



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO, PROGRAMACIÓN Y COSTO DEL PROYECTO CONSTRUCCIÓN
DE CANCHA DEPORTIVA MULTIUSOS, EN EL INSTITUTO FILEMÓN RIVERA
QUINTERO, DEPARTAMENTO DE CHINANDEGA”.**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Gerson Moisés Gallegos Obando

Tutor

Msc. Ing. Juan Carlos Mendoza

Managua, Agosto 2021

DEDICATORIA

El presente trabajo monográfico está dedicado a Dios y a mi familia, a mis padres Socorro Obando y Donald Gallegos, a mis hermanos Brenda, María, David, Gerson David y a mi pequeña sobrina Liesel Gallegos. Sin duda alguna, el amor, confianza y compañía de mis padres han sido la principal motivación para llevar a cabo este documento. También me gustaría honrar con esta tesis a mis abuelos difuntos, mis abuelos paternos Esmirna Sandino y Jorge Gallegos, y a mis abuelos maternos Darling Castillo y René Obando. Los principios y valores que inculcaron a mis padres serán reflejados en los logros de todas las generaciones venideras.

Por último, dedico esta tesis a todas las personas que de una u otra manera contribuyeron a mi desarrollo personal y profesional, a todos, (gracias)[∞].

Br. Gerson M. Gallegos Obando

AGRADECIMIENTO

Infinito agradecimiento a Dios por haberme permitido culminar esta etapa, siendo Él una guía en cada paso dado. Gracias Dios por sus innumerables bendiciones a lo largo de mis años de estudio.

Agradezco sustancialmente a los Ingenieros Juan Carlos Mendoza y Matilde Avilés, por haber dedicado su tiempo a la revisión, seguimiento y gestiones de este trabajo monográfico. Sus observaciones y recomendaciones fueron componentes imprescindibles para el desarrollo del mismo, (gracias)^{1/0}.

“Bendito el hombre que
confía en el Señor y pone su
confianza en Él. Será como
un árbol plantado junto al
agua, que extiende sus
raíces hacia la corriente; no
teme que llegue el calor, y
sus hojas están siempre
verdes. En época de sequía
no se angustia, y nunca deja
de dar fruto.”

Jeremías 17:7-8

RESUMEN GENERAL

El presente trabajo monográfico se llevó a cabo con la finalidad de brindar al Instituto Filemón Rivera Quintero, el diseño, costo y presupuesto de la construcción de una estructura de techo para una cancha deportiva existente en dicha institución.

Para cumplir con este propósito, se estructuraron capítulos que abordan los aspectos necesarios para llevar a cabo el estudio de suelos, diseño estructural, estimación de cantidades de obras, costos y programación de cada una de las actividades que comprenden el proyecto, haciendo énfasis en el uso de softwares especializados y hojas de cálculo como principales herramientas de trabajo.

En el capítulo I se incluyen los aspectos generales del tema, como: introducción, antecedentes, justificación, objetivos que se persiguen para la realización de esta tesis, marco teórico en el que se desglosan muchos conceptos útiles para la comprensión y desarrollo del tema. De igual manera, se detalla la metodología con la que se realizaron las etapas de esta tesis, definiendo el orden lógico en el que se ejecutaron.

El capítulo II engloba todo lo respecta al estudio de suelos: ensayos de penetración estándar, procesamiento de datos y cálculo de la capacidad de carga admisible del suelo.

El capítulo III contiene el diseño de la estructura de techo, desde la etapa de predimensionamiento, cálculo de cargas estructurales, diseño con los softwares ETABS y RAM CONNECTION hasta el diseño de las cimentaciones.

En el capítulo IV se detalla la memoria de cálculo de cada una de las etapas y subetapas del proyecto, a partir de la cual se obtienen los volúmenes de obra para luego cuantificar las cantidades de materiales a ser utilizados para la construcción. En este capítulo también se estima la duración de cada una de las actividades que comprenden la obra.

Al final de este documento se encuentran las conclusiones y recomendaciones para el trabajo monográfico, las cuales fueron deducidas a partir de los resultados

obtenidos en los capítulos II, III y IV; posteriormente está la bibliografía y anexos donde se podrán encontrar tablas e informes de resultados del proyecto.

ÍNDICE GENERAL

1.	CAPÍTULO I: GENERALIDADES	1
1.1.	INTRODUCCIÓN	1
1.2.	ANTECEDENTES	3
1.3.	JUSTIFICACIÓN	5
1.4.	OBJETIVOS	7
1.4.1.	Objetivo General:	7
1.4.2.	Objetivos Específicos:	7
1.5.	MARCO TEÓRICO.....	8
1.5.1.	Aspectos teóricos del estudio de suelos	8
1.5.1.1.	Ensayos de laboratorio.....	8
1.5.1.1.1.	Ensayo de penetración estándar, SPT.....	8
1.5.1.1.2.	Determinación del análisis granulométrico del suelo.....	8
1.5.1.1.3.	Determinación de los límites de consistencia del suelo.....	9
1.5.1.1.4.	Clasificación SUCS.....	10
1.5.1.2.	Capacidad de carga admisible del suelo	10
1.5.1.2.1.	Cimentación.....	11
1.5.1.2.2.	Capacidad de carga de las cimentaciones.....	11
1.5.1.2.2.1.	Teoría de Terzaghi de la capacidad última de carga	12
1.5.1.2.2.2.	Modificación de la ecuación de capacidad de carga de Terzaghi ..	15
1.5.2.	Aspectos teóricos del análisis y diseño estructural	16
1.5.2.1.	El acero como material estructural	16
1.5.2.2.	Especificaciones de diseño	16
1.5.2.3.	Cargas de diseño	17
1.5.2.3.1.	Cargas muertas	18
1.5.2.3.2.	Cargas vivas.....	18
1.5.2.3.3.	Cargas ambientales.....	18
1.5.2.3.3.1.	Cargas de viento	19
1.5.2.3.3.2.	Cargas sísmicas.....	19
1.5.2.4.	Diseño con factores de carga y resistencia LRFD	20
1.5.3.	Aspectos teóricos del costo, presupuesto y programación	21
1.5.3.1.	Características de los costos.....	23
1.5.3.2.	Tipos de costos	24

1.5.3.2.1. Costos directos	24
1.5.3.2.2. Costos indirectos	26
1.5.3.3. Catálogo de etapas y sub-etapas	27
1.5.3.4. Procedimiento para determinar el cálculo de los costos unitarios según las etapas y sub-etapas para el proyecto	27
1.5.3.4.1. Etapa 010: Preliminares.....	28
1.5.3.4.1.1. Subetapa 01: Limpieza inicial	28
1.5.3.4.1.2. Subetapa 02: Trazo y nivelación	28
1.5.3.4.1.3. Subetapa 04: Demoliciones y remociones.....	29
1.5.3.4.2. Etapa 030: Fundaciones	29
1.5.3.4.2.1. Subetapa 01: Excavación estructural	29
1.5.3.4.2.2. Subetapa 02: Relleno y compactación	29
1.5.3.4.2.3. Subetapa 03: Acarreo de tierras.....	30
1.5.3.4.2.4. Subetapa 04: Acero de refuerzo.....	30
1.5.3.4.2.5. Subetapa 05: Formaleta en zapatas y vigas sísmicas	32
1.5.3.4.2.6. Subetapa 06: Concreto	32
1.5.3.4.2.7. Subetapa 17: Mejoramiento de fundaciones.....	32
1.5.3.4.3. Etapa 040: Estructura de concreto.....	32
1.5.3.4.3.1. Subetapa 01: Acero de refuerzo.....	32
1.5.3.4.3.2. Subetapa 11: Concreto estructural	33
1.5.3.4.3.3. Subetapa 20: Otro tipo de estructura.....	33
1.5.3.4.4. Etapa 060: Techos y fascias	33
1.5.3.4.4.1. Subetapa 02: Estructura de acero	33
1.5.3.4.4.2. Subetapa 03: Cubiertas de láminas de zinc.....	34
1.5.3.4.5. Etapa 070: Acabados.....	34
1.5.3.4.5.1. Subetapa 05: Fino corriente directo.....	34
1.5.3.4.6. Etapa 160: Electricidad	34
1.5.3.4.6.1. Subetapa 04: Lámparas y accesorios.....	34
1.5.3.4.7. Etapa 200: Pintura	35
1.5.3.4.7.1. Subetapa 05: Pintura especiales	35
1.5.3.4.8. Etapa 201: Limpieza final y entrega	35
1.5.3.4.8.1. Subetapa 03: Limpieza final	35
1.5.3.5. Programación de la obra	35

1.5.3.5.1. Duración de las actividades	36
1.5.3.6. Softwares implementados	38
NovoSPT.....	38
ETABS	38
GEO5	38
RAM CONNECTION	38
AUTOCAD.....	38
PROJECT	39
EXCEL	39
1.6. DISEÑO METODOLÓGICO	40
1.6.1. Metodología para el diseño de la estructura de techo	40
1.6.2. Metodología para el diseño de las cimentaciones	41
1.6.3. Metodología usada para el cálculo de costos y para estimar la programación del proyecto.....	42
2. CAPÍTULO II: ESTUDIO GEOTÉCNICO Y CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DEL SUELO.....	44
2.1. Ensayos de penetración estándar, SPT. ASTM D-1586	45
2.1.1. Datos obtenidos en los ensayos de penetración estándar, SPT-1 y SPT-2 ..	45
2.2. Análisis granulométrico por el método mecánico y clasificación SUCS, ASTM D-422 y D-2487	46
2.2.1. Análisis granulométrico	46
2.2.2. Clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de suelos, SUCS, ASTM D-2487.....	48
2.2.3. Tablas de resultados para análisis granulométrico y clasificación SUCS.....	50
2.3. Capacidad de carga admisible del suelo	52
2.3.1. Capacidad de carga para $D_f = 1.20$ m y $D_f = 1.50$ m, sondeo S-1	52
2.3.1.1. Corrección del número de golpes “N” y estimación del peso específico del suelo “ γ ”	52
2.3.1.2. Estimación del ángulo de fricción interna del suelo ϕ	60
2.3.1.2.1. Profundidad $D_f = 1.20$ m	60
2.3.1.2.2. Profundidad $D_f = 1.50$ m	63
2.3.1.3. Determinación de la capacidad de carga admisible según Terzaghi	65
2.3.1.3.1. Profundidad $D_f = 1.20$ m	65
2.3.1.3.2. Profundidad $D_f = 1.50$ m	66
2.3.1.4. Determinación de la capacidad de carga admisible según Meyerhof	67

2.3.1.4.1.	Profundidad Df = 1.20 m	67
2.3.1.4.2.	Profundidad Df = 1.50 m	68
2.3.1.5.	Resumen de los datos obtenidos en el estudio de suelos para los sondeos S-1 y S-2.	71
3.	CAPÍTULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TECHO DE LA CANCHA.....	74
3.1.	PROCESO DE CÁLCULO.....	74
3.1.1.	Cargas de diseño	74
3.1.1.1.	Materiales de construcción asumidos para la estructura	74
3.1.1.2.	Pesos unitarios de cargas muertas	75
3.1.1.3.	Pesos unitarios de cargas vivas	75
3.1.1.4.	Dimensionamiento del arco circular.....	76
3.1.1.5.	Cargas asignadas a los largueros	76
3.1.2.	Análisis de viento	78
3.1.3.	Modelado en ETABS 2016	82
3.1.4.	Análisis sísmico estático.....	89
3.1.4.1.	Revisión de desplazamientos laterales.....	96
3.1.5.	Revisión manual de algunos elementos críticos	100
3.1.5.1.	Diseño de columnas.....	100
3.1.5.2.	Diseño de largueros	106
3.1.5.3.	Diseño de elementos de cerchas	114
3.1.5.3.1.	Diseño de diagonales de cerchas	114
3.1.5.3.2.	Diseño de cuerdas de cerchas.....	118
3.1.5.4.	Diseño de tensores	121
3.1.5.5.	Diseño de riostras	122
3.1.5.6.	Diseño de placa base.....	124
3.1.5.7.	Diseño de conexiones	130
3.1.5.8.	Diseño de cimentaciones	139
4.	CAPÍTULO IV: COSTO, PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN	147
4.1.	COSTO Y PRESUPUESTO	147
4.1.1.	Memoria de cálculo, costo y presupuesto.....	147
4.1.1.1.	Etapa 010: Preliminares	147
4.1.1.1.1.	Subetapa 01: Limpieza inicial	147
4.1.1.1.2.	Subetapa 04: Demoliciones y remociones	147

