCIAL M	0,50
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
PEÓN	2,00	1,78	21,36	3,56	6,27%
MATERIALES				PARCIAL N	3,56
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
POLEA	U	1,00	3,00	3,0000	5,28%
PLACA BASE DE ACERO ASTM A36	KG	1,15	35,00	40,2500	70,90%
TRANSPORTE				PARCIAL O	43,25
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%
				PARCIAL P	0,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				47,31	83,33%
INDIRECTOS Y UTILIDAD			20,00%	9,46	16,67%
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS				0,00	0,00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO				56,77	100,00%
VALOR PROPUESTO				56,77	100,00%

Tabla 5. 4.- Suministro de acero estructural ASTM A-588.

RUBRO: 5.4 R= (UNIDAD/HORA) 1.200,00
UNIDAD: KG K= (HORA/UNIDAD) 0,001
DETALLE: SUMINISTRO DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588 GRADO A

EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
MONTACARGAS	1,00	8,00	8,00	0,01	0,33%	
HERRAMIENTA MENOR	2,00	0,50	1,00	0,001	0,04%	
MAQUINA UNIVERSAL DE ENSAYOS	1,00	50,00	50,00	0,05	2,04%	
MANO DE OBRA				PARCIAL M	0,06	2,41%
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
OP. EQUIPO PESADO	1,00	5,00	5,00	0,005	0,20%	
AY. MAQUINARIA	2,00	4,00	8,00	0,008	0,33%	
BODEGUERO	1,00	3,80	3,80	0,004	0,16%	
INSPECTOR END	1,00	8,00	8,00	0,008	0,33%	
ESTIBADORES	4,00	3,00	12,00	0,012	0,49%	
MATERIALES				PARCIAL N	0,04	1,50%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%	
PLANCHA ACERO ASTM A-588	KG	1,05	1,70	1,79	72,95%	
DISCO DE CORTE	U	0,01	6,70	0,03	1,37%	
TRANSPORTE				PARCIAL O	1,82	74,32%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%	
PLANCHA DE ACERO ASTM A-588	GLOBAL			0,10	4,09%	
				PARCIAL P	0,100	4,09%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				2,014	82,30%	
INDIRECTOS Y UTILIDAD				21,48%	0,433	17,70%
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS				0,000	0,00%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO				2,447	100,00%	
VALOR PROPUESTO				2,45	100,00%	

Tabla 5. 5.- Fabricación de acero estructural ASTM A-588.

RUBRO: 5.5 R= (UNIDAD/HORA) 238,00
UNIDAD: KG K= (HORA/UNIDAD) 0,004
DETALLE: FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
SOLDADORA ELÉCTRICA 650 AMP.	4,00	9,50	38,00	0,16	11,36%
CORTADORA DE PLASMA	2,00	6,00	12,00	0,05	3,59%
GRÚA	1,00	4,50	4,50	0,02	1,35%
COMPRESOR INDUSTRIAL	1,00	2,50	2,50	0,01	0,75%
HERRAMIENTA MENOR	4,00	0,50	2,00	0,01	0,60%
EQUIPO INSPECCIÓN ULTRASONIDO	1,00	40,00	40,00	0,17	11,96%
SOLDADORA ELÉCTRICA 450 AMP.	2,00	8,40	16,80	0,07	5,02%
MANO DE OBRA			PARCIAL M	0,49	34,63%
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
SOLDADOR	5,00	5,00	25,00	0,105	7,48%
AY. SOLDADOR	3,00	3,80	11,40	0,048	3,41%
CORTADOR DE PLASMA	2,00	4,50	9,00	0,038	2,69%
AUXILIARES (PEÓN)	2,00	2,80	5,60	0,024	1,67%
PINTOR	1,00	4,00	4,00	0,017	1,20%
OP. EQUIPO DE IZAJE	1,00	3,80	3,80	0,016	1,14%
INSPECTOR END.	1,00	6,00	6,00	0,025	1,79%
MATERIALES			PARCIAL N	0,27	19,38%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
PLANCHA DE ACERO ASTM A-588	KG	0,0300	1,75	0,053	3,74%
ELECTRODOS E-7018	KG	0,0250	8,80	0,220	15,66%
ELECTRODOS E-6010	KG	0,0100	8,73	0,087	6,21%
DISCO DE ABRASIÓN	U	0,0020	3,50	0,007	0,50%
PLASMA	KG	0,0100	0,40	0,004	0,28%
TRANSPORTE			PARCIAL O	0,371	28,31%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%
			PARCIAL P	0,00	0,00%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				1,130	82,32%
INDIRECTOS Y UTILIDAD 20,00%				0,226	17,68%
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS				0,000	0,00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO				1,36	100,00%
VALOR PROPUESTO				1,36	100,00%

Tabla 5. 6.- Montaje de acero estructural ASTM A-588.

RUBRO: 5.6 R= (UNIDAD/HORA) 285,00
UNIDAD: KG K= (HORA/UNIDAD) 0,004
DETALLE: MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588

EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
HERRAMIENTAS						
MENOR	1,00	0,50	0,50	0,00	0,28%	
SOLDADORA ELÉCTRICA 650 AMP.	2,00	6,00	12,00	0,04	3,39%	
AMOLADORAS 3 HP	2,00	0,80	1,60	0,01	0,45%	
PÓRTICO DE IZAJE 5 TON	4,00	0,75	3,00	0,01	0,85%	
EQUIPO INSPECCIÓN ULTRASONIDO	1,00	8,00	8,00	0,03	2,26%	
CORTADORA OXIACETILENO	1,00	1,50	1,50	0,01	0,42%	
ESTRUCTURA DE LANZAMIENTO	1,00	15,00	15,00	0,05	4,23%	
MANO DE OBRA				PARCIAL M	0,15	11,88%
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
SOLDADOR	2,00	5,00	10,00	0,035	2,82%	
AY. SOLDADOR	2,00	3,80	7,60	0,027	2,14%	
MECÁNICO	2,00	3,80	7,60	0,027	2,14%	
CORTADOR	1,00	4,50	4,50	0,016	1,27%	
OP. EQ. LIVIANO	1,00	3,80	3,80	0,013	1,07%	
OP. EQUIPO PESADO 1	1,00	5,00	5,00	0,018	1,41%	
INSPECTOR	1,00	6,00	6,00	0,021	1,69%	
AUXILIARES (PEÓN)	3,00	2,80	8,40	0,029	2,37%	
MATERIALES				PARCIAL N	0,19	16,06%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%	
ELECTRODOS E-7018	KG	0,0200	8,30	0,17	13,35%	
ELECTRODOS E-6010	KG	0,0150	8,73	0,13	10,53%	
GRATAS DE DESBASTE	U	0,0150	2,50	0,04	3,02%	
DISCO DE CORTE	U	0,0100	3,50	0,04	2,82%	
DISCO DE ABRASIÓN	U	0,0050	3,50	0,02	1,41%	
OXIGENO-ACETILENO	KG	0,0020	0,25	0,00	0,04%	
TRANSPORTE				PARCIAL O	0,39	35,51%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%	
MÓDULOS	GLOBAL			0,04	3,22%	
				PARCIAL P	0,04	3,22%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				0,759	66,68%	
INDIRECTOS Y UTILIDAD			20,00%	0,152	16,65%	
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS			20,00%	0,152	16,67%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO				1,063	100,00%	
VALOR PROPUESTO				1,06	100,00%	

Tabla 5. 7.- Suministro de acero estructural ASTM A-36

RUBRO: 5.7 R= (UNIDAD/HORA) 1.200,00
UNIDAD: KG K= (HORA/UNIDAD) 0,001
DETALLE: SUMINISTRO DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36

EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
MONTACARGAS	1,00	8,00	8,00	0,01	0,33%	
HERRAMIENTA MENOR	2,00	0,50	1,00	0,001	0,04%	
MAQUINA UNIVERSAL DE ENSAYOS	1,00	50,00	50,00	0,05	2,04%	
MANO DE OBRA				PARCIAL M	0,06	2,41%
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
OP. EQUIPO PESADO	1,00	5,00	5,00	0,005	0,20%	
AY. MAQUINARIA	2,00	4,00	8,00	0,008	0,33%	
BODEGUERO	1,00	3,80	3,80	0,004	0,16%	
INSPECTOR END	1,00	8,00	8,00	0,008	0,33%	
ESTIBADORES	4,00	3,00	12,00	0,012	0,49%	
MATERIALES				PARCIAL N	0,04	1,50%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%	
PLANCHA ACERO ASTM A-588	KG	1,05	0,90	0,95	72,95%	
DISCO DE CORTE	U	0,01	6,70	0,03	1,37%	
TRANSPORTE				PARCIAL O	0,98	74,32%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%	
PLANCHA DE ACERO ASTM A-588	GLOBAL			0,10	4,09%	
				PARCIAL P	0,100	4,09%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				1,174	82,30%	
INDIRECTOS Y UTILIDAD 20,00%				0,235	17,70%	
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS				0,000	0,00%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO				1,409	100,00%	
VALOR PROPUESTO				1,41	100,00%	