4.1.1.2.	Etapa 030: Fundaciones.....	147
4.1.1.2.1.	Subetapa 01: Excavaciones para estructuras	147
4.1.1.2.2.	Subetapa 02: relleno y compactación	150
4.1.1.2.3.	Subetapa 03: Acarreo de tierras	150
4.1.1.2.4.	Subetapa 04: Acero de refuerzo	151
4.1.1.2.5.	Subetapa 05: formaletas zapatas y viga asísmica	158
4.1.1.2.6.	Subetapa 06: Concreto	165
4.1.1.2.7.	Subetapa 17: Mejoramiento de fundaciones	166
4.1.1.3.	Etapa 040: Estructuras de Concreto.....	166
4.1.1.3.1.	Subetapa 01: Acero de refuerzo	166
4.1.1.3.2.	Subetapa 05: Formaleta de losas de piso	167
4.1.1.3.3.	Subetapa 11: Concreto estructural.....	167
4.1.1.3.4.	Subetapa 20: Otro tipo de estructura (gradas de bloques).....	168
4.1.1.4.	Etapa 060: Techos y fascias	173
4.1.1.4.1.	Subetapa 02: Estructura de acero.....	173
4.1.1.4.2.	Subetapa 03: Cubierta de lámina.....	179
4.1.1.5.	Etapa 070: Acabados	181
4.1.1.5.1.	Subetapa 05: Fino corriente directo	181
4.1.1.6.	Etapa 160: Electricidad	181
4.1.1.6.1.	Subetapa 04: Lámparas y accesorios	181
4.1.1.7.	Etapa 200: pintura	181
4.1.1.7.1.	Subetapa 03: pintura anticorrosiva.....	181
4.1.1.7.2.	Subetapa 06: otro tipo de pinturas	183
4.1.1.8.	Etapa 201: limpieza y entrega	183
4.1.1.8.1.	Subetapa 03: limpieza final	183
4.1.2.	Presupuesto de costo base y costo de oferta	183
4.2.	PROGRAMACIÓN DE LA OBRA	187
5.	CONCLUSIONES.....	191
6.	RECOMENDACIONES	193
7.	BIBLIOGRAFÍA	194

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Etapas del proyecto.....	27
Tabla 2. Pesos de las varillas de acero.....	31
Tabla 3. Traslape de las varillas de acero.....	31
Tabla 4. Programas usados para el desarrollo del proyecto.....	38
Tabla 5. Resultados obtenidos para el sondeo S-1.....	45
Tabla 6. Resultados obtenidos para el sondeo S-2.....	46
Tabla 7. Curva Granulométrica S-1 (3.0'-4.5').....	46
Tabla 8. Resultados del análisis granulométrico de suelos y clasificación SUCS. S-1. ..	50
Tabla 9. Resultados del análisis granulométrico de suelos y clasificación SUCS. S-2. ..	51
Tabla 10. Compacidad relativa (aproximada) a partir del número N.....	54
Tabla 11. Valores empíricos del ángulo de fricción ϕ y peso específico.....	55
Tabla 12. Cálculo del número de golpes corregido para el sondeo S-1.....	56
Tabla 13. Cálculo del número de golpes corregido para el sondeo S-2.....	56
Tabla 14. Capacidad de carga admisible del suelo según Terzaghi. S-1.....	71
Tabla 15. Capacidad de carga admisible del suelo según Terzaghi. S-2.....	72
Tabla 16. Factores de presión para cubiertas de arco.....	81
Tabla 17. Coeficientes de presión según distribución de aberturas.....	82
Tabla 18. Factores de amplificación por tipo de suelo, S.....	93
Tabla 19. Revisión de desplazamientos laterales.....	99
Tabla 20. Propiedades de la sección WF10"X10"X60.....	101
Tabla 21. Cargas de diseño para columnas.....	102
Tabla 22. Revisión del diseño para diferentes combinaciones de carga.....	106
Tabla 23. Cargas de diseño para largueros.....	108
Tabla 24. Combinación de diseño para diagonales de cerchas.....	114
Tabla 25. Combinación de carga de diseño para cuerdas de cerchas.....	118
Tabla 26. Combinación de carga de diseño para riostras.....	123
Tabla 27. Combinación de carga de diseño para placas base.....	126
Tabla 28. Límites de aplicabilidad sección K3 del AISC.....	133
Tabla 29. Casos de carga para diseño de zapata.....	139
Tabla 30. Combinación de carga para diseño de zapata.....	139
Tabla 31. Cantidad de tablas a usar para formaletas de VA-1.....	163
Tabla 32. Dosificaciones de mezclas para 1 m ³ de concretos convencionales.....	165
Tabla 33. Dosificaciones de mezclas para 1 m ³ de concretos convencionales.....	167

Tabla 34. Dosificaciones de mezclas para 1 m ³ de morteros convencionales.	170
Tabla 35. Perfiles de acero requeridos.....	173
Tabla 36. Especificaciones de los perfiles de acero requeridos.	174
Tabla 37. Materiales para placas base.....	174
Tabla 38. Cálculo de soldadura de filete 3/16".	175
Tabla 39. Cálculo de soldadura de filete 5/16".	175
Tabla 40. Cálculo de soldadura de penetración parcial.	176
Tabla 41. Cantidad de lámparas requeridas.....	181
Tabla 42. Cálculo de pintura anticorrosiva para estructura metálica.....	183
Tabla 43. Presupuesto de Costo Base y Costo de Oferta	185
Tabla 44. Normas de Rendimiento Horario.	188

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Zapata aislada	11
Figura 2. Falla de la capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación continua rígida en grava.....	12
Figura 3. Factores de capacidad de carga de Terzaghi, N_c , N_q , N_γ	14
Figura 4. Factores de capacidad de carga según Vesic N_c , N_q , N_γ	15
Figura 5. Tipos de costos.....	24
Figura 6. Costos indirectos	26
Figura 7. Curva granulométrica muestra N° 3, S-1. (3.0'-4.5').....	47
Figura 8. Carta de Plasticidad.....	48
Figura 9. Diagrama para clasificación de suelos gruesos.....	49
Figura 10. Número de golpes N_{60} y $N_{1(60)}$ obtenidas en el sondeo S-1.....	57
Figura 11. Número de golpes N_{60} y $N_{1(60)}$ obtenidas en el sondeo S-2.....	57
Figura 12. Número de golpes obtenidos en el sondeo S-1.....	58
Figura 13. Número de golpes obtenidos en el sondeo S-2.....	59
Figura 14. Ángulo de fricción interna del suelo para el sondeo S-1 y profundidad 1.20 m. Correlación de Terzaghi, Peck y Mesri, 1996.....	61
Figura 15. Ángulo de fricción interna del suelo para el sondeo S-1 y profundidad 1.20 m. Correlación de Hettiarachchi y Brown, 2009.	62
Figura 16. Ángulo de fricción interna del suelo para el sondeo S-1 y profundidad 1.50 m. Correlación de Terzaghi, Peck y Mesri, 1996.....	63
Figura 17. Ángulo de fricción interna del suelo para el sondeo S-1 y profundidad 1.50 m. Correlación de Hettiarachchi y Brown, 2009.	64
Figura 18. Cálculo de cargas asignadas a largueros.....	76
Figura 19. Sección propuesta para largueros de techo.	85
Figura 20. Sección propuesta para cuerdas de cerchas.....	86
Figura 21. Sección propuesta para diagonales de cerchas.	86
Figura 22. Sección propuesta para columnas.	87
Figura 23. Sección propuesta para riostras y tensores.....	87
Figura 24. Definición de patrones de carga.....	88
Figura 25. Definición de casos de carga.	89
Figura 26. Dimensiones de planta.....	91
Figura 27. Dimensiones corte transversal.	91
Figura 28. Primer modo de vibración, $T_1 = 0.393$ s.....	94
Figura 29. Segundo modo de vibración, $T_2 = 0.292$ s.....	94

Figura 30. Tercer modo de vibración, $T_3 = 0.281$ s.	95
Figura 31. Revisión de desplazamientos en X.....	97
Figura 32. Revisión de desplazamientos en Y.....	98
Figura 33. Diseño de Columnas.....	100
Figura 34. Geometría de columna WF 10"X10"X60.	103
Figura 35. Geometría de perfil C6"X2"X3/16".....	111
Figura 36. Diseño de diagonales de cerchas.	117
Figura 37. Diseño de cuerdas de cerchas.....	120
Figura 38. Diseño de riostras.	123
Figura 39. Placa base con momento grande.....	124
Figura 40. Diseño de Placa Base.....	129
Figura 41. Modelado de Conexión KT.....	130
Figura 42. Cargas de Diseño de Conexión KT.	132
Figura 43. Diseño de Conexión KT.	132
Figura 44. Detalle de Zapata Z-1.....	148
Figura 45. Sección de viga asísmica VA-1	149
Figura 46. Detalle de parilla	152
Figura 47. Detalle de pedestal	153
Figura 48. Desarrollo de estribos	153
Figura 49. Longitud a estribar tramo 1	156
Figura 50. Longitud a estribar tramo 2	156
Figura 51. Estribo de viga asísmica VA-1.....	157
Figura 52. Formaleta para pedestal	159
Figura 53. Formaleta para viga asísmica VA-1.....	162
Figura 54. Detalle de Bloque para gradas.....	168
Figura 55. Detalles de Gradas.	169
Figura 56. Eficiencia de deposición según proceso de soldadura (%).	177
Figura 57. Soldadura de penetración y de filetes.Figura 56. Eficiencia de deposición según proceso de soldadura (%).	177
Figura 58. Peso metal depositado, pmd (kg/ml).	178
Figura 59. Velocidad de deposición (kg/hr) según electrodos.	178
Figura 60. Perfil de lámina de techo.....	180
Figura 61. Propiedades perfil W10X60.....	182

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1. CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

En este apartado se recapitulan los aspectos estructurales de esta monografía, cuyo objetivo general, es plantear una alternativa de diseño técnica y económicamente viable para una cancha deportiva multiusos en el Instituto Filemón Rivera Quintero, departamento de Chinandega y así contribuir en el desarrollo integral de los estudiantes.

La construcción de infraestructuras deportivas es sumamente fundamental, la cual toma mayor grado de relevancia cuando se observan necesidades específicas en una población, a la que se le puede brindar una solución a partir de este estudio. Los estudiantes del Instituto Filemón Rivera cada vez están más inmersos en actividades deportivas y es debido a ello que este tema adquiere mucha importancia, puesto que será indispensable que la infraestructura deportiva posea las condiciones necesarias para garantizar la práctica sana del deporte.

Para lograr cumplir los objetivos de esta monografía, se llevó a cabo un estudio geotécnico con la finalidad de efectuar un correcto cálculo y diseño de las cimentaciones, puesto que los procedimientos de cálculo de las cimentaciones, ya sean estas superficiales o profundas, están directamente relacionadas con la clasificación del terreno. El estudio geotécnico realizado incluye: ensayo de penetración estándar SPT¹, granulometría, límites de consistencia o de Atterberg y clasificación SUCS²; dichos ensayos se ejecutaron acorde a las normas ASTM³, designaciones D-1586, D-422, D-4318 y D-2487, respectivamente. Esta información se utilizó para determinar la capacidad de carga admisible del suelo.

Cabe mencionar que se implementó el software NovoSPT para correlacionar las propiedades del suelo a partir del recuento de golpes SPT, este programa se basa en más de 70 artículos publicados, libros de referencia geotécnicos y ha recopilado más de 300 correlaciones SPT con varias propiedades del suelo. La capacidad de

¹ Standard Penetration Test

² Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

³ American Society for Testing and Materials

carga admisible del suelo se determinó a partir de las ecuaciones de Terzaghi y Meyerhof.

Por otro lado, se diseñó la estructura de techo conforme las disposiciones del Reglamento Nacional de la Construcción para determinar cargas debido a viento y sismo, las placas base y conexiones considerando las normas AISC⁴ 360-16 (especificación para construcciones de acero), AISC 341-16 (disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural) y haciendo uso del software ETABS, el cual es un programa innovador y revolucionario, para análisis estructural y dimensionamiento de los más amplios conjuntos de problemas de ingeniería de estructuras. Desde el modelado de la estructura a la creación de diseños y detalles, ETABS cubre todos los pasos del proceso de dimensionamiento.

Al igual, el proceso de diseño de las cimentaciones se realizó acorde a los datos concluidos en el estudio geotécnico y las normas ACI⁵ 318-19 (requisitos de reglamento para concreto estructural) y también se efectuó una propuesta para las graderías de la cancha. Cabe mencionar que se usó el software GEO5 para corroborar datos del diseño de las zapatas.

Una vez que se diseñaron la estructura de techo, las cimentaciones y las graderías, se procedió a desarrollar los planos del proyecto en AutoCAD y a estimar tanto la cantidad de materiales como el monto económico necesario para su construcción. Finalmente se desarrolló la programación de la obra en el software Ms Project.

⁴ American Institute of Steel Construction

⁵ American Concrete Institute

1.2. ANTECEDENTES

El municipio de Chinandega está ubicado al occidente del país a 132 km de la capital Managua, tiene una población de 151,707 habitantes (estimada según el INIDE⁶), de los cuales 94,058 corresponden a la zona urbana, equivalente al 62% y 57,649 pertenecen al área rural, equivalente al 38% de la población total. Es la región de mayor fuerza económica después de la capital Managua.

El Instituto Filemón Rivera Quintero está ubicado en el km 134.5 carretera Chinandega-El Viejo, fue creado el 15 de marzo de 1984 con la misión de contribuir con la formación académica de los oficiales, clases y soldados del entonces Ejército Popular Sandinista (E.P.S), hoy Ejército Nacional, pero los avatares políticos, sociales y económicos lo fueron convirtiendo en un centro privado, pero con la visión de servir a los más necesitados. La matrícula actual de esta institución académica es de 221 estudiantes en el turno diurno y 70 en la modalidad de educación a distancia, el colegio está ubicado en el barrio Carlos Manzanares, un barrio muy pobre, prácticamente marginal, que carece de muchos servicios básicos.

En los últimos años en el municipio de Chinandega se han desarrollado diversos proyectos de índole deportiva que van desde la rehabilitación y construcción de parques, rehabilitación de canchas deportivas en barrios como la colonia Roberto González, ejecución de la segunda etapa del estadio infantil de beisbol, remodelación del estadio Efraín Tijerino hasta el reciente anuncio de la construcción de un nuevo estadio de fútbol con capacidad para 3,400 espectadores y construido con las normativas internacionales de la FIFA⁷.

De igual modo, según la dirección del Instituto Filemón Rivera, la cancha deportiva existente en dicho colegio fue construida hace aproximadamente unos 5 años y tiene una losa de 15 cm de espesor con dimensiones de 18 metros de ancho y 30 metros de largo. Durante ese periodo de tiempo tal institución académica, que es privada, se ha planteado como proyecto la construcción de la estructura de techo

⁶ Instituto Nacional de Información de Desarrollo

⁷ Federación Internacional de Fútbol

para la cancha y graderías, sin embargo, no lo ha logrado; esto debido a la falta de recursos económicos necesarios para sufragar el costo del diseño y la construcción.

No obstante, en el mes de octubre del año pasado recibieron la visita de organismos no gubernamentales de Alemania, “Gesamtschule Leverkusen-Schlebusch” y “Lise Meitner”, a los que le fue expuesta la idea del proyecto, dichas ONG⁸ manifestaron estar dispuestas a facilitar financiamiento una vez que se hayan elaborado los documentos técnicos del proyecto para que sirvan de soporte al mismo.

⁸ Organización no Gubernamental

1.3. JUSTIFICACIÓN

El deporte es mucho más que un lujo o una forma de entretenimiento. El acceso al deporte y la participación en el mismo es un derecho humano y es básico para que los individuos de cualquier edad lleven una vida sana y plena. El deporte tiene un papel importante en todas las sociedades dado que enseña valores básicos como la cooperación y el respeto, mejora la salud y reduce el riesgo de desarrollar enfermedades; es una importante fuerza económica que proporciona empleo y contribuye al desarrollo local.

Se trata de mucho más que enseñar disciplinas deportivas. Mediante el ejercicio los niños desarrollan sus habilidades psicomotrices, algo fundamental para su desarrollo integral. También adquieren fuerza y mejoran el sentido de la coordinación. Pero más allá de estos aspectos de sobra conocidos, el deporte en la escuela tiene otros objetivos importantes, porque les ayuda a adquirir hábitos saludables, así como a desarrollar valores y actitudes positivas.

El deporte es ejercicio físico, pero también socialización, de ahí la importancia de promoverlo dentro de la escuela como un aprendizaje fundamental en la vida y en el desarrollo de los jóvenes, porque es una herramienta pedagógica de primer orden.

La Ley General de Deporte, Educación Física y Recreación Física (2015), en su artículo 3, establece que “la formación del pueblo debe considerarse de manera integral, abarcando el ámbito intelectual, psicológico, social, espiritual y físico, como componentes del verdadero desarrollo humano; por lo que el deporte, la educación física y la recreación física se constituyen en un derecho irrenunciable que el Estado reconoce a todos sus habitantes, obligándose a fomentarlos e impulsarlos”.

Desde este punto de vista se puede observar que la rehabilitación, ampliación, equipamiento o construcción de infraestructuras deportivas inciden positivamente en el desarrollo de las comunidades y son un punto que mejora las condiciones de las poblaciones vulnerables al riesgo, tanto en salud como de proliferación de

grupos juveniles delincuenciales. La creación de programas deportivos y culturales tiene como objetivo primordial establecer en los niños, jóvenes y adolescentes una cultura de paz y un aprovechamiento sano de sus actitudes y desarrollo humano.

El Instituto Filemón Rivera ya cuenta con una losa deportiva para la práctica deportiva y recreación, sin embargo, sus condiciones actuales no son las idóneas para lograr una práctica sana del deporte pues no posee una estructura de techo que permita evitar la insolación de los estudiantes durante la época de verano y su utilización en el periodo de lluvias; surgiendo así la necesidad de al menos construir dicha estructura para sin duda alguna contribuir en el desarrollo integral de la población estudiantil del Instituto. De igual manera, esta construcción proporcionaría un espacio adecuado para llevar a cabo los eventos académicos del colegio, pues actualmente la institución no cuenta con tal lugar.

De la misma forma, dado que es un espacio primordial para la ejecución de las diferentes actividades deportivas, es aportar al acercamiento entre las familias y proporcionarles a los jóvenes un espacio de armonía y seguridad para que adquieran conciencia de la importancia de realizar actividades deportivas en un sitio agradable que les brinde todas sus exigencias y necesidades.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General:

- Plantear una alternativa de diseño técnica y económicamente viable para una cancha deportiva multiusos en el Instituto Filemón Rivera Quintero, departamento de Chinandega.

1.4.2. Objetivos Específicos:

- Efectuar un estudio geotécnico caracterizando el sub-suelo según las normas ASTM⁹ y determinar la capacidad de carga admisible del mismo, para diseñar las cimentaciones de la estructura de techo usando las especificaciones ACI¹⁰ 318-19.
- Diseñar la estructura de techo de la cancha acorde a las especificaciones para construcciones de acero, normas AISC¹¹ 360-16 y AISC 341-16.
- Estimar la programación del proyecto usando el software Ms Project, la cantidad de materiales y los costos de la construcción del diseño propuesto para la estructura de techo y graderías.
- Elaborar los planos del diseño del proyecto con la finalidad de proporcionarlos junto con el presupuesto a la dirección del Instituto Filemón Rivera Quintero.

⁹ American Society for Testing and Materials

¹⁰ American Concrete Institute 2019

¹¹ American Institute of Steel Construction

1.5. MARCO TEÓRICO

1.5.1. Aspectos teóricos del estudio de suelos

1.5.1.1. Ensayos de laboratorio

1.5.1.1.1. Ensayo de penetración estándar, SPT

Este ensayo determina las propiedades de un suelo por medio de la resistencia a la penetración de un muestreador en el mismo, a través del conteo del número de golpes necesarios (N) para que el muestreador penetre una distancia determinada, se utiliza para encontrar factores como el ángulo de fricción interna, cohesión, o puede de forma directa obtenerse la capacidad de carga del suelo no sin antes haber hecho correcciones al valor de N obtenido en campo. El ensayo de penetración estándar se basa en el principio físico de la conservación de la cantidad de movimiento. Se supone además que el choque de la masa con la cabeza de impacto es completamente plástico, es decir no se produce el rebote de la masa al impactar.

Este ensayo es el método comúnmente utilizado en el proceso de exploración de obras verticales, mediante el cual se obtiene el número de golpes por pie de penetración (N), con lo cual se puede determinar la capacidad de carga admisible del suelo a distintas profundidades.

El método permite obtener muestras alteradas en forma continua, las cuales se trasladan al laboratorio para efectuarle los ensayos básicos de clasificación, con lo cual se puede definir la secuencia estratigráfica del sitio en estudio.

La capacidad de carga admisible puede calcularse a partir de "N", utilizando cualquiera de las teorías plenamente estudiadas en Mecánica de Suelos o bien por formulas empíricas, también para efectuar el cálculo se debe considerar el tipo de suelo encontrado en la exploración.

1.5.1.1.2. Determinación del análisis granulométrico del suelo

El análisis granulométrico que tiene por objeto determinar el tamaño de las partículas o granos que constituyen un suelo y fijar, en porcentaje de su peso total,

la cantidad de granos de distinto tamaño que el mismo contiene. La manera de hacer esta determinación es por medio de tamices de abertura cuadrada.

El procedimiento de ejecución del ensaye es simple y consiste en tomar una muestra de suelo de peso conocido, colocarlo en el juego de tamices ordenados de mayor a menor abertura, pesando los retenidos parciales de suelo en cada tamiz. Esta separación física de la muestra en dos o más fracciones que contiene cada una de las partículas de un solo tamaño, es lo que se conoce como "fraccionamiento". La determinación del peso de cada fracción que contiene partículas de un solo tamaño es llamado "análisis mecánico". Este análisis de suelo brinda información básica para revelar la uniformidad o graduación de un material dentro de rangos establecidos, y para la clasificación por textura de un suelo.

Sin embargo, debido a que el menor tamaño de tamiz que se utiliza corrientemente es el 0.074 mm (Malla No. 200), el análisis mecánico está restringido a partículas mayores que ese tamaño que corresponde a arenas limpias finas. Por lo tanto, si el suelo contiene partículas menores que ese tamaño la muestra de suelo analizada debe ser separada en dos partes, para análisis mecánico y por vía húmeda (hidrometría).

La presentación gráfica de los resultados se efectúa por medio de la curva granulométrica, que es la curva de los porcentajes que pasa por cada tamiz, esta curva se gráfica en papel semilogarítmico.

1.5.1.1.3. Determinación de los límites de consistencia del suelo

Las propiedades de un suelo formado por partículas finamente divididas, como una arcilla no estructurada dependen en gran parte de la humedad. El agua forma una película alrededor de los granos y su espesor puede ser determinante del comportamiento diferente del material. Cuando el contenido de agua es muy elevado, en realidad se tiene una suspensión muy concentrada, sin resistencia estática al esfuerzo cortante; al perder agua va aumentando esa resistencia hasta alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable; si el

secado continúa, el suelo llega a adquirir las características de un sólido pudiendo resistir esfuerzos de compresión y tensión considerable.

Arbitrariamente Atterberg marcó las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos mediante la fijación de los límites siguientes: líquido (L.L), plástico (L.P), y de contracción (L.C) y mediante ellos se puede dar una idea del tipo de suelo en estudio.

1.5.1.1.4. Clasificación SUCS

El Sistema Unificado de Clasificación del suelo (USCS o SUCS) se basa en el sistema de clasificación desarrollado por Casagrande durante la Segunda Guerra Mundial. Con algunas modificaciones fue aprobado conjuntamente por varias agencias de gobierno de los EE.UU. en 1952. Refinamientos adicionales fueron hechas y actualmente está estandarizado como la norma ASTM D 2487-93.

Se utiliza en gran parte del mundo para trabajos geotécnicos que no sean los caminos y carreteras. Los suelos de un sistema unificado se designan por un símbolo de dos letras: el primero considera el principal componente de la tierra y la segunda describe informaciones de la curva granulométrica o características de plasticidad. Es decir, que el SUCS utiliza los resultados del análisis granulométrico y la determinación de los límites de Atterberg para determinar la clasificación del suelo.

Las normas específicas para la clasificación se describen detalladamente en la norma ASTM D-2487.