Tabla 5. 8.- Fabricación de acero estructural ASTM A-36

RUBRO: 5.8 R= (UNIDAD/HORA) 238,00
 UNIDAD: KG K= (HORA/UNIDAD) 0,004
 DETALLE: FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
SOLDADORA ELÉCTRICA 650 AMP.	4,00	9,50	38,00	0,16	11,36%
CORTADORA DE PLASMA	2,00	6,00	12,00	0,05	3,59%
GRÚA	1,00	4,50	4,50	0,02	1,35%
HERRAMIENTA MENOR	4,00	0,50	2,00	0,01	0,60%
EQUIPO INSPECCIÓN ULTRASONIDO	1,00	40,00	40,00	0,17	11,96%
SOLDADORA ELÉCTRICA 450 AMP.	2,00	8,40	16,80	0,07	5,02%
MANO DE OBRA			PARCIAL M	0,48	34,63%
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
SOLDADOR	5,00	5,00	25,00	0,105	7,48%
AY. SOLDADOR	3,00	3,80	11,40	0,048	3,41%
CORTADOR DE PLASMA	2,00	4,50	9,00	0,038	2,69%
AUXILIARES (PEÓN)	2,00	2,80	5,60	0,024	1,67%
OP. EQUIPO DE IZAJE	1,00	3,80	3,80	0,016	1,14%
INSPECTOR END.	1,00	6,00	6,00	0,025	1,79%
MATERIALES			PARCIAL N	0,26	19,38%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
PLANCHA DE ACERO ASTM A-588	KG	0,0300	1,75	0,053	3,74%
ELECTRODOS E-6010	KG	0,0100	8,73	0,087	6,21%
DISCO DE ABRASIÓN	U	0,0020	3,50	0,007	0,50%
PLASMA	KG	0,0100	0,40	0,004	0,28%
TRANSPORTE			PARCIAL O	0,151	28,31%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%
			PARCIAL P	0,00	0,00%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				0,882	82,32%
INDIRECTOS Y UTILIDAD 20,00%				0,176	17,68%
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS				0,000	0,00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO				1,06	100,00%
VALOR PROPUESTO				1,06	100,00%

Tabla 5. 9.- Montaje de acero estructural A-36

RUBRO: 5.9 R= (UNIDAD/HORA) 285,00
 UNIDAD: KG K= (HORA/UNIDAD) 0,004
 DETALLE: MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36

EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
HERRAMIENTAS						
MENOR	1,00	0,50	0,50	0,00	0,28%	
SOLDADORA ELÉCTRICA 650 AMP.	2,00	6,00	12,00	0,04	3,39%	
AMOLADORAS 3 HP	2,00	0,80	1,60	0,01	0,45%	
PÓRTICO DE IZAJE 5 TON	4,00	0,75	3,00	0,01	0,85%	
EQUIPO INSPECCIÓN ULTRASONIDO	1,00	8,00	8,00	0,03	2,26%	
CORTADORA OXIACETILENO	1,00	1,50	1,50	0,01	0,42%	
ESTRUCTURA DE LANZAMIENTO	1,00	15,00	15,00	0,05	4,23%	
MANO DE OBRA				PARCIAL M	0,15	11,88%
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
SOLDADOR	2,00	5,00	10,00	0,035	2,82%	
AY. SOLDADOR	2,00	3,80	7,60	0,027	2,14%	
MECÁNICO	2,00	3,80	7,60	0,027	2,14%	
CORTADOR	1,00	4,50	4,50	0,016	1,27%	
OP. EQ. LIVIANO	1,00	3,80	3,80	0,013	1,07%	
OP. EQUIPO PESADO 1	1,00	5,00	5,00	0,018	1,41%	
INSPECTOR	1,00	6,00	6,00	0,021	1,69%	
AUXILIARES (PEÓN)	3,00	2,80	8,40	0,029	2,37%	
MATERIALES				PARCIAL N	0,19	16,06%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%	
ELECTRODOS E-6010	KG	0,0150	8,73	0,13	10,53%	
GRATAS DE DESBASTE	U	0,0150	2,50	0,04	3,02%	
DISCO DE CORTE	U	0,0100	3,50	0,04	2,82%	
DISCO DE ABRASIÓN	U	0,0050	3,50	0,02	1,41%	
OXIGENO-ACETILENO	KG	0,0020	0,25	0,00	0,04%	
TRANSPORTE				PARCIAL O	0,22	35,51%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%	
MÓDULOS	GLOBAL			0,04	3,22%	
				PARCIAL P	0,04	3,22%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				0,593	66,68%	
INDIRECTOS Y UTILIDAD				20,00%	0,119	16,65%
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS				20,00%	0,119	16,67%
COSTO TOTAL DEL RUBRO				0,830	100,00%	
VALOR PROPUESTO				0,83	100,00%	

Tabla 5. 10.- Suministro e instalación de pernos de acero estructural ASTM A-325
Diam. 1"

RUBRO: 5.10 R= (UNIDAD/HORA) 10,00
 UNIDAD: UNIDAD K= (HORA/UNIDAD) 0,10
 DETALLE: PERNOS ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-325 O 1 "

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
MONTACARGAS	1,00	8,00	8,00	0,80	0,79%
HERRAMIENTA MENOR	2,00	0,12	1,00	0,10	0,10%
EQUIPO DE TIZAJE	4,00	2,00	8,00	0,80	0,79%
TORCOMETRO 200Kg/MT.	6,00	0,70	4,20	0,42	0,41%
TALADRO MAGNÉTICO	2,00	2,50	5,00	0,50	0,49%
MANO DE OBRA			PARCIAL M	2,62	2,58%
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
OPERADOR EQUIPO PESADO	1,00	5,00	5,00	0,500	0,49%
AYUDANTE MAQUINARIA	2,00	4,00	8,00	0,800	0,79%
BODEGUERO	1,00	3,80	3,80	0,380	0,37%
MECÁNICO DE MONTAJE	4,00	5,00	20,00	2,000	1,97%
AYUDANTES	6,00	3,80	22,80	2,280	2,24%
ARMADORES	2,00	5,00	10,00	1,000	0,98%
MATERIALES			PARCIAL N	6,96	6,85%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
PERNOS ACERO ASTM A 325,O 1"	U	1,00	75,00	75,00	73,78%
BROCA DIAMANTADA	U	0,005	25,00	0,13	0,12%
EPÓXICO	U	0,25	50,00	12,50	12,30%
TRANSPORTE			PARCIAL O	87,63	86,20%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%
					0,00%
			PARCIAL P	0,00	0,00%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				97,205	95,63%
INDIRECTOS Y UTILIDAD			21,48%	4,447	4,37%
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS			0,00%	0,000	0,00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO				101,652	100,00%
VALOR PROPUESTO				101,65	100,00%

Tabla 5. 11.- Instalación placas de neopreno SHORE 70 (50x50x5cm)

RUBRO: 5.11 R= (UNIDAD/HORA) 1,50
 UNIDAD: U K= (HORA/UNIDAD) 0,67
 DETALLE: PLACAS DE NEOPRENO, SHORE 70

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
HERRAMIENTAS MENORES	1,00	0,12	0,12	0,08	0,03%
MANO DE OBRA			PARCIAL M	0,08	0,03%
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
MAESTRO DE OBRA	1,00	2,00	2,00	1,334	0,55%
ALBAÑIL	1,00	2,00	2,00	1,334	0,55%
MATERIALES			PARCIAL N	2,67	1,10%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
PLACAS DE NEOPRENO	U	1,00	200,00	200,00	82,20%
TRANSPORTE			PARCIAL O	200,00	82,20%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%
			PARCIAL P	0,00	0,00%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				202,748	83,33%
INDIRECTOS Y UTILIDAD			20,00%	40,550	16,67%
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS			0,00%	0,000	0,00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO				243,298	100,00%
VALOR PROPUESTO				243,30	100,00%

Tabla 5. 12.- Suministro e instalación de Steel panel

RUBRO:	5.12	R= (UNIDAD/HORA)	1,50
UNIDAD:	U	K= (HORA/UNIDAD)	0,67
DETALLE:	Suministro e instalación de Steel Panel		

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
MONTACARGAS	1,00	8,00	8,00	5,34	8,69%
HERRAMIENTA MENOR	2,00	0,12	0,24	0,16	0,26%
TALADRO	2,00	2,50	5,00	3,34	5,43%
MANO DE OBRA			PARCIAL M	8,83	14,38%
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
OPERADOR EQUIPO PESADO	1,00	5,00	5,00	3,335	5,43%
AYUDANTE MAQUINARIA	2,00	4,00	8,00	5,336	8,69%
BODEGUERO	1,00	3,80	3,80	2,535	4,13%
MECÁNICO DE MONTAJE	1,00	5,00	5,00	3,335	5,43%
AYUDANTES	4,00	3,80	15,20	10,138	16,51%
ARMADORES	2,00	5,00	10,00	6,670	10,86%
MATERIALES			PARCIAL N	31,35	51,04%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
PLACA COLABORANTE e=0.76mm.	U	1,00	11,00	11,00	17,91%
TRANSPORTE			PARCIAL O	11,00	17,91%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%
	GLOBAL				
			PARCIAL P	0,00	0,00%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				51,180	83,33%
INDIRECTOS Y UTILIDAD			20,00%	10,236	16,67%
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS			0,00%	0,000	0,00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO				61,416	100,00%
VALOR PROPUESTO				61,42	100,00%

Tabla 5. 13.- Suministro e instalación de malla electrosoldada

RUBRO:	5.13	R=	5,00
		(UNIDAD/HORA)	
UNIDAD:	M2	K=	0,20
		(HORA/UNIDAD)	
DETALLE:	suministro e instalación de malla electrosoldada		

EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
MONTACARGAS	1,00	8,00	8,00	1,60	6,74%	
HERRAMIENTA MENOR	2,00	0,12	0,24	0,05	0,20%	
MANO DE OBRA				PARCIAL M	1,65	6,95%
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
OPERADOR EQUIPO PESADO	1,00	5,00	5,00	1,000	4,22%	
AYUDANTE MAQUINARIA	2,00	4,00	8,00	1,600	6,74%	
MECÁNICO DE MONTAJE	1,00	5,00	5,00	1,000	4,22%	
AYUDANTES	2,00	3,80	7,60	1,520	6,41%	
ARMADORES	2,00	5,00	10,00	2,000	8,43%	
MATERIALES				PARCIAL N	7,12	30,01%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%	
MALLA M 3.5 15(6,25X2,4)	M2	1,00	11,00	11,00	46,37%	
TRANSPORTE				PARCIAL O	11,00	46,37%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%	
	GLOBAL					
				PARCIAL P	0,00	0,00%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				19,768	83,33%	
INDIRECTOS Y UTILIDAD			20,00%	3,954	16,67%	
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS			0,00%	0,000	0,00%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO				23,722	100,00%	
VALOR PROPUESTO				23,72	100,00%	

Tabla 5. 14.- Suministro e instalación de hormigón estructural de cemento portland clase A $f_c' = 240 \text{Kg/cm}^2$

RUBRO: 5.14 R= (UNIDAD/HORA) .60 mt3/hora
 UNIDAD: m3 K= (HORA/UNIDAD) 1,67
 Hormigón estructural de cemento portland Clase A f_c'
 DETALLE: 240 Kg/cm²

EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
Hormigonera	1,00	5,00	5,00	8,33	3,04%	
Herramienta menor	1,00	1,00	1,00	1,67	0,61%	
Vibrador	1,00	3,00	3,00	5,00	1,82%	
MANO DE OBRA				PARCIAL M	15,00	5,47%
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HORA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
Maestro de obra	1,00	1,78	1,78	2,97	1,08%	
Ayudantes peones	12,00	1,78	21,36	35,60	12,98%	
MATERIALES				PARCIAL N	38,57	14,06%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%	
Cemento	Saco	7,000	6,32	44,24	16,12%	
Ripio	Mt 3	0,8600	14,00	12,04	4,39%	
Encofrado	Mt3	1,0000	128,00	95,00	34,63%	
TRANSPORTE				PARCIAL O	151,28	55,14%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	% C=A*B	
VOLQUETA	M3	1,50	14,00	21,00	7,65%	
				PARCIAL P	21,00	7,65%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				225,85	82,32%	
INDIRECTOS Y UTILIDAD				21,48%	48,51	17,68%
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS				0,00	0,00%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO				274,36	100,00%	
VALOR PROPUESTO				274,36	100,00%	

Tabla 5. 15.- Suministro e instalación de cubierta de poliuretano de 1.5

RUBRO: 5.15 R= (UNIDAD/HORA) 5,00
 UNIDAD: M2 K= (HORA/UNIDAD) 0,20
 Suministro e instalación de cubierta de
 DETALLE: poliuretano de 1.5

EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
Inyectora de poliuretano	1,00	5,00	5,00	1,00	2,60%	
Herramienta menor	1,00	0,50	0,50	0,10	0,26%	
MANO DE OBRA				PARCIAL M	1,10	2,86%
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HOR A B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%	
Maestro de obra	1,00	1,78	1,78	0,36	0,93%	
Ayudantes peones	4,00	1,78	7,12	1,42	3,71%	
MATERIALES				PARCIAL N	1,78	4,63%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%	
Poliuretano	m2	1,150	25,00	28,75	74,82%	
TRANSPORTE				PARCIAL O	28,75	74,82%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	% C=A*B	
				PARCIAL P	0,00	0,00%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)				31,63	82,32%	
INDIRECTOS Y UTILIDAD				21,48%	6,79	17,68%
INDICAR OTROS ESPECÍFICOS				0,00	0,00%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO				38,42	100,00%	
VALOR PROPUESTO				38,42	100,00%	

CAPITULO VI

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- En general, los hospitales públicos y el Hospital General de las Fuerzas Armadas en Quito, se encuentran en una situación crítica, donde la afluencia de gente hace que el sistema de salud colapse, al no existir el suficiente espacio para la atención a los pacientes. El Hospital General de las Fuerzas Armadas ya tiene un largo tiempo en servicio, desde el año de 1977 en el que fue inaugurado, y desde el año 1996 la atención se hizo extensiva al público en general, por lo que la afluencia de pacientes creció cada año en forma exponencial.

Tomando en cuenta el tiempo que la edificación donde se encuentra el hospital ha sido construida hace ya varios años, es de suma importancia recurrir a el diseño de una ampliación para tener una alternativa que pueda plantear una solución práctica a la adecuación de nuevas áreas que sean útiles para la atención medica.

- El cálculo y diseño de la estructura ampliatoria del área de quirófanos del Hospital General de las Fuerzas armadas, fue posible gracias al estudio previo realizado en la estructura del hospital, tomando en cuenta sus cimientos, sus columnas, y la resistencia máxima que estas pueden soportar, para así realizar el diseño de una estructura que sea liviana para no cargar en exceso a la estructura existente.
- La propuesta planteada para el diseño de la estructura ampliatoria del área de quirófanos del Hospital General de las Fuerzas Armadas, constituye una de varias propuestas dentro del campo de estructuras metálicas, y se ha

seleccionado por ser una estructura liviana, de fácil construcción, y que además presenta una estructura estética dentro del entorno urbano.

- El diseño presentado en este trabajo, es técnicamente satisfactorio, puesto que se realizó en forma estricta con la norma americana AISC, que representa uno de los mejores códigos para lo que se refiere a construcción de edificios, como también la norma AWS D1.1. para las juntas soldadas. Cabe mencionar que se tomó en cuenta también la norma ACI-318S-05 para criterios de carga en estructuras de hormigón.

Además de tomar en cuenta el criterio de las normas, se pudo corroborar los resultados obtenidos mediante la herramienta informática SAP 2000, con lo cual el trabajo realizado representa una garantía en el diseño para su construcción.

- El acero ASTM A-588 constituye el material más utilizado en el diseño de este proyecto, esto se debe a sus características en cuanto a resistencia a la fluencia, ya que al tener una resistencia más alta, el uso del acero se ve disminuido en cuanto a dimensiones y peso, que es un factor importante en este proyecto, y el acero ASTM A-36 es utilizado en perfilera y donde no existen mayores esfuerzos en la estructura, con lo cual se ve compensada la economía del proyecto, ya que el Acero ASTM A-36 es más económico.
- Los procesos de fabricación para la construcción de la estructura metálica, son los mismos que para cualquier estructura de acero, donde se puede encontrar oxicorte, taladrado, esmerilado, soldado, rolado principalmente. Tanto los procesos de fabricación como de montaje deben ser realizados por personal calificado y supervisados, para que cumplan con las normas técnicas utilizadas en este trabajo.
- La estructura ampliatoria del área de quirófanos representa una opción económica viable, ya que soluciona el problema de nuevos espacios para

prestar servicios de salud, y representa una solución en cuanto a el diseño de una estructura que no afecte a la estructura actual del hospital.

- Por todo lo mencionado anteriormente se concluye que un diseño similar puede ser utilizado para realizar ampliaciones en otros hospitales, trayendo consigo ventajas, económicas, como estructurales, lo cual generaría un beneficio tanto para el estado, como para la comunidad.

6.2 RECOMENDACIONES

- Es recomendable que se restrinja el área de quirófanos del Hospital General de las Fuerzas Armadas, ya que esta área va a ser la que sufra cambios en su estructura, y siempre se tiene contaminación acústica y ambiental debido a polvo, el ruido, soldadura etc.
- El transporte y recepción de los materiales para la fabricación y su posterior montaje se debe realizar con sumo cuidado, para evitar deformaciones, y defectos que pudieran afectar al desenvolvimiento de la estructura o de cualquiera de sus elementos.
- Es recomendable que exista una interrelación entre el diseño de la estructura y la facilidad de obtención de los elementos que se van diseñando, para que no exista una incoherencia dentro de lo diseñado y lo que comercialmente se puede encontrar en el mercado.
- La ampliación del área de quirófanos en el Hospital General de las Fuerzas Armadas se debe realizar dentro del cronograma establecido, por cuanto es un área fundamental para el hospital, y se debe restablecer en el plazo establecido, para volver a prestar este servicio dentro del hospital.