1.5.1.2. Capacidad de carga admisible del suelo

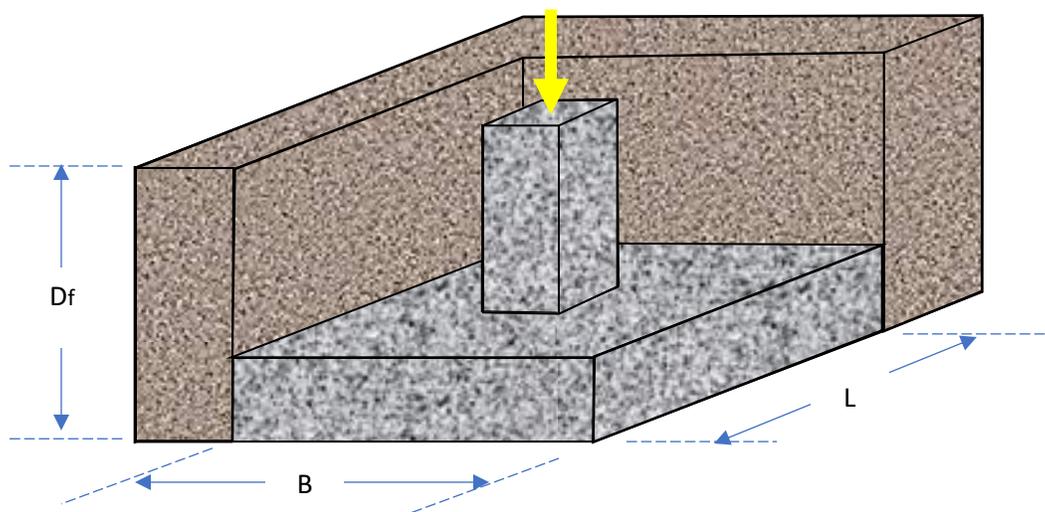
En la teoría expuesta a continuación, se refiere únicamente a cimientos continuos, es decir, de longitud infinita normal al plano del papel. Para cimientos cuadrados, frecuentes en la práctica y como se prevé diseñar las cimentaciones de la estructura de la cancha, no existe ninguna teoría, ni aun aproximada (Badillo & Rodriguez, 2005).

Sin embargo, se presentarán fórmulas que han sido propuestas por el propio Terzaghi y son modificaciones de la expresión fundamental, basadas en resultados experimentales.

1.5.1.2.1. Cimentación

Generalmente se denomina cimentación a la parte más baja de una estructura. Su función es transferir la carga de la estructura al suelo sobre el que está descansando (Das, 2015).

Figura 1. Zapata aislada



Fuente: Elaboración propia

En general, el término cimentación superficial se refiere a cimentaciones en las que la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento; sin embargo, es evidente que no existe un límite preciso en la profundidad de desplante que separe a una cimentación poco profunda de una profunda.

1.5.1.2.2. Capacidad de carga de las cimentaciones

La carga admisible en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo, además, un margen de seguridad dado por el llamado coeficiente de seguridad adoptado (Crespo Villalaz, 2004).

La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, característica de la estructura y del coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso.

1.5.1.2.2.1. Teoría de Terzaghi de la capacidad última de carga

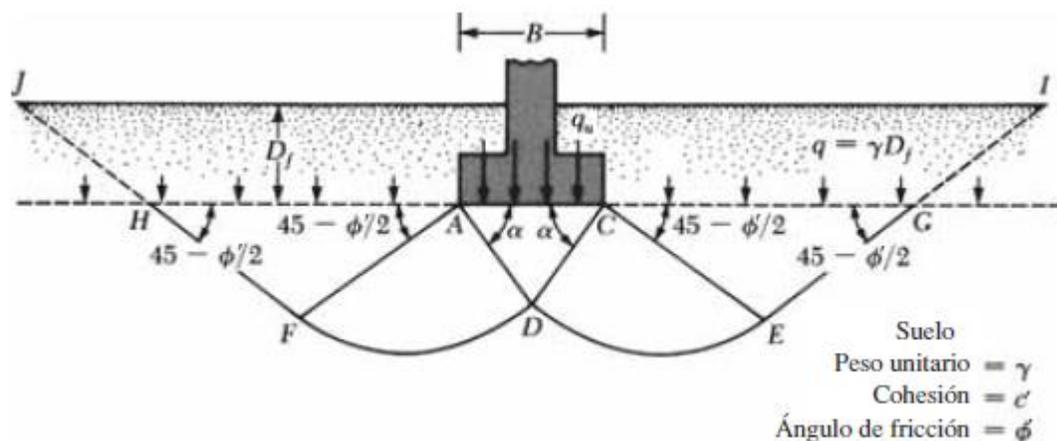
Terzaghi fue el primero en presentar una teoría global para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones poco profundas. De acuerdo con esta teoría, una cimentación es poco profunda si la profundidad, D_f (figura 2), es menor o igual que el ancho de la cimentación. Sin embargo, investigadores posteriores han sugerido que las cimentaciones con D_f igual a 3 a 4 veces el ancho de la cimentación se pueden definir como cimentaciones poco profundas.

Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o de franja (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0), la superficie de falla en el suelo a carga máxima puede suponerse similar a la mostrada en la figura 2.

El efecto del suelo por encima del fondo de la cimentación también puede suponerse y ser remplazado por una sobrecarga equivalente, $q = \gamma D_f$

γ = peso unitario del suelo

Figura 2. Falla de la capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación continua rígida en grava.



Fuente: Das, Braja; Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

La zona de la falla bajo la cimentación se puede dividir en tres partes (ver figura 2):

- La zona triangular (Cuña) ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
- Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF siendo arcos de una espiral logarítmica.
- Dos zonas pasivas Rankine triangulares AFH y CEG.

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo (es decir, $\alpha = \phi$). Observe que con la sustitución del suelo por encima del fondo de la cimentación por un suplemento q equivalente, se desprecia la resistencia al corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ.

Utilizando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresa la capacidad última de carga en la forma

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde

c = cohesión del suelo

γ = peso unitario del suelo

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales y sólo son funciones del ángulo de fricción del suelo, ϕ .

A continuación, se presentan ecuaciones para calcular factores de capacidad de carga de Terzaghi N_c, N_q y N_γ :

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$K_{py} = 3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi + 33}{2} \right)$$

$$N_y = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi$$

Figura 3. Factores de capacidad de carga de Terzaghi, N_c , N_q , N_y

ϕ' (grad)	N_c	N_q	N_y^a	ϕ' (grad)	N_c	N_q	N_y^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: Das, Braja; Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

1.5.1.2.2.2. Modificación de la ecuación de capacidad de carga de Terzaghi

Sobre la base de estudios de laboratorio y de campo de la capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en el suelo sugerida por Terzaghi ahora parece ser correcta (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo α que se muestra en la figura 2 está más cerca de $45 + \frac{\phi}{2}$ que de ϕ , como fue originalmente supuesto por Terzaghi. Con $\alpha = 45 + \frac{\phi}{2}$, las relaciones para N_c y N_q pueden deducirse como

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \text{ y } N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

La expresión para N_c fue deducida originalmente por Prandtl (1921), y la relación de N_q fue presentada por Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron la relación para N_y (Das, 2015)

$$N_y = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Figura 4. Factores de capacidad de carga según Vesic N_c , N_q , N_y

ϕ'	N_c	N_q	N_y	ϕ'	N_c	N_q	N_y
0	5.14	1.00	0.00	23	18.05	8.66	8.20
1	5.38	1.09	0.07	24	19.32	9.60	9.44
2	5.63	1.20	0.15	25	20.72	10.66	10.88
3	5.90	1.31	0.24	26	22.25	11.85	12.54
4	6.19	1.43	0.34	27	23.94	13.20	14.47
5	6.49	1.57	0.45	28	25.80	14.72	16.72
6	6.81	1.72	0.57	29	27.86	16.44	19.34
7	7.16	1.88	0.71	30	30.14	18.40	22.40
8	7.53	2.06	0.86	31	32.67	20.63	25.99
9	7.92	2.25	1.03	32	35.49	23.18	30.22
10	8.35	2.47	1.22	33	38.64	26.09	35.19
11	8.80	2.71	1.44	34	42.16	29.44	41.06
12	9.28	2.97	1.69	35	46.12	33.30	48.03
13	9.81	3.26	1.97	36	50.59	37.75	56.31
14	10.37	3.59	2.29	37	55.63	42.92	66.19
15	10.98	3.94	2.65	38	61.35	48.93	78.03
16	11.63	4.34	3.06	39	67.87	55.96	92.25
17	12.34	4.77	3.53	40	75.31	64.20	109.41
18	13.10	5.26	4.07	41	83.86	73.90	130.22
19	13.93	5.80	4.68	42	93.71	85.38	155.55
20	14.83	6.40	5.39	43	105.11	99.02	186.54
21	15.82	7.07	6.20	44	118.37	115.31	224.64
22	16.88	7.82	7.13	45	133.88	134.88	271.76

Fuente: Das, Braja; Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

1.5.2. Aspectos teóricos del análisis y diseño estructural

1.5.2.1. El acero como material estructural

El acero es uno de los más importantes materiales estructurales. Entre sus propiedades de particular importancia en los usos estructurales, están la alta resistencia, comparada con cualquier otro material disponible, y la ductilidad¹². Un material que no tenga esta propiedad por lo general es inaceptable y probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino (Bowles, Diseño de Acero Estructural, 1984).

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras y las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado. Es notorio que, si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado, estas durarán indefinidamente.

1.5.2.2. Especificaciones de diseño

El diseño de la mayoría de las estructuras está regido por especificaciones de diseño y normas. Aun si éstas no rigen el diseño, el proyectista quizá las tomará como una guía. No importa cuántas estructuras haya diseñado, es imposible que haya encontrado toda situación posible, por lo mismo, al recurrir a las especificaciones, el proyectista recomendará el mejor material disponible.

Las especificaciones de ingeniería que son desarrolladas por diversas organizaciones contienen las opiniones más valiosas de esas instituciones sobre la buena práctica de la ingeniería. Estos códigos, que en realidad son reglamentos, especifican las cargas de diseño, esfuerzos de diseño, tipos de construcción, calidad de los materiales y otros factores.

Algunas organizaciones publican prácticas que se recomiendan para uso regional o nacional; sus especificaciones no son legalmente obligatorias, a menos que estén contenidas en el código de edificación local o formen parte de un contrato

¹² Ductilidad es la capacidad que tiene el material de deformarse sustancialmente ya sea a tensión o compresión antes de fallar.

en particular; entre esas organizaciones están el AISC¹³ y la ASSHTO¹⁴. Casi todos los códigos de construcción han adoptado las Especificaciones AISC.

En lo que respecta a Nicaragua, se cuenta con el RNC-07¹⁵ que fue desarrollado por la Dirección General de Normas de Construcción y Desarrollo Urbano del MTI¹⁶, totalmente modificado con los últimos avances y experiencias sísmicas recientes ocurridas en el país, así como, de vientos fuertes producidos por huracanes que impactaron directamente en el territorio Nacional. Además, considera experiencias mundiales sobre el comportamiento y eficacia de los diferentes sistemas estructurales que contrarrestan las fuerzas inducidas por sismos y vientos, fenómenos naturales comunes que acontecen en nuestro país.

1.5.2.3. Cargas de diseño

Quizá la tarea más importante y difícil que debe enfrentar un diseñador de estructuras, es la estimación precisa de las cargas que recibirá una estructura durante su vida útil. No debe omitirse la consideración de cualquier carga que pueda llegar a presentarse (McCormac & Csernak, 2012).

Después de haber estimado las cargas, es necesario investigar las combinaciones más desfavorables que pueden ocurrir en un momento dado.

La Sección B2 de la Especificación AISC establece que las cargas nominales que van a usarse para el diseño estructural deberán ser las estipuladas por el reglamento aplicable bajo el cual se esté diseñando la estructura o como lo determinen las condiciones involucradas. Si no hay reglamento, las cargas de diseño serán las provistas en una publicación de la ASCE¹⁷ titulada Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Comúnmente se conoce a esta publicación como ASCE 7.

¹³ American Institute of Steel Construction

¹⁴ American Association of State Highway and Transportation Officials

¹⁵ Reglamento Nacional de la Construcción 2007

¹⁶ Ministerio de Transporte e Infraestructura

¹⁷ American Society of Civil Engineers

Originalmente la publicó ANSI¹⁸ y se le conoce como la Norma ANSI 58.1.

La ASCE se hizo cargo de su publicación en 1988. En general, las cargas se clasifican de acuerdo con su naturaleza y duración de la aplicación.

Como tales, se les denomina cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.

1.5.2.3.1. Cargas muertas

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar. Éstas son el peso propio de la estructura y otras cargas permanentemente unidas a ella. Para un edificio con estructura de acero, son cargas muertas la estructura en sí, los muros, los pisos, el techo, la plomería y los accesorios.

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

1.5.2.3.2. Cargas vivas

Las cargas vivas son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud. Son causadas cuando una estructura se ocupa, se usa y se mantiene. Las cargas que se mueven bajo su propio impulso como camiones, gente y grúas, se denominan cargas móviles. Aquellas cargas que pueden moverse son cargas móviles, tales como los muebles y los materiales en un almacén.

1.5.2.3.3. Cargas ambientales

Las cargas ambientales son causadas por el medio ambiente en el cual se localiza una estructura particular. Para los edificios, las cargas ambientales son causadas

¹⁸ American National Standards Institute

por la lluvia, la nieve, el viento, los cambios de temperatura y los sismos. Se presentan algunos comentarios en los siguientes párrafos en relación con los diferentes tipos de cargas ambientales para Nicaragua:

1.5.2.3.3.1. Cargas de viento

En la bibliografía de la ingeniería de los últimos 150 años se reportan muchas fallas estructurales causadas por el viento. En años recientes se ha llevado a cabo una gran cantidad de investigaciones sobre el tema de las cargas de viento. Sin embargo, todavía se requiere efectuar mucho trabajo, ya que la estimación de estas fuerzas de ninguna manera puede clasificarse como una ciencia exacta.

Las magnitudes de las cargas de viento varían con la ubicación geográfica, las alturas sobre el nivel del terreno, los tipos de terreno que rodean a los edificios, la proximidad y la naturaleza de otras estructuras cercanas, y otros factores.

Las fuerzas del viento actúan como presiones sobre las superficies verticales a barlovento¹⁹, como presiones o succiones sobre superficies inclinadas a barlovento (dependiendo de la pendiente) y como succiones sobre superficies planas y superficies verticales o inclinadas a sotavento²⁰ (debido a la creación de presiones negativas o vacíos).

Cabe resaltar, que se implementarán las normas mínimas del título IV del RNC-07²¹ para determinar cargas debida a viento.

1.5.2.3.3.2. Cargas sísmicas

Muchas áreas del territorio Nacional presentan alta sismicidad, y en esas áreas es necesario considerar fuerzas sísmicas en el diseño de todo tipo de estructuras. Durante siglos, a nivel mundial se han tenido fallas catastróficas en edificios, puentes y otras estructuras debido a los sismos. Se ha estimado que cerca de 20,000 personas perdieron la vida en el terremoto de 1972 en Managua, los daños materiales fueron cuantiosos.

¹⁹ La dirección de barlovento es aquella de donde viene el viento.

²⁰ La dirección de sotavento es aquella hacia dónde va el viento

²¹ Reglamento Nacional de la Construcción 2007

Las estructuras de acero pueden diseñarse y construirse económicamente para resistir las fuerzas causadas durante la mayoría de los sismos. Los sismos han demostrado claramente que la estructura promedio que no se ha diseñado para fuerzas sísmicas, puede ser destruida por un sismo que no sea particularmente severo.

El análisis estructural de los efectos esperados de un sismo debe incluir un estudio de la respuesta de la estructura al movimiento del suelo causado por el sismo. Sin embargo, es común en el diseño aproximar los efectos del movimiento del suelo a un conjunto de cargas estáticas horizontales actuando en cada nivel de la estructura. En el diseño que se ha de realizar, se abordará lo estipulado en el título II del Reglamento Nacional de la Construcción 2007 donde se presentan las normas mínimas para determinar cargas debida a sismo.

1.5.2.4. Diseño con factores de carga y resistencia LRFD

La Especificación AISC proporciona dos métodos aceptables para diseñar miembros de acero estructural y sus conectores. Éstos son: el diseño con factores de carga y resistencia, LRFD²², y el diseño por esfuerzos permisibles, ASD²³.

Ambos procedimientos se basan en los principios del diseño de estados límite, el cual proporciona las fronteras de la utilidad estructural. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función prescrita.

Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia, que definen la capacidad de sustentar una carga, incluyendo la fluencia excesiva, la fractura, el pandeo, la fatiga y el movimiento bruto de cuerpo rígido; y los de servicio, definen el comportamiento, incluyendo la deflexión, el agrietamiento, los deslizamientos, la vibración y el deterioro.

²² Load and Resistance Factor Design

²³ Allowable Strength Design

Con ambos procedimientos LRFD y ASD, los valores esperados de las cargas individuales (carga muerta, carga viva, viento, nieve, etc.), se estiman exactamente de la misma manera que lo que requiere la especificación aplicable.

A estas cargas se les denomina cargas de servicio o de trabajo. Las diversas combinaciones de estas cargas, que posiblemente ocurran al mismo tiempo, se agrupan y los mayores valores obtenidos de esta manera se usan para el análisis y diseño de las estructuras.

El mayor grupo de cargas (en el método ASD) o la mayor combinación lineal de cargas en un grupo (en el método LRFD) se usan entonces para el análisis y el diseño.

1.5.3. Aspectos teóricos del costo, presupuesto y programación

Un Proyecto es la materialización de una idea o pensamiento para realizar algo que satisfaga las necesidades o deseos de personas. Existirán proyectos privados o empresariales que implican la producción de un bien o servicio, con el objeto de percibir utilidades. Habrá también proyectos sociales, ya sea estatales o privados cuyo objetivo es mejorar la situación general del país.

Para que un proyecto se origine, debe existir una necesidad insatisfecha, como, por ejemplo: solucionar un problema habitacional con la construcción de un complejo habitacional, comunicar una zona aislada a través de un puente o camino, favorecer la atención de la salud de la población con la construcción de un hospital, etc. (Ponce, 2006)

Todo presupuesto de construcción tiene como objetivo principal determinar el costo de la obra de forma anticipada por lo tanto lleva involucrado en su definición el concepto error.

Al realizar un análisis presupuestario de una obra el ingeniero deberá dar respuesta a dos preguntas básicas, ¿cuánto costará la obra?, ¿cuánto tiempo se invertirá en su realización? Para poder contestar ambas preguntas se deberán separar en dos clases de presupuestos:

- Presupuesto de costo
- Presupuesto de tiempo

Del presupuesto de costos se deducen ciertas conclusiones acerca de la rentabilidad, posibilidad y conveniencia de ejecución de la obra, para esto deberá coincidir el presupuesto de costo con el costo real de ejecución. Esto se logra haciendo un análisis minucioso tomado de los planos, tratando de no omitir ni el más mínimo detalle ya que por más pequeño que fuera siempre se verá reflejado al final; de ahí la importancia que tiene el cálculo take off, el cual consiste en determinar volúmenes y cantidades de materiales pertenecientes a cada una de las etapas que integran la obra.

Cuando únicamente se quiere determinar si el costo de una obra tiene la debida relación con los beneficios que se espera obtener de ella, o bien si las disponibilidades existentes bastan para su ejecución, es suficiente hacer un presupuesto aproximado, tomando como base unidades mensurables en números redondos y precios unitarios que no estén muy detallados. Por el contrario, este presupuesto aproximado no basta cuando el estudio se hace como base para financiar la obra, o cuando el constructor la estudia al preparar su proposición, entonces hay que detallar mucho en las unidades de medida y precios unitarios, tomando en cuenta para estos últimos no sólo el precio de los materiales y mano de obra, sino también las circunstancias especiales en que se vaya a realizar la obra. Esto obliga a incluir todos los detalles y precios unitarios partiendo de sus componentes (Razura, 2012).

El buen "Analista" o "Ingeniero" de costos, es aquél que ha acumulado la suficiente experiencia tanto en obra como gabinete y posee un instinto tan particular para hacer estimaciones afortunadas.

Existe una característica que lo distingue: el ser paretiano, lo que consiste en que sabe muy bien distinguir, delimitar y concentrarse sobre lo que es relevante.

Un concepto y visión más amplia de la función de hacer análisis de costos, es lo que se conoce como la administración total de costos (TCM), la cual también

incluye en forma más extensa el conocimiento y aplicación de materias, tales como la ingeniería económica, contabilidad, finanzas, control de proyectos y la optimización.

Pocas personas consideran al departamento de presupuestos como el corazón de una constructora, ya que es el órgano que bombea la sangre al resto del organismo. Si se sobre estiman los costos en un presupuesto, se perderá muy probablemente el concurso; si por el contrario se subestiman, se perderá dinero (Alonso, 2009).

Se denomina partida a cada uno de los rubros o partes en que se divide convencionalmente una obra para fines de medición, evaluación y pago. De acuerdo a las tareas dentro del proceso productivo de la obra las partidas se dividen en partidas de primer, segundo, tercer y cuarto orden respectivamente; que se indicarán asimismo a medida que se varíe el orden, mayor precisión del trabajo a efectuarse.

1.5.3.1. Características de los costos

Dado a que el análisis de un costo es, en forma general la evaluación de un proceso determinado y sus características serán:

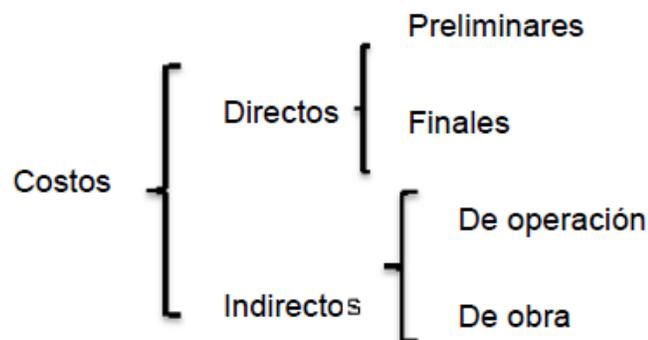
- Análisis de costo aproximado: El no existir dos procesos constructivos iguales, el intervenir la habilidad personal del operario, y el basarse en condiciones "promedio" de consumos, insumos y desperdicios, permite asegurar que la evaluación monetaria del costo, no puede ser matemáticamente exacta.
- Análisis de costo específico: Cada proceso constructivo se integra basándose en sus condiciones periféricas de tiempo, lugar y secuencia de eventos, el costo no puede ser genérico.
- El costo dinámico: El mejoramiento constante de materiales, equipos, procesos constructivos, técnicas de planeación, organización, dirección, control, incrementos de costos de adquisiciones, perfeccionamiento de

sistemas impositivos, de prestaciones sociales, etc. permite recomendar la necesidad de una actualización constante a los análisis de costos.

- Un análisis de costo puede elaborarse inductiva o deductivamente: si la integración de un costo se inicia por sus partes conocidas y de los hechos se infiere el resultado, se estará analizando el costo de manera inductiva. Si a través del razonamiento se parte de todo conocido, para llegar a las partes desconocidas, se estará analizando el costo de manera deductiva.
- El costo está precedido de costos anteriores y éste a su vez es integrante de costos posteriores: En la cadena de procesos que definen la productividad de un país, el costo de un concreto hidráulico por ejemplo, lo constituyen los costos de los agregados pétreos, el aglutinante, el agua para su hidratación y el equipo para su mezclado; éste agregado a su vez, se integra de costos de extracción, de costos de explosivos, de costos de equipo, etc. y el concreto hidráulico puede ser parte del costo de una cimentación, y ésta de una estructura, y ésta de un conjunto de edificios y éste de un plan de vivienda, etc. (Razura, 2012)

1.5.3.2. Tipos de costos

Figura 5. Tipos de costos



Fuente: elaboración propia

1.5.3.2.1. Costos directos

Es la suma de los costos de materiales, mano de obra (incluyendo prestaciones sociales), equipos, herramientas y todos los elementos requeridos para la ejecución de una obra. Estos costos analizan cada una de las partidas

conformantes de una obra, pueden tener diversos grados de aproximación de acuerdo al interés propuesto. Sin embargo, el efectuar un mayor refinamiento de los mismos no siempre conduce a una mayor exactitud porque siempre existirán diferencias entre los diversos estimados de costos de la misma partida. Deberá tomarse en consideración que cada analista de costos elaborará el costo unitario directo de cada partida en función de las características de cada obra y específicamente de materiales, rendimiento de mano de obra de la zona y equipo a utilizar, entre otros (CAPECO, Cámara Peruana de la Construcción, 2003).

A fin de contar con un costo lo más aproximado, tomando en cuenta los aspectos de tiempo, lugar de la obra, secuencias y procesos constructivos, se recomienda algunas consideraciones importantes para tal efecto:

- Considerar el tiempo de adquisición y de su utilización.
- Realizar una investigación de mercado considerando el lugar de la obra.
- Considerar al menos a tres proveedores.
- Considerar tipo de comunicación en la región.
- Analizar las condiciones de las vías de comunicación, distancias y medios de transporte de carga.
- Analizar la conveniencia de asegurar el material dependiendo de su costo, tipo, volumen, distancia para su transportación y condiciones generales de la región.
- Certificar que el tipo de material que se adquiere es el requerido mediante las especificaciones técnicas.
- Certificar la cantidad de material requerido, verificando los planos, croquis auxiliares y cálculo de desperdicios, etc.
- Establecer un control de existencias y salidas de material en bodega.
- Considerar materiales auxiliares en la ejecución de algunos trabajos preparatorios de la obra. (Instituto Nicaragüense de Fomento Municipal INIFOM, 2006).