BIBLIOGRAFÍA

- JOSEPH E. BOWLES, Diseño de acero estructural: Editorial LIMUSA, México 1997.
- JOSEPH EDUARD SHIGLEY, Manual de diseño mecánico, Editorial Mc Graw Hill, 4ta. Ed., 1989.
- YUAN-YUH HSIEH, Teoría elemental de las estructuras, Editorial Prentice-Hall Hispanoamericana S.A., México 1986.
- S. TIMOSHENKO, Resistencia de materiales, Editorial Espasa-Calpe, Madrid 1957.
- AISC, Manual of Steel Construction, 8va. Edición.
- BRESLER, LIN SCLASZI, Diseño de estructuras de acero, Editorial LIMUSA, 1era. Edición, México 1990.
- DIPAC, Catalogo de productos de acero.
- VALERIAN LEONTOVICH, M. S., Pórticos y Arcos (soluciones condensadas para el análisis estructural), Editorial Continental, México 1974.
- KUBIEC, Catalogo de productos de acero.
- ADELCA, Catalogo de mallas trefiladas electrosoldadas.
- ACI 318 S-05, Requisitos de reglamentos para concreto estructural, Edición 1era, USA 2005.
- E. AVALLONE, T. BAUMEISTER III, Manual del Ingeniero Mecánico, Editorial Mc Graw Hill, 3era. Edición, México 1995.
- Tyler G. Hicks, Manual de Cálculos para las Ingenierías, Editorial Mc Graw Hill, 3era. Edición, México 1998.
- www.fibra.cl/new/images/perfiles/perfiles_h.jpg
- www.dipacmanta.com/productos/acero/perfiles-estructurales/correas-g.html
- <http://www.hospitalmilitar.mil.ec/>
- <http://www.arqhys.com/arquitectura/cargas-estructurales-tipos.html>

ANEXOS

Anexo A
Perfiles tipo U



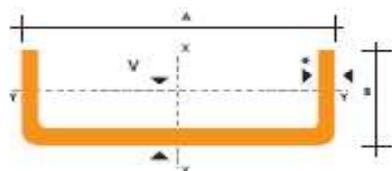
DIPAC[®]
PRODUCTOS DE ACERO

CANALES "U"

**PERFILES ESTRUCTURALES
CANALES "U"**

Especificaciones Generales

- Norma: INEN 1 623: 2000
- Otras calidades: Previa consulta
- Largo nominal: 6mts
- Otros largos: Previa consulta
- Espesores: Desde 1,5mm hasta 12mm
- Azabado: Natural
- Otro acabado: Previa consulta



DIMENSIONES			PESOS			TIPOS						
A	B	e	6metros	1 metro	SECCION	EJE X-X			EJE Y-Y			
mm	mm	mm	kg	kg	cm2	I	W	I	I	W	I	x
						cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm
40	25	2	7.86	1.31	1.67	4.20	2.10	1.59	1.06	0.62	0.80	0.79
50	25	2	8.82	1.47	1.87	7.06	2.83	1.94	1.13	0.63	0.78	0.72
50	25	3	12.72	2.12	2.70	9.70	3.88	1.89	1.57	0.91	0.76	0.77
60	30	2	10.62	1.77	2.26	12.50	4.16	2.35	2.00	0.93	0.94	0.85
60	30	3	15.54	2.59	3.30	17.50	5.85	2.31	2.84	1.34	0.93	0.89
60	30	4	19.00	3.00	4.20	21.10	7.00	2.24	3.21	1.72	0.91	0.90
80	40	2	14.46	2.41	3.07	30.80	7.71	3.17	4.89	1.68	1.26	1.09
80	40	3	21.24	3.54	4.50	43.90	11.00	3.12	7.01	2.45	1.25	1.14
80	40	4	27.66	4.61	5.87	55.40	13.90	3.07	8.92	3.17	1.23	1.19
80	40	5	34.44	5.74	7.18	65.49	16.37	3.02	10.62	3.83	1.21	1.23
80	40	6	40.44	6.74	8.42	74.18	18.54	2.96	12.10	4.44	1.19	1.28
100	50	2	18.24	3.04	3.87	61.50	12.30	3.99	9.72	2.66	1.58	1.34
100	50	3	26.88	4.48	5.70	88.50	17.70	3.94	14.10	3.89	1.57	1.39
100	50	4	35.22	5.87	7.47	113.00	22.60	3.89	18.10	5.07	1.56	1.44
100	50	5	43.20	7.20	9.18	135.00	27.10	3.84	21.80	6.19	1.53	1.48
100	50	6	51.96	8.66	10.82	155.26	31.05	3.79	25.14	7.24	1.52	1.53
100	60	4	38.28	6.38	8.13	128.00	25.60	3.97	29.70	7.17	1.91	1.86
100	60	5	46.86	7.81	9.95	152.00	30.50	3.91	35.70	8.76	1.90	1.92
100	60	6	57.72	9.62	12.02	181.80	36.36	3.89	42.25	10.38	1.87	1.93
100	60	8	74.40	12.40	15.50	22.60	44.52	3.78	52.47	13.32	1.83	2.06
125	50	2	20.58	3.43	4.37	103.60	16.50	4.86	10.40	2.74	1.54	1.20
125	50	3	30.42	5.07	6.45	149.00	23.90	4.81	15.10	4.02	1.53	1.24
125	50	4	39.90	6.65	8.47	192.00	30.70	4.76	19.40	5.24	1.51	1.29
125	50	5	49.14	8.19	10.40	231.00	37.00	4.71	23.40	6.40	1.50	1.34
125	50	6	59.16	9.86	12.32	266.00	42.67	4.65	27.19	7.51	1.48	1.38
125	60	5	53.82	8.97	11.43	266.98	42.71	4.83	39.36	9.15	1.86	1.70
125	60	6	64.92	10.82	13.52	309.25	49.48	4.78	45.85	10.78	1.84	1.75
125	60	8	84.00	14.00	17.50	383.34	61.33	4.68	57.30	13.94	1.80	1.81
125	80	6	76.44	12.74	15.92	394.28	63.08	4.97	102.94	19.10	2.54	2.61
125	80	8	99.30	16.55	20.69	493.02	78.88	4.88	130.27	24.30	2.50	2.64
125	80	10	120.96	20.16	25.21	576.62	92.25	4.78	154.19	29.31	2.47	2.74
150	50	2	22.92	3.62	4.67	159.00	21.10	5.71	10.90	2.00	1.50	1.09
150	50	3	33.96	5.66	7.20	230.00	30.70	5.65	15.90	4.11	1.49	1.13
150	50	4	44.64	7.44	9.47	297.00	39.60	5.60	20.50	5.36	1.47	1.17
150	50	5	55.02	9.17	11.70	359.00	47.90	5.55	24.80	6.55	1.46	1.22
150	50	6	66.36	11.06	13.82	416.69	55.55	5.49	28.80	7.70	1.44	1.26
150	60	5	59.70	9.95	12.68	441.85	54.91	5.7	41.72	9.40	1.81	1.56
150	60	6	72.12	12.02	15.02	478.93	63.85	5.64	48.70	11.07	1.80	1.60
150	60	8	93.60	15.60	19.50	598.74	79.83	5.54	61.15	14.35	1.77	1.74
150	80	6	83.64	13.94	17.42	603.42	80.45	5.88	109.91	19.73	2.51	2.43
150	80	8	108.90	18.15	22.69	760.23	101.36	5.78	139.53	25.09	2.47	2.44
150	80	10	132.96	22.16	27.71	896.29	119.50	5.68	165.85	30.37	2.44	2.54

También en galvanizado e inoxidable

DIMENSIONES			PESOS			TIPOS						
A	B	e	6metros	1 metro	SECCION	EJE X-X			EJE Y-Y			
mm	mm	mm	kg	kg	cm ²	I	W	I	I	W	I	x
						cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm
150	80	12	157.80	26.30	32.47	1012.95	135.06	5.59	189.27	35.31	2.41	2.64
200	50	2	27.66	4.61	5.87	316.00	31.60	7.34	11.80	2.88	1.42	0.92
200	50	3	40.98	6.83	8.70	462.00	46.20	7.29	17.10	4.23	1.40	0.96
200	50	4	54.06	9.01	11.50	600.00	60.00	7.23	22.10	5.52	1.39	1.00
200	50	5	66.60	11.10	14.20	729.00	72.90	7.17	26.70	6.75	1.37	1.05
200	50	6	80.70	13.45	16.81	850.82	85.08	7.11	31.18	7.97	1.36	1.09
200	60	5	71.46	11.91	15.18	853.31	85.33	7.50	45.29	9.72	1.73	1.34
200	60	6	86.52	14.42	18.01	963.76	96.37	7.31	53.04	11.50	1.71	1.39
200	60	8	112.80	18.80	23.50	1218.58	121.85	7.20	66.96	14.96	1.68	1.53
200	80	6	96.04	16.34	20.42	1189.65	118.96	7.63	120.77	20.61	2.43	2.14
200	80	8	128.10	21.35	26.69	1513.67	151.36	7.53	153.94	26.27	2.40	2.14
200	80	10	156.96	26.16	32.71	1303.27	180.32	7.42	183.91	31.87	2.37	2.23
200	80	12	186.96	31.16	38.47	2060.24	206.02	7.32	210.38	37.04	2.34	2.32
200	100	6	109.56	18.26	22.82	1415.55	141.55	7.87	225.25	31.19	3.14	2.78
200	100	8	143.46	23.91	29.89	1808.75	180.87	7.77	289.60	40.61	3.11	2.87
200	100	10	176.16	29.36	36.71	2164.60	216.46	7.67	348.64	49.59	3.08	2.97
200	100	12	210.30	35.05	43.28	2484.70	284.47	7.58	420.78	60.72	3.12	3.07
250	60	3	50.82	8.47	10.80	894.47	71.56	9.10	30.27	6.18	1.67	1.10
250	60	4	76.20	11.20	14.27	1166.90	93.35	9.04	39.31	8.09	1.66	1.14
250	60	5	83.22	13.87	17.68	1426.75	114.14	8.98	47.85	9.95	1.65	1.19
250	60	6	102.12	17.02	21.02	1674.23	133.94	8.92	55.89	11.72	1.63	1.23
250	60	8	133.50	22.25	27.48	2132.71	170.62	8.81	70.52	15.07	1.60	1.32
250	80	6	112.44	18.74	23.42	203.09	162.48	9.31	128.98	21.28	2.34	1.82
250	80	8	147.30	24.55	30.69	2600.80	208.06	9.20	164.65	27.03	2.31	1.91
250	80	10	180.96	30.16	37.71	3119.15	249.53	9.67	197.30	32.88	2.28	2.00
250	80	12	216.12	36.02	44.47	3588.54	287.07	9.57	225.78	38.20	2.25	2.09
250	100	6	123.96	20.66	25.82	2388.38	191.07	9.46	241.61	32.17	3.05	2.49
250	100	8	162.66	27.11	33.89	3069.49	245.55	11.06	311.36	41.96	3.03	2.58
250	100	10	200.16	33.36	41.71	3695.48	295.64	11.00	375.84	51.27	3.00	2.67
250	100	12	239.46	39.91	49.27	4268.34	341.47	10.94	450.31	62.28	3.02	2.77
250	120	10	222.12	37.02	45.71	4271.77	341.74	10.71	629.61	73.21	3.71	3.40
250	120	12	262.74	43.79	54.07	4947.99	395.84	10.60	732.59	86.09	3.68	3.49
300	80	4	84.12	14.02	17.87	2186.18	145.75	11.20	93.35	14.50	2.29	1.56
300	80	5	104.46	17.41	22.18	2685.33	179.02	11.09	114.40	17.90	2.27	1.61
300	80	6	126.84	21.14	26.42	3165.24	211.01	11.00	134.55	21.19	2.26	1.65
300	80	8	166.50	27.75	34.69	4071.64	271.44	10.94	172.94	27.62	2.23	1.74
300	80	10	205.02	34.17	42.71	4906.43	327.09	10.83	207.65	33.60	2.20	1.82
300	80	12	245.28	40.88	50.47	5672.90	378.19	10.71	237.51	39.00	2.17	1.91
300	100	6	138.36	23.06	28.82	3683.91	245.59	10.60	254.58	32.89	2.97	2.26
300	100	8	181.86	30.31	37.89	4753.93	316.92	11.30	328.58	42.95	2.94	2.35
300	100	10	224.16	37.36	46.71	5747.76	383.18	11.20	397.3	52.55	2.91	2.44
300	100	12	268.68	44.78	55.30	6670.00	445.00	11.09	459.00	61.50	2.88	2.53
300	120	10	246.42	41.07	50.71	6589.61	439.31	10.87	667.52	75.09	3.63	3.11
300	120	12	291.90	48.65	60.07	7663.55	510.90	11.40	777.84	88.49	3.60	3.21
300	150	10	275.58	45.93	56.71	7851.11	523.41	11.19	1250.73	115.92	4.70	4.21
300	150	12	326.88	54.48	67.27	9156.55	610.44	11.77	1464.63	137.01	4.67	4.31

Anexo B

Dimensiones y especificaciones técnicas para mallas electrosoldadas

Dimensiones y especificaciones técnicas

TIPO DE MALLA		DIÁMETROS		ESPACIAMIENTOS		NÚMERO DE VARILLAS		PESO TOTAL kg/15 m ²
		Long. mm	Transver. mm	Long. cm	Transver. cm	Long. unidades	Transver. unidades	
3-10	lisa	3.0	3.0	10	10	24	62	16,580
3-15	lisa	3.0	3.0	15	15	16	42	11,142
3,5-15	lisa	3.5	3.5	15	15	16	42	15,166
4-10	lisa	4.0	4.0	10	10	24	62	29,475
4-15	lisa	4.0	4.0	15	15	16	42	19,808
4,5-15	lisa o corrug.	4.5	4.5	15	15	16	42	25,070
5-10	lisa o corrug.	5.0	5.0	10	10	24	62	46,055
5-15	lisa o corrug.	5.0	5.0	15	15	16	42	30,950
5,5-15	lisa o corrug.	5.5	5.5	15	15	16	42	37,450
6-10	lisa o corrug.	6.0	6.0	10	10	24	62	66,320
6-15	lisa o corrug.	6.0	6.0	15	15	16	42	44,568
7-15	lisa o corrug.	7.0	7.0	15	15	16	42	60,663
8-15	lisa o corrug.	8.0	8.0	15	15	16	42	79,233
10-15	lisa o corrug.	10.0	10.0	15	15	16	41	122,321
12-20	lisa o corrug.	12.0	12.0	20	20	12	31	132,640

Para pedidos especiales

CARACTERÍSTICA	MALLA LISA	MALLA CORRUGADA
Diámetro	entre 3 y 12 mm	entre 4.2 y 12mm
Longitud total	hasta 8 m	hasta 8 m
Ancho total	hasta 2.40 m	hasta 2.40 m
Espaciamiento longitudinal*	desde 10 cm	desde 10 cm
Espaciamiento transversal*	desde 10 cm	desde 10 cm
Resistencia	mín. 5270 kg/cm ²	mín. 5612 kg/cm ²
Límite de Fluencia	mín. 4570 kg/cm ²	mín. 4949 kg/cm ²

Anexo C

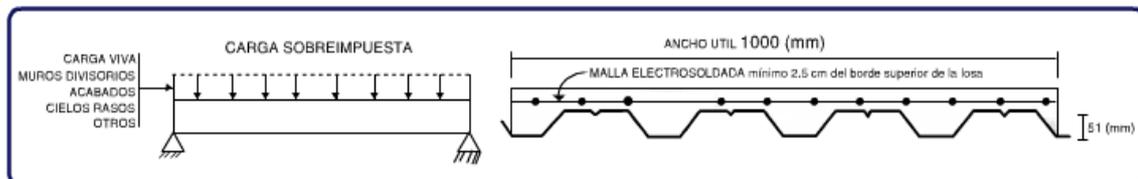
Propiedades de Kubilosa

Tabla de Propiedades Kubilosa

ESPESOR (mm)	PESO (Kg/m ²)	Is (+) (cm ³ /m)	Is (-) (cm ³ /m)	Ss (+) (cm ³ /m)	Ss (-) (cm ³ /m)
0,65	6,37	29,30	28,86	9,61	14,54
0,70	6,85	32,29	31,83	10,72	15,71
0,76	7,44	35,97	35,47	12,10	17,13

VOLUMEN HORMIGON /m ²	
ESPESOR DE LOSA (cm)	HORMIGON (m ³ /m ²)
5	0,06950
6	0,07954
7	0,08954
8	0,09954
10	0,11954
12	0,13954

Tabla de Ayuda para Diseño Kubilosa



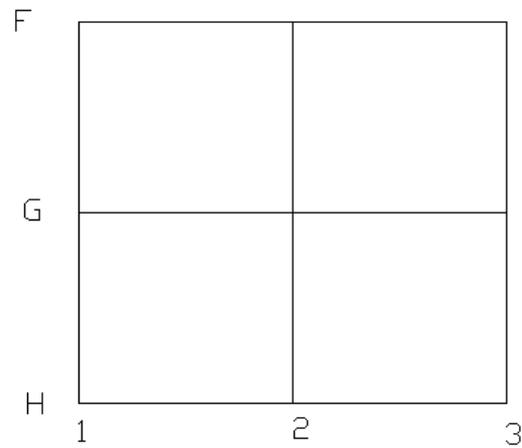
Anexo D

Marcas para pernos de acero grado ASTM

Marcas para pernos de acero grado ASTM					
Designación ASTM	Rango del diámetro (inch)	Carga de prueba (kpa)	Esfuerzo de ruptura (kpa)	Materiales	Marcado de la cabeza
A307	1/4 a 4			Acero de bajo carbono	
A325 tipo 1	1/4 a 1 1/8 a 1 1/2	85 74	120 105	Acero al carbono, Templado y Revenido	
A325 tipo 2	1/4 a 1 1/8 a 1 1/2	85 74	120 105	Acero de bajo carbono martensítico, Templado y Revenido	
A325 tipo 3	1/4 a 1 1/8 a 1 1/2	85 74	120 105	Acero recubierto, Templado y Revenido	
A354 grado BC				Acero aleado, Templado y Revenido	
A354 grado BD	1/4 a 4	120	150	Acero aleado, Templado y Revenido	
A449	1/4 a 1 1/8 a 1 1/2 1 3/4 a 3	85 74 65	120 105 90	Acero al carbono, Templado y Revenido	
A490 tipo 1	1/4 a 1 1/2	120	150	Acero aleado, Templado y Revenido	
A490 tipo 3				Acero recubierto, Templado y Revenido	

Anexo E

Estudio previo realizado a la estructura actual del
Hospital General de las Fuerzas Armadas de Quito

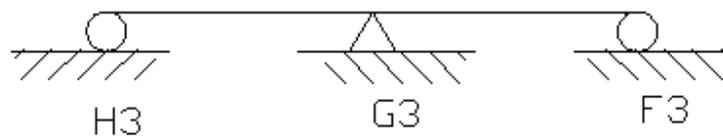
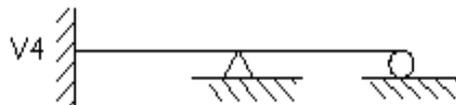