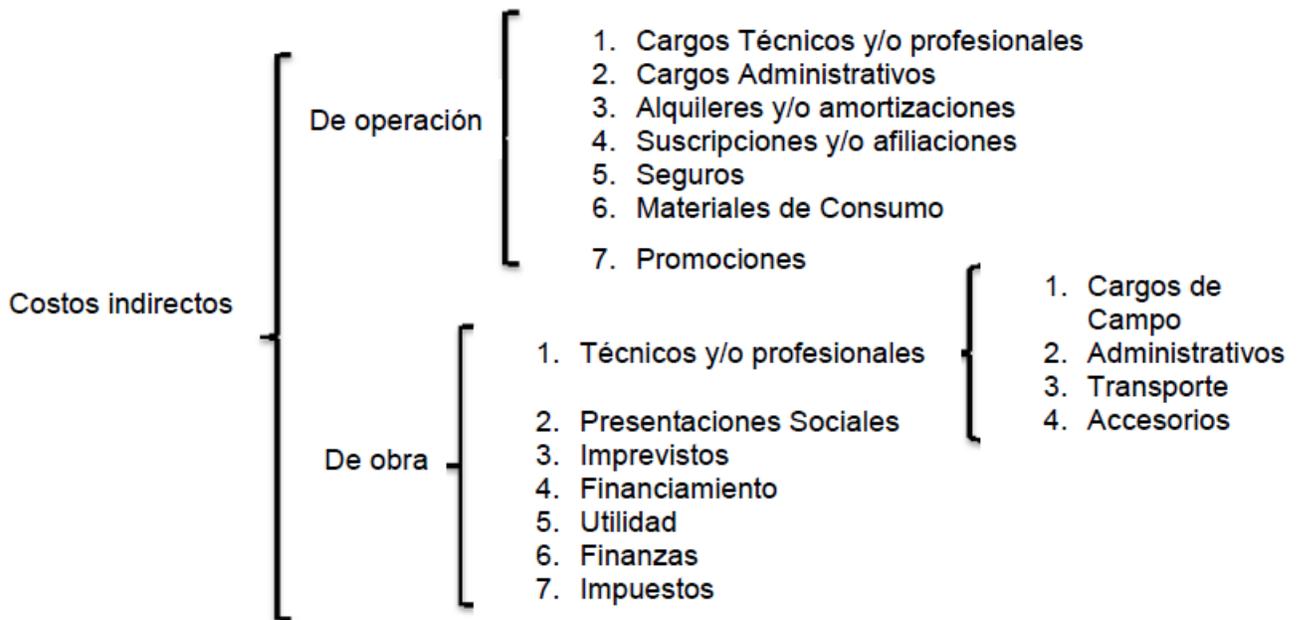
1.5.3.2.2. Costos indirectos

Se denominan así a toda erogación necesaria para la ejecución de un proceso constructivo del cual se derive un producto; pero en el cual no se incluya mano de obra, materiales ni maquinaria. Todo gasto no utilizable en la elaboración del producto es un costo indirecto, generalmente está representado por los gastos para dirección técnica, administración, organización, vigilancia, supervisión, fletes, acarreos y prestaciones sociales correspondientes al personal técnico, directivo y administrativo. Es necesario hacer notar que el costo indirecto está considerado en dos partes:

- El costo indirecto por administración central.
- El costo indirecto por administración de campo.

Asimismo, estos dos se pueden dividir y subdividir en varios más

Figura 6. Costos indirectos



Fuente: elaboración propia

Para poder determinar con mayor precisión los gastos que se generan por concepto de administración central y de campo, es primordial conocer la estructura de organización de las oficinas generales y la de cada obra en particular (Razura, 2012).

1.5.3.3. Catálogo de etapas y sub-etapas

El Catálogo de Etapas es un documento que sirve para dar cierto orden a la forma de presentación de ofertas. Este documento fue elaborado por el Ministerio de Transporte e Infraestructura en los años 80. A cada etapa se le asigna un código numérico en orden ascendente y se separan las etapas correspondientes a los costos directos y las etapas correspondientes a los costos indirectos. En cada etapa se muestran todas las sub-etapas o actividades necesarias para ejecutarla (FISE, Catálogo de Etapas y Sub-etapas, 2008).

Tabla 1. Etapas del proyecto.	
ETAPA/SUB-ETAPA	COSTOS DIRECTOS DE OBRAS
010	PRELIMINARES
030	FUNDACIONES
040	ESTRUCTURAS DE CONCRETO
060	TECHOS Y FASCIAS
070	ACABADOS
160	ELECTRICIDAD
200	PINTURA
201	LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA
Fuente: Fondo de Inversión Social de Emergencia.	

1.5.3.4. Procedimiento para determinar el cálculo de los costos unitarios según las etapas y sub-etapas para el proyecto

El costo unitario o precio unitario se encuentra integrado por costos directos y costos indirectos, constituye el precio de cada concepto de obra. Para obtenerlo se analizan sus componentes: los materiales, mano de obra, herramientas y equipos (costos directos), además de los gastos por administración de oficinas,

impuestos y utilidad (costos indirectos). Siendo retribución o pago total que debe cubrirse por cada unidad del concepto de trabajo terminado y ejecutado conforme a las especificaciones técnicas de construcción correspondiente según los planos o normas.

Estos precios están formados por todos aquellos componentes que son requeridos para integrar una unidad de medida de un elemento de la obra, por ejemplo, al analizar un precio unitario de un muro de determinadas características se encuentra que está integrado de una serie de componentes como, bloque o cualquier otro material similar, concreto, mano de obra y herramientas requeridas para construirlo, en su debida proporción para formar un metro cuadrado de muro, el cual constituye la unidad de medida que se utiliza en este caso.

Los contratistas y empresas constructoras manejan determinados tipos de precios unitarios dependiendo de la clase de obra que construyan. El análisis y principalmente la actualización de estos precios unitarios representan para cualquier compañía una tarea pesada (Instituto Nicaragüense de Fomento Municipal, 2006).

Otra explicación de costo unitario o precio unitario (PU) sería el valor monetario de un concepto de trabajo, siendo la cantidad de dinero que un contratista quiere por él y que un contratante desea adquirir y está conforme pagar por él (Alonso, 2009).

1.5.3.4.1. Etapa 010: Preliminares

1.5.3.4.1.1. Subetapa 01: Limpieza inicial

Para el cálculo de la limpieza inicial, se calcula el área en planta de la terraza aumentando 2 metros perimetral, en esta etapa se procede a limpiar el área a construir, su unidad de medida es m².

1.5.3.4.1.2. Subetapa 02: Trazo y nivelación

Se realiza el trazo de los ejes de los cimientos, se pueden utilizar niveletas de 1 ½" x 1 ½", estas niveletas pueden ser sencillas o dobles, la distancia entre una y otra no debe de exceder de 10 m. Estos trazos de ejes se harán según en los

planos descritos de la obra a construir, el nivel que generalmente se marca en las niveletas es el nivel de piso terminado (NPT) y para facilitar el trabajo del proceso constructivo las niveletas se ubican a 1 m de separación de la línea imaginaria que define al eje.

1.5.3.4.1.3. Subetapa 04: Demoliciones y remociones

En demoliciones pueden incluirse: paredes, particiones, pisos, desinstalar techos, incluye todo tipo de demolición y desinstalación, el procedimiento consiste en calcular el área a demoler dada en la unidad de medida m^2 ; también se harán remociones de cual otro tipo de estructura como árboles, postes etc. y se medirá por unidad de objeto con la unidad de medida de actividad global.

1.5.3.4.2. Etapa 030: Fundaciones

1.5.3.4.2.1. Subetapa 01: Excavación estructural

Para el cálculo de obra de excavación estructural se debe considerar el área de la superficie en planta de zapatas y vigas sísmicas, la distancia de sobre excavación y el volumen cúbico de zapata, pedestal y viga asísmica. La unidad de medida de la sub etapa de excavación estructural es de m^3 .

Hay que tener mucho cuidado con la existencia de líneas de servicio público activas o inactivas que se encuentren en la excavación. Lo recomendable es remover las líneas o línea a una distancia de un metro de las líneas de excavación.

El cálculo del volumen de excavación, para cualquier estructura, se obtendrá mediante la siguiente operación: $V_{exc} = \text{ancho total} \times \text{desplante} \times \text{largo}$ esto se multiplicará por la cantidad típica de la estructura o número de elementos.

1.5.3.4.2.2. Subetapa 02: Relleno y compactación

Esta actividad consiste en el relleno del material para cubrir las estructuras que van enterradas o debajo del nivel de terraza que sirve para obtener los niveles finales de construcción, el relleno puede ser con mismo material de las excavaciones también podrá ser el indicado en las especificaciones o planos.

Se compactará para que después del asentamiento éste quede de acuerdo con las elevaciones de los planos y de asegurarnos que las áreas de relleno estén limpias de cualquier otro material que no haya sido el excavado.

Para el cálculo del volumen de obra de Relleno Compactado se utiliza como unidad de medida el m³. Se usará la siguiente fórmula: Vol. Relleno Compactado = (Vol. Excavación – Vol. estructural) x (factor de enjutamiento).

1.5.3.4.2.3. Subetapa 03: Acarreo de tierras

Se refiere al costo de acarreo del material de relleno para el mejoramiento de fundaciones desde el banco de préstamo hasta el lugar de la obra.

El material sobrante de las excavaciones de las zanjas de fundaciones es el volumen de la diferencia entre el volumen de excavación y el de relleno. Como este volumen es compactado se tendrá que multiplicar por el factor de abundamiento. Su unidad de medida es el m³.

Vol. Total sobrante = Vol. Estructura de fundación X F. abundamiento

1.5.3.4.2.4. Subetapa 04: Acero de refuerzo

Será todo el acero (varillas) utilizado en las fundaciones como zapatas (corridas o aisladas), vigas sísmicas, pedestales etc. ya sea longitudinal como transversal.

El refuerzo longitudinal es el que corre en toda la longitud de la fundación mientras que el refuerzo transversal es el que va en sentido ortogonal. Este refuerzo transversal en vigas se conoce como estribo.

Este acero será medido según el tipo de fundación a calcular en el caso de las zapatas deberá calcularse en base a la longitud de la varilla que forma la parrilla, multiplicada por el número de varillas que la integran; en las vigas sísmicas se determinará la longitud total de ella más sus traslapes, multiplicado por el número de varillas que integran la viga y la longitud de los estribos estará en dependencia del tamaño de la sección o lo que indiquen los planos y especificaciones, para ambos casos este acero será multiplicado por un factor de conversión según el

número de la varilla lo cual nos dará su peso en kilogramos lo cual utilizaremos en nuestro estudio.

Tabla 2. Pesos de las varillas de acero.

VARILLAS		PESO
Diámetro	Número	(Kg. /Varilla Long. 6 m)
1/4"	2	1.491
3/8"	3	3.358
1/2"	4	5.968
5/8"	5	9.335
3/4"	6	13.417
7/8"	7	18.261
1"	8	23.841

Fuente: Cartilla Nacional de la Construcción, 2011

Comúnmente a la hora de hacer este tipo de metrados se toman en cuenta los traslapes requeridos cuando haya que hacer una unión de varillas en tramos largos y las escuadras, que irán siempre en las esquinas o cuando haya cambio de refuerzo.

Tabla 3. Traslape de las varillas de acero.

Varilla	Traslape
1/4"	0.30 m
3/8"	0.30 m
1/2"	0.40 m
5/8"	0.50 m
3/4"	0.60 m
7/8"	0.70 m
1"	0.80 m

Fuente: Cartilla Nacional de la Construcción, 2011

1.5.3.4.2.5. Subetapa 05: Formaleta en zapatas y vigas sísmicas

Las formaletas o cimbras pueden ser placas de madera o metálicas, pero de igual manera se puede utilizar el terreno natural para dar forma a los cimientos, cualquiera de estas formas que se utilice para colar el elemento se debe de tener mucho cuidado en las juntas y sellarlas bien para no haber perdida de lechada.

Para el cálculo de estas se medirán toda el área de contacto de la formaleta y sumarlas todas según el elemento y su unidad de medida será en m².

1.5.3.4.2.6. Subetapa 06: Concreto

La mezcla del concreto a utilizar en la obra según la etapa será especificada en los planos y esta se puede dar de 2 maneras diferentes:

- 1) El concreto mezclado a mano se hace sobre una batea de madera o bien sobre una superficie limpia y seca.
- 2) El mezclado a máquina que puede ser echo en trompo o comprado a una compañía de concretos.

En esta etapa se calculará el volumen de concreto a emplear según el elemento (ancho x alto x largo) su unidad de medida es m³ al final hacer la sumatoria de los volúmenes.

1.5.3.4.2.7. Subetapa 17: Mejoramiento de fundaciones

El material de relleno debe ser depositado en capas de no más de 20 cm de espesor y ser compactado hasta un mínimo de 95% Proctor. Cada capa debe procesarse controlando su contenido óptimo de humedad.

1.5.3.4.3. Etapa 040: Estructura de concreto

1.5.3.4.3.1. Subetapa 01: Acero de refuerzo

Será todo el acero manejado en la estructura de concreto como columnas, vigas, losas, etc. ya sea como refuerzo longitudinal o transversal; mediremos la longitud real de las varillas tomando en cuenta los dobleces y restando el recubrimiento y

la longitud del tramo se mide de centro a centro. El cálculo del peso se efectúa con el mismo procedimiento que en la fundación.

1.5.3.4.3.2. Subetapa 11: Concreto estructural

Calcular el volumen de concreto especificando los tipos de concretos a utilizar si hay varios de estos se medirá en m³.

1.5.3.4.3.3. Subetapa 20: Otro tipo de estructura

La construcción de las gradas conlleva una serie de actividades las cuales se detallan a continuación y se realizarán como una sola actividad dentro de esta subetapa:

- a) Relleno y compactación con material sobrante del sitio, se calculará el volumen del material a utilizar en esta actividad medida en m³.
- b) Concreto para estructuras transversales de gradas.

1.5.3.4.4. Etapa 060: Techos y fascias

1.5.3.4.4.1. Subetapa 02: Estructura de acero

Esta estructura es la principal, la cual es destinada para soportar la estructura secundaria a los cuales se les puede llamar clavadores y en estos descansará la cubierta de techo. La estructura principal descansará sobre las columnas metálicas de perfil WF.

Los materiales que más se utilizan para este tipo de estructuras también son usados para columnas y vigas de los cuales tenemos las cajas de perlines o bien la unión de perlines por medio de soldadura, perlines para el uso en clavadores, platinas, angulares, pernos de aceros, acero de refuerzo y tensores de acero.

Para el cálculo en esta sub etapa se podrían medir los metros lineales de perlines u otros perfiles que se utilizarán en la estructura principal y secundaria luego hacer la sumatoria de todas estas distancias acorde a cada perfil y multiplicarlas por el peso de cada uno de estos lo que nos daría la cantidad en libras; sin embargo, el software ETABS brinda las longitudes de los perfiles necesarios y el peso de los mismos, por ello se tomará el dato según el software.

1.5.3.4.4.2. Subetapa 03: Cubiertas de láminas de zinc

Para iniciar el fijado de las láminas se deberá estudiar las dimensiones a cubrir en el sentido longitudinal como transversal para poder evaluar el número de láminas y de cortes según las dimensiones del área, se aplicará lo mismo en el momento de aumentar los traslapes en uno u otro sentido para evitar el seccionamiento de las láminas.

Los planos constructivos indican que se utilizara una lámina ondulada (zinc-aluminio) COLORALUM estándar calibre 26 prepintada de 20'.

Toda lámina tendrá por lo menos dos apoyos transversales obligados, uno en cada extremo, en el caso de los traslapes para ambos sentidos se trabajará según las especificaciones del fabricante de la lámina para garantizar el ancho útil correspondiente.

Para esta subetapa se calcularán las áreas tomando en cuenta el desarrollo del arco indicado en planos y se determinará en m².

1.5.3.4.5. Etapa 070: Acabados

1.5.3.4.5.1. Subetapa 05: Fino corriente directo

Para emplear el fino corriente se requiere que las áreas donde se aplique estén debidamente repelladas o revocadas, la aplicación será mano; la mezcla a utilizar se debe usar después de cinco días de aplicado el repello. Se usará para la mezcla una proporción de 1:2 (1 parte por volumen de cemento tipo I y 3 partes de arenilla fina), la arenilla deberá ser cribada en la criba más fina. Es usual que el espesor de éste sea de 1-2 cm, dependiendo de la finura que se quiera dar a la superficie.

1.5.3.4.6. Etapa 160: Electricidad

1.5.3.4.6.1. Subetapa 04: Lámparas y accesorios

Se miden por unidad, es decir C/U y las cantidades se determinarán según el plano eléctrico.

1.5.3.4.7. Etapa 200: Pintura

1.5.3.4.7.1. Subetapa 05: Pintura especiales

Según las características se aplicará sobre la losa una pintura especial. Dicha pintura está formulada para lograr una mayor durabilidad, alta resistencia a la abrasión, prolongación de la belleza y adaptarse a las necesidades de uso del ambiente. Cuando diluimos pintura hay que cuidar que la viscosidad sea la adecuada para su aplicación (se deben seguir las indicaciones del fabricante). Una pintura muy diluida dará resultados poco favorables.

El cálculo de esta actividad es en m² de señalización deportiva en losa y depende del tipo de pintura para saber cuántas pasadas hay que darle.

1.5.3.4.8. Etapa 201: Limpieza final y entrega

1.5.3.4.8.1. Subetapa 03: Limpieza final

Comprende a la limpieza de todos los desechos, escombros, materiales de excavación, así como toda la basura de los envases de los materiales, como cajas, bolsas y toda la hierba que crece en el predio donde ha sido construida la obra, a consecuencia de las lluvias, etc. toda esta basura deberá ser trasladada a los botaderos municipales. Se procura que no se hayan manchado de pintura el piso o las puertas, que no se encuentren residuos de lechada en el piso o las paredes, etc. El área a utilizar será igual al área utilizada en la limpieza inicial y se mide en m².

1.5.3.5. Programación de la obra

Las actividades de presupuestar y programar están entrelazadas entre sí, no se pueden delimitar como dos etapas diferentes, antes y después del presupuesto se dan actividades de programación. La programación implica la anticipación de cómo se ejecutará una obra, involucra la formulación de un plan de acción para la ejecución y definición de los recursos necesarios para lograrlo en tiempo, costo, calidad y forma acorde a especificaciones previas mencionadas por los diseñadores.

Las actividades incluidas en un programa de obras son todas las necesarias para su realización, no solamente las de tipo constructivo también involucra actividades como instalaciones de oficinas, bodegas, champas, así como las relativas a terminación y entrega de la obra.

En cada actividad se debe seleccionar adecuadamente la unidad de medida, de ello dependerá que la función de programación cumpla su objetivo en la etapa del control, para efecto de comparar lo programado contra lo ejecutado. Es de igual importancia la cantidad programada para cada actividad, en el caso de las actividades relativas a la ejecución de obras se obtiene directamente de los planos, a esta actividad se le conoce como cuantificación. Posteriormente, en la etapa de la ejecución y control de la obra, se obtendrán las actividades reales directamente de lo ejecutado en obra mediante la actividad que se denomina medición o cubicación.

Para efecto de tener un programa de la ejecución de la obra lo más apegado a la realidad, aparte de contar con todos los elementos del proyecto, es importante tener el presupuesto definitivo de la obra (Instituto Nicaragüense de Fomento Municipal, 2006).

1.5.3.5.1. Duración de las actividades

La duración es la cantidad de tiempo necesaria para la ejecución completa de la actividad medida en periodos de trabajo. La duración siempre debe referirse a días laborables, es decir, aquéllos en los que se trabaja realmente, y no a días naturales.

Por ejemplo, una actividad que se estima en dos semanas de trabajo, de lunes a viernes, tiene una duración de 10 días y no de 12, como indicaría la cuenta sobre el calendario ya que el sábado y el domingo no intervienen.

Tras identificar las actividades que integran la planificación, el siguiente paso es determinar la duración de cada una. De estas duraciones depende el plazo de la obra y la fecha de los hitos intermedios. Las duraciones mal asignadas pueden corromper la planificación, lo que la haría inviable o sin utilidad práctica para los

responsables de la obra. El valor real de la planificación y la confianza que merece residen principalmente en dos parámetros: la duración y la lógica (la interdependencia entre las actividades). Estos elementos son la base para el cálculo de la red y generarán los siguientes resultados:

- Plazo total del proyecto.
- Fechas de inicio y final de cada actividad.
- Identificación de actividades cuya ejecución debe suceder necesariamente en la fecha calculada para no demorar los proyectos (actividades críticas).
- Holguras de actividades no críticas.
- Margen de las actividades para desplazarse en el tiempo y minimizar los conflictos entre los recursos (nivelación de recursos).
- Identificación de las actividades más adecuadas para comprimir la duración, a fin de reducir el tiempo total del proyecto (aceleración).

1.5.3.6. Softwares implementados

Tabla 4. Programas usados para el desarrollo del proyecto

Programa	Utilidad
	<p>NovoSPT Correlaciona propiedades del suelo a partir del recuento de golpes SPT, este programa se basa en más de 70 artículos publicados, libros de referencia geotécnicos y ha recopilado más de 300 correlaciones SPT con varias propiedades del suelo.</p>
	<p>ETABS Proporciona un conjunto inigualable de herramientas para ingenieros de estructuras que modelan y dimensionan tanto edificios industriales de un piso, como también torres de varios pisos. Tiene enormes capacidades y es de fácil uso.</p>
	<p>GEO5 Contiene programas para el análisis de cimentaciones superficiales como “GEO5 zapatas” para diseñar zapatas aisladas y continuas sometidas a una carga general. Calcula la capacidad portante vertical y horizontal, el asentamiento, la rotación de la base, determina el refuerzo longitudinal y el corte requerido.</p>
	<p>RAM CONNECTION Útil para diseñar y detallar las conexiones de acero estructural, incluyendo viga a viga, viga a columna, el extremo del soporte y las conexiones complejas de varios miembros. Simplifica la disposición de placas, refuerzos, pernos y soldaduras con una amplia biblioteca de tipos de conexión estándar.</p>
	<p>AUTOCAD Software utilizado para dibujo 2D y modelado 3D. AutoCAD es un programa reconocido a nivel internacional por sus amplias capacidades de edición.</p>

Fuente: elaboración propia

Continuación tabla 4. Programas usados para el desarrollo del proyecto

Programa	Utilidad
PROJECT	Es un software de administración y programas de proyectos desarrollado y comercializado por Microsoft para asistir administradores de proyectos en el desarrollo de planes, asignación de recursos a tareas, dar seguimiento al proceso, administrar presupuesto y analizar cargas de trabajo.
EXCEL	Crea hojas de cálculo con facilidad a partir de plantillas o desde cero y realiza cálculos con fórmulas modernas (aplica funciones matemáticas de mayor complejidad o utiliza funciones estadísticas).



Fuente: elaboración propia

1.6. DISEÑO METODOLÓGICO

La investigación a realizar, según el nivel de profundidad es descriptiva, puesto que se detallarán los pasos para el diseño, estimación del costo y programación de la construcción de una cancha deportiva.

De acuerdo al tiempo de ocurrencia la investigación es prospectiva, debido a que se obtendrá información del diseño, para la construcción de la cancha deportiva, que ejecutará el Instituto Filemón Rivera Quintero en el año 2021.

El enfoque de esta investigación es cuantitativo, dado que se obtendrán cantidades de datos importantes tanto de los estudios a realizar (estudio geotécnico y el diseño estructural) como también del presupuesto estimado para el proyecto.

El método deductivo, se utilizó para el abordaje de los conocimientos relacionados a la mecánica de suelos y la ingeniería estructural, lo cual permitió trabajar con el estudio geotécnico y el diseño estructural.

El método de análisis, sirvió para investigar, seleccionar y procesar la información bibliográfica consultada y confeccionar el marco teórico. Asimismo, se hizo uso de este método para examinar las pruebas de laboratorios de suelos.

El método de síntesis, permitió redactar las conclusiones en cuanto a evaluación de todos los estudios realizados y las conclusiones del estudio Monográfico. De la misma manera, se hizo uso de material didáctico, ya que de esta información depende un gran porcentaje de esta investigación.

1.6.1. Metodología para el diseño de la estructura de techo

Inicialmente se determinaron las cargas de diseño sobre la estructura conforme las disposiciones del Reglamento Nacional de la Construcción, RNC-07 y se idealizó dicha estructura mediante el programa ETABS V.16. Luego se realizó el análisis estructural implementando el mismo software.