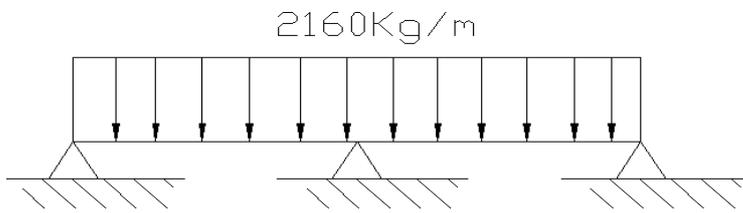
$$q = (W_m + W_v)8m = (220 + 50)8 = 2160 \frac{Kg}{m}$$

$$W_m = W_{Ac} + W_L = 30,54 + 168 = 198,54 \frac{Kg}{m^2} - 220 \frac{Kg}{m^2}$$

$$2 \times 800 + 6 \times 350 + 3 \times 70 = 3910 Kg.$$

$$W_{Ac} = \frac{3910}{16} = 30,54 \frac{Kg}{m^2}$$



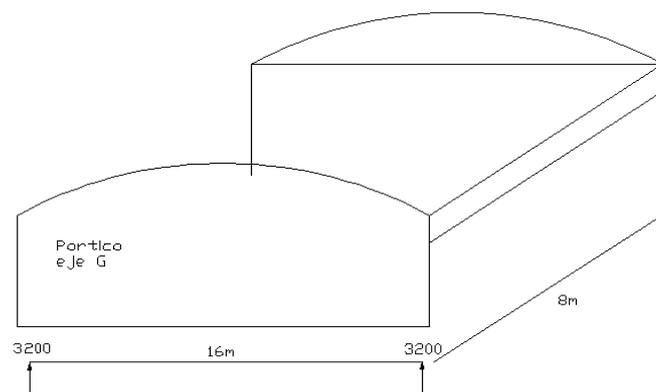
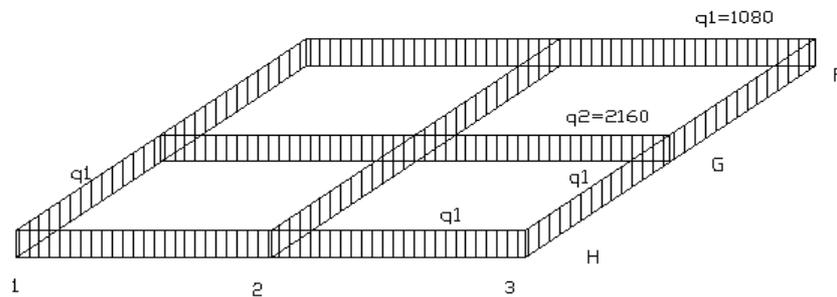


$$Vm3 = 1m^2 \times 0,07m = 0,07m^3$$

$$W1m^2 = vxr = 0,07 \times 2v = 0,168Vm^2$$

$$WL = 168 \frac{Kg}{m^2}$$

$$Wv = 50 \frac{Kg}{m^2}$$

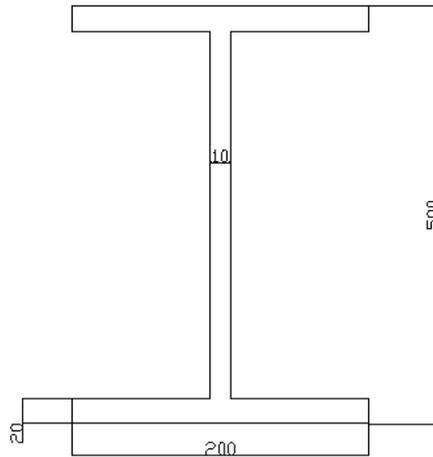


$$P = Pc + PMR + Pcel + Pcorreas$$

$$P = 2 \times 400 + 1438 + 2 \times 400 + 2500$$

$$P = 5338 \text{ Kg}$$

$$W = \frac{P}{n} = \frac{5338}{123} = 43,26$$

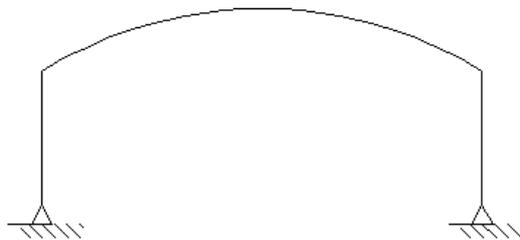


$$\sigma = \frac{1720800}{2168} = 793,72 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \leq [\sigma] = \frac{S_y}{F_s}$$

$$I_{xx} = 54200 \text{ cm}^4$$

$$S_{xx} = \frac{I}{2} = \frac{54200}{25}$$

$$S_{xx} = 2168 \text{ cm}^3$$



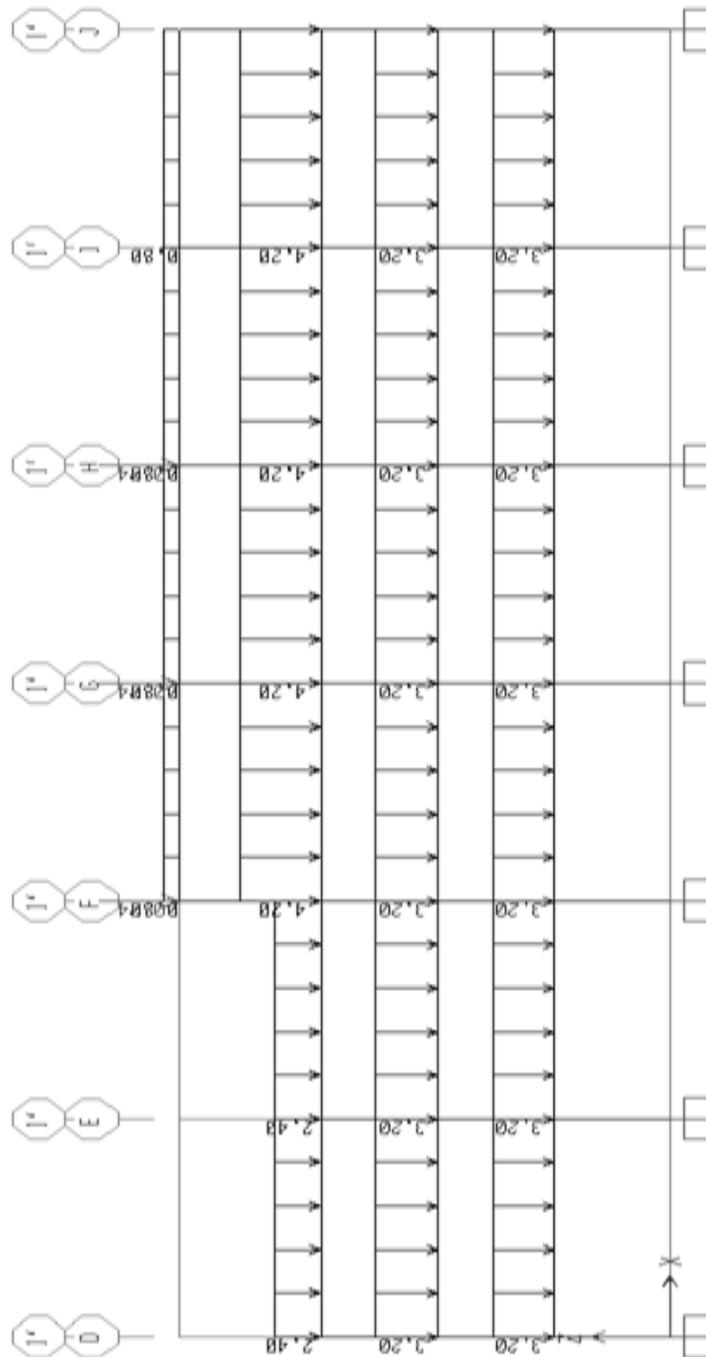
$$P = P_c + P_{arc} + \frac{P_{cel}}{2} + \frac{P_{correas}}{2}$$

$$P = 800 + 1438 + 400 + 1250 = 3888 \text{ Kg}$$

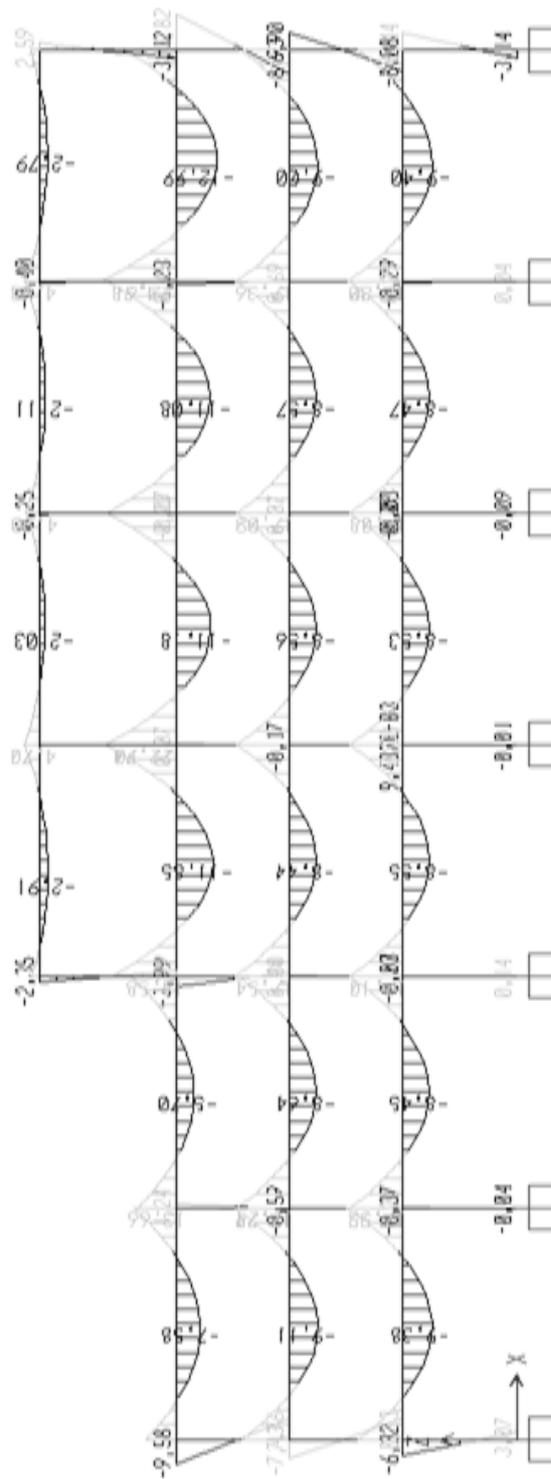
$$W = \frac{38888}{16} = 243 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Análisis realizado con cargas de ampliación.

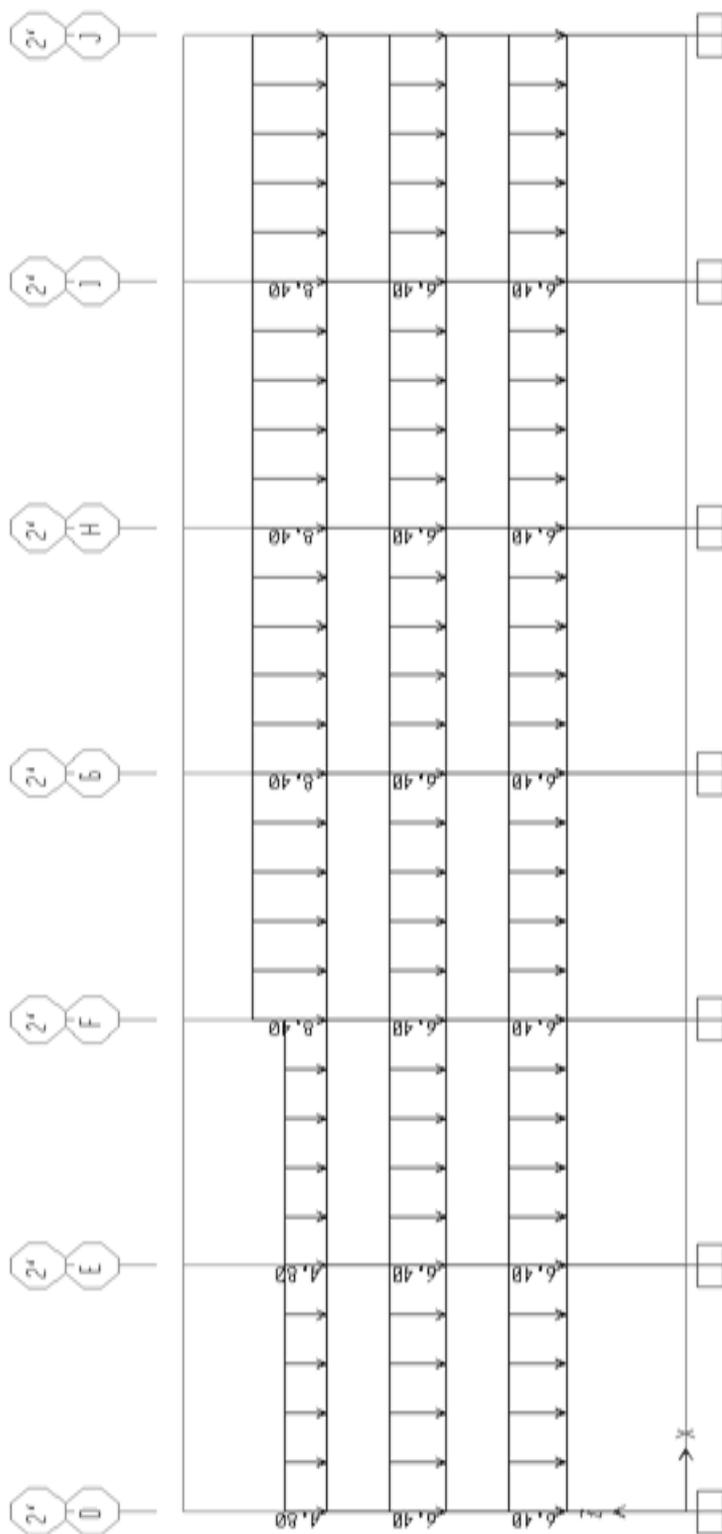
Pórtico 1



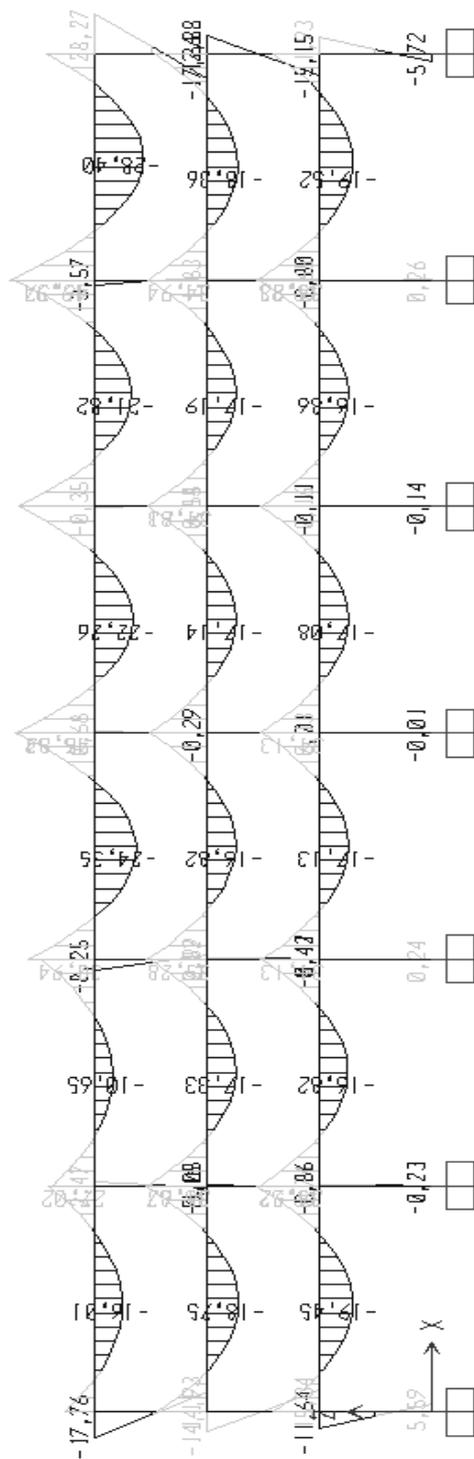
Análisis de momentos en el pórtico 1



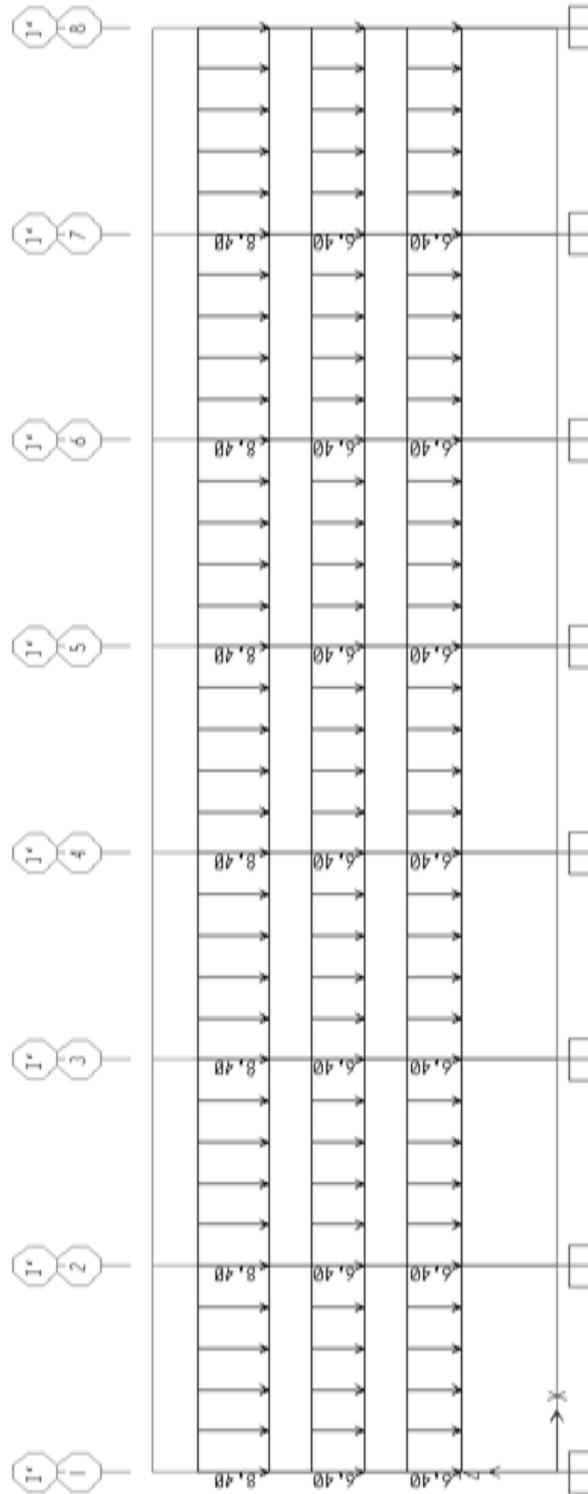
Pórtico 2



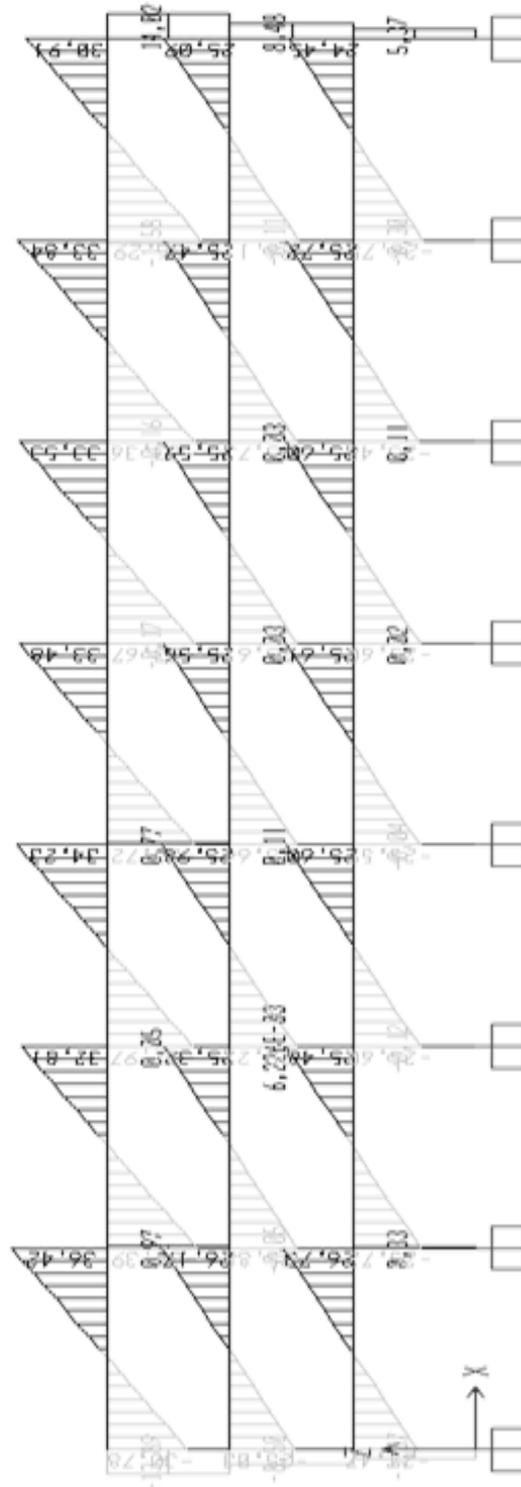
Análisis de momentos en el pórtico 2



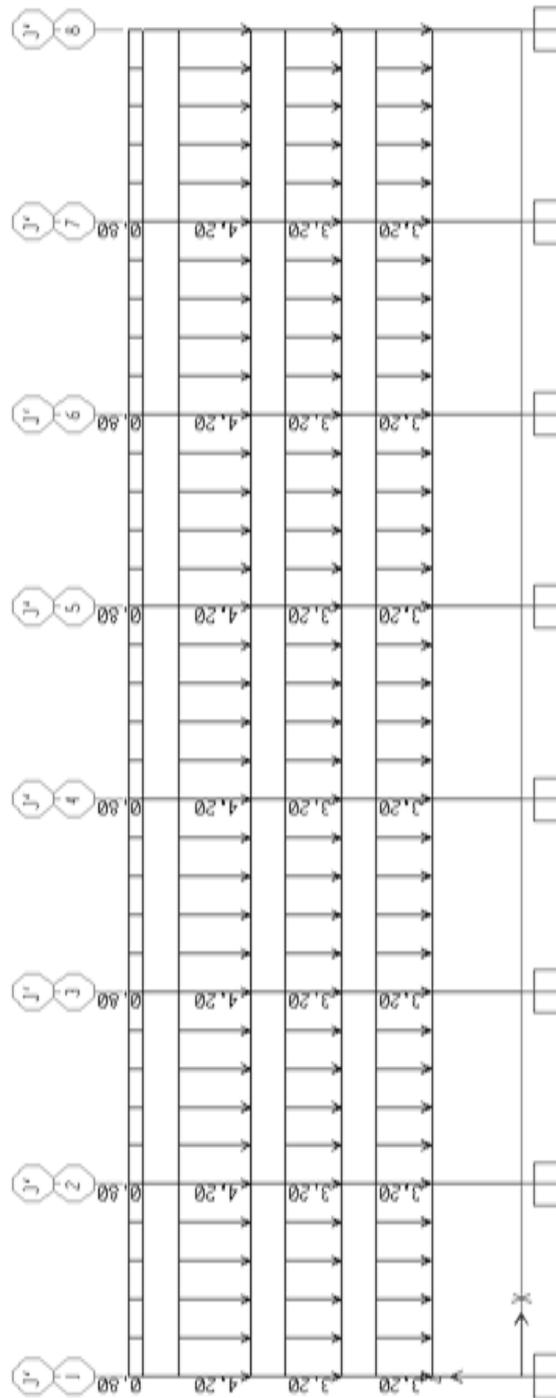
Pórtico I



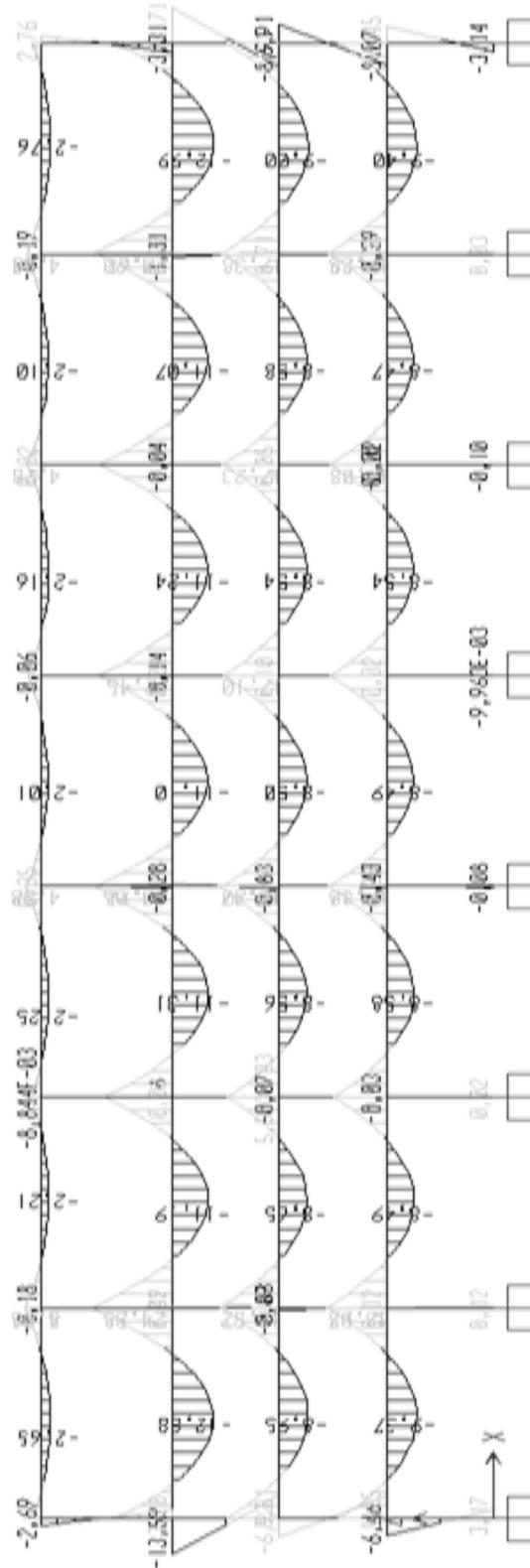
Análisis de cortante en el pórtico I



Pórtico J



Análisis de momentos en el pórtico J



Análisis de cortante en el pórtico I

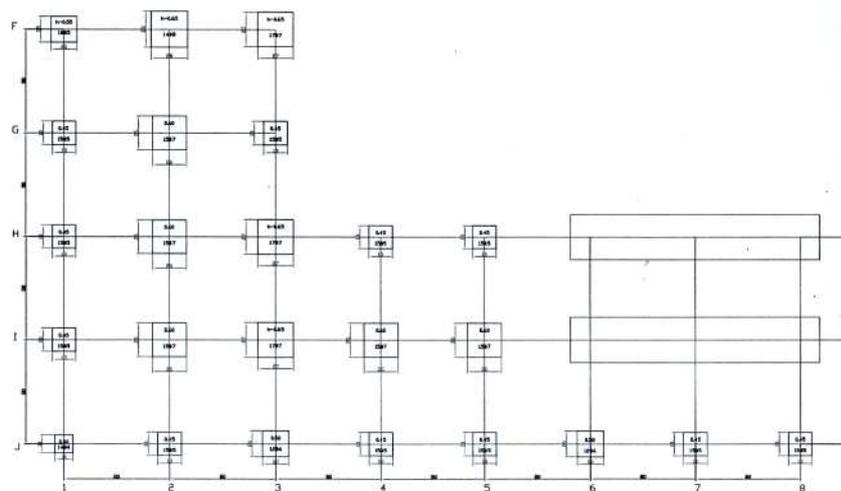


Para el análisis de carga de la estructura del Hospital General de las Fuerzas Armadas de Quito, se realizó el análisis para los puntos críticos de la estructura, en los cuales la estructura tendría la mayor tendencia a fallar por exceso de carga.

Es así que se concentra el análisis en los puntos 1F, 1G, 1H los cuales luego del análisis no representan mayor problema para el cálculo.

Dentro de la cimentación del hospital luego del cálculo, no muestra mayor problema de carga por lo cual la estructura completa con ampliación puede soportar las cargas a las que va a estar expuesta.

CIMENTACION HOSPITAL MILITAR



Anexo F

Planos