Se diseñaron los elementos de la estructura de techo metálica (largueros de techo, elementos de cerchas, columnas, etc.) acorde a la especificación AISC 360-16 y AISC 341-16. Es decir, se realizó una propuesta de perfiles de acero.

Después, se efectuó una revisión manual (según los códigos AISC 360-16) de elementos estructurales críticos propuestos por el software ETABS V.16. Una vez diseñada la estructura de techo y las cimentaciones, se procedió al diseño de conexiones y placas base, de acuerdo a los códigos correspondientes.

1.6.2. Metodología para el diseño de las cimentaciones

Para el diseño de las cimentaciones de la estructura de techo, fue necesario conocer el valor de la capacidad de carga admisible del suelo donde se ha de construir la cancha y las cargas obtenidas a partir del análisis y diseño estructural. El diseño estructural de las cimentaciones se llevó a cabo según las especificaciones ACI 318-19.

La capacidad de carga admisible del suelo se estimó a partir de los datos obtenidos en el estudio geotécnico. Dicho estudio incluyó un ensayo de penetración estándar, SPT, mediante el cual se obtuvieron muestras de suelo que fueron llevadas al laboratorio para efectuarles el análisis granulométrico, determinación de límites de Atterberg y la clasificación SUCS; en esta última se implementaron los resultados de la granulometría y los límites de consistencia.

Posteriormente, a través del conteo del número de golpes (N) en el ensayo SPT, se encontraron factores como el ángulo de fricción interna del suelo, no sin antes haber hecho correcciones al valor de N obtenido en campo; todo este proceso será corroborado con el software NovoSPT.

La capacidad de carga admisible se calculó utilizando la teoría de Terzaghi, que es plenamente estudiada en Mecánica de Suelos, también para efectuar el cálculo se tomará en cuenta el tipo de suelo encontrado en la exploración.

1.6.3. Metodología usada para el cálculo de costos y para estimar la programación del proyecto

Dado que en esta etapa ya se había realizado todo el diseño del proyecto, se procedió a la elaboración de los planos en AutoCAD (estructura de techo, cimentaciones, conexiones y placas base, graderías, etc.), a calcular la cantidad de materiales necesarios para la construcción del mismo y a estimar por medio de cotizaciones los costos correspondientes de dichos materiales según los precios del mercado nacional, mano de obra, entre otros.

Por otro lado, se efectuó la programación del proyecto recurriendo al programa Ms Project, proceso en el que se ordenó en el tiempo de forma lógica y secuencial la ejecución de cada una de las actividades necesarias.

La finalidad de la programación fue determinar los tiempos de realización de las distintas actividades que comprenden el proyecto y la coordinación de las mismas, a fin de poder calcular la duración total. Para efectuar este procedimiento se desglosaron adecuadamente las actividades que constituyen el proyecto y la secuencia general de trabajo. Como herramienta útil para tal fin, se implementó el Diagrama de Gantt, cuyo objetivo es exponer el tiempo de dedicación previsto para diferentes actividades a lo largo de un tiempo total determinado.

CAPÍTULO II: ESTUDIO GEOTÉCNICO Y CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DEL SUELO

2. CAPÍTULO II: ESTUDIO GEOTÉCNICO Y CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DEL SUELO

Esencialmente, el estudio geotécnico es un sumario de información y datos específicos sobre las características del suelo en relación con el proyecto de edificación y el lugar donde se ubica, para el posterior dimensionado de sus cimientos. Como dicen los expertos, no existen suelos buenos o suelos malos, existen suelos distintos, por eso es tan importante conocerlos, para así poder adaptar los proyectos a ellos. De esta manera el estudio geotécnico se convierte en una herramienta esencial que brinda detalles geológicos y geotécnicos del área a edificar; a partir de allí se definirán el diseño, la estructura a construir y las profundidades a excavar.

En la presente investigación se llevó a cabo un estudio geotécnico con la finalidad de efectuar un correcto cálculo y diseño de las cimentaciones, puesto que los procedimientos de cálculo de las cimentaciones, ya sean estas superficiales o profundas, están directamente relacionadas con la clasificación del terreno. El estudio geotécnico que se realizó incluye: dos ensayos de penetración estándar SPT, determinación del análisis granulométrico por medio del método mecánico, límite de consistencia o de Atterberg y clasificación SUCS; dichos ensayos se ejecutaron acorde a las normas ASTM, designaciones D-1586, D-422, D-4318 y D-2487, respectivamente. Esta información se utilizó para determinar la capacidad de carga admisible del suelo.

Cabe mencionar que se implementó el software NovoSPT para correlacionar las propiedades del suelo a partir del recuento de golpes SPT, este programa se basa en más de 70 artículos publicados, libros de referencia geotécnicos y ha recopilado más de 300 correlaciones SPT con varias propiedades del suelo. La capacidad de carga admisible del suelo se determinó a partir de las ecuaciones de Terzaghi y Vesic, esto con fines comparativos.

Al final de este capítulo, se presentan los resultados obtenidos para capacidad de carga admisible del suelo según Terzaghi y Meyerhof para las profundidades de 1.20 m y 1.5 m (a manera de ejemplo del proceso de cálculo).

2.1. Ensayos de penetración estándar, SPT. ASTM D-1586

A como se mencionó anteriormente, se efectuaron dos sondeos S-1 y S-2, a partir de los cuales se correlacionan algunas propiedades del suelo como el ángulo de fricción interna y por medio de dicho ángulo y la geometría de la zapata se estima la capacidad de carga admisible del suelo a diferentes profundidades.

En los siguientes párrafos se detalla a manera de ejemplo el proceso de cálculo usado para las profundidades de 1.20 m y 1.50 m, al final de este capítulo se muestran resumidos en tablas los datos que se obtuvieron para diferentes profundidades.

2.1.1. Datos obtenidos en los ensayos de penetración estándar, SPT-1 y SPT-2

Las tablas siguientes resumen los datos que resultaron de los dos ensayos de penetración estándar:

Tabla 5. Resultados obtenidos para el sondeo S-1.

Sondeo N°	Profundidad (pies)	Muestra N°	Clasificación de Campo	N° de Golpes				Recobro (pulg)
				1	2	3	N	
S-1	0.0 - 1.5	1	Arena limosa, color café	1	3	5	8	8.5
S-1	1.5 - 3.0	2	Arena limosa, color café	5	5	5	10	8.5
S-1	3.0 - 4.5	3	Arena limosa, color café claro	3	4	4	8	5.0
S-1	4.5 - 6.0	4	Arena limosa, color café	5	5	7	12	5.0
S-1	6.0 - 7.5	5	Arena limosa, color café	7	10	13	23	11.0
S-1	7.5 - 9.0	6	Arena limosa, color café	8	12	17	29	11.0
S-1	9.0 - 10.5	7	Arena limosa, color café	5	8	14	22	10.0
S-1	10.5 - 12.0	8	Arena limosa, color café	16	6	5	11	10.0
S-1	12.0 - 13.5	9	Arena limosa, color café claro	8	18	11	29	6.0
S-1	13.5 - 15.0	10	Arena limosa, color café claro	14	12	12	24	6.0

N: Número de golpes por pie de penetración.

Fuente: elaboración propia

Tabla 6. Resultados obtenidos para el sondeo S-2.

Sondeo N°	Profundidad (pies)	Muestra N°	Clasificación de Campo	N° de Golpes				Recobro (pulg)
				1	2	3	N	
S-2	0.0 - 1.5	1	Arena limosa, color café	1	4	7	11	8.0
S-2	1.5 - 3.0	2	Arena limosa, color café	7	7	7	14	8.0
S-2	3.0 - 4.5	3	Arena limosa, color gris	5	5	5	10	8.0
S-2	4.5 - 6.0	4	Arena limosa, color café claro	16	10	17	27	7.0
S-2	6.0 - 7.5	5	Arena limosa, color gris	11	9	16	25	5.0
S-2	7.5 - 9.0	6	Arena limosa, color café	13	15	16	31	13.0
S-2	9.0 - 10.5	7	Arena limosa, color café	14	13	10	23	8.0
S-2	10.5 - 12.0	8	Arena limosa, color café claro	10	24	21	45	8.5
S-2	12.0 - 13.5	9	Arena limosa, color café	17	21	26	47	9.0
S-2	13.5 - 15.0	10	Arena limosa, color gris	17	11	19	30	9.5

N: Número de golpes por pie de penetración.

Fuente: elaboración propia

2.2. Análisis granulométrico por el método mecánico y clasificación SUCS, ASTM D-422 y D-2487

2.2.1. Análisis granulométrico

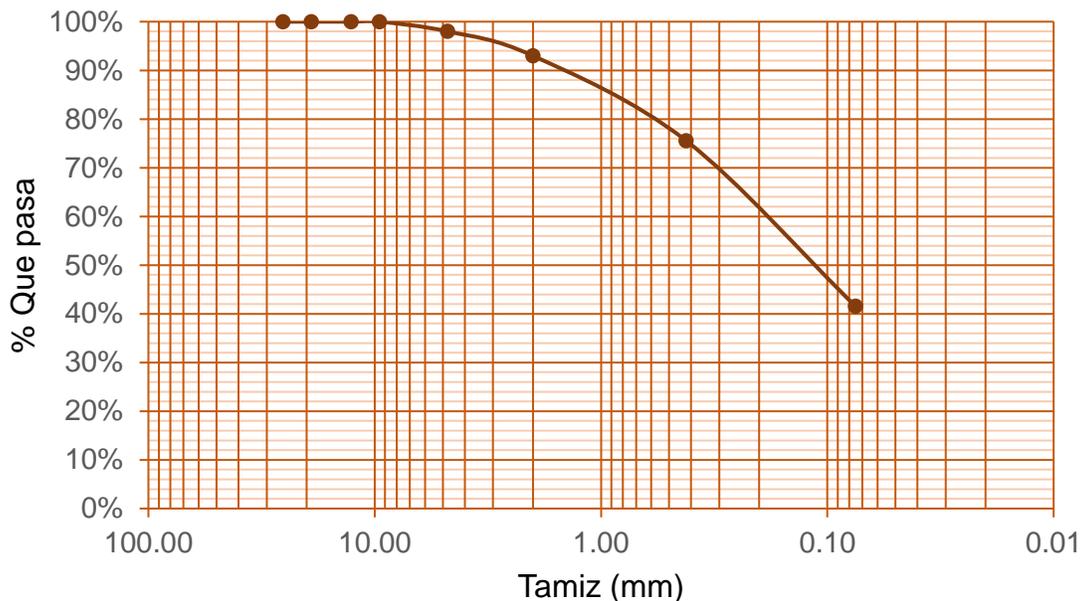
A las muestras alteradas obtenidas en el SPT, se les efectuó un análisis granulométrico implementando el método mecánico, el cual se especifica en la designación ASTM D-422. Por ejemplo, para la profundidad de 0.90 m a 1.20 m (muestra N° 3 del sondeo N° 1) se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 7. Curva Granulométrica S-1 (3.0'-4.5').

Tamiz (mm)	25.40	19.05	12.70	9.53	4.76	2.00	0.42	0.08
% Que pasa	100%	100%	100%	100%	98%	93%	76%	42%

Fuente: elaboración propia

Figura 7. Curva granulométrica muestra N° 3, S-1. (3.0'-4.5')



Fuente: elaboración propia

De los resultados que se muestran en la tabla 7 y con base en las normas ASTM D-2487, se deducen los aspectos siguientes:

- Grava: partículas de roca que pasan el tamiz de 3 pulgadas (75 mm) y quedan retenidas en un tamiz norteamericano estándar No.4 (4.76 mm). En esta muestra de suelo corresponden al 2%.
- Arena: partículas de roca que pasan por el tamiz No.4 (4.76 mm) y son retenidas en el tamiz estándar No. 200 (0.075 mm). Para esta muestra de suelo constituyen el 56%. Las arenas tienen las siguientes subdivisiones:
 - ✓ Grueso: pasa un tamiz No. 4 (4.76 mm) y es retenido en un tamiz No. 10 (2.00 mm), corresponden el 5% de la muestra.
 - ✓ Medio: pasa un tamiz No. 10 (2.00 mm) y es retenido en un tamiz No.40 (0.425 mm), conforman el 17% de la muestra.
 - ✓ Fino: pasa un tamiz No.40 (0.425 mm) y es retenido en un tamiz No.200 (0.075 mm), equivalen al 34% de la muestra.
- Limos: es la porción de suelo que pasa el tamiz estándar norteamericano No.200 (0.075 mm) que no es plástico o con poco contenido de plástico y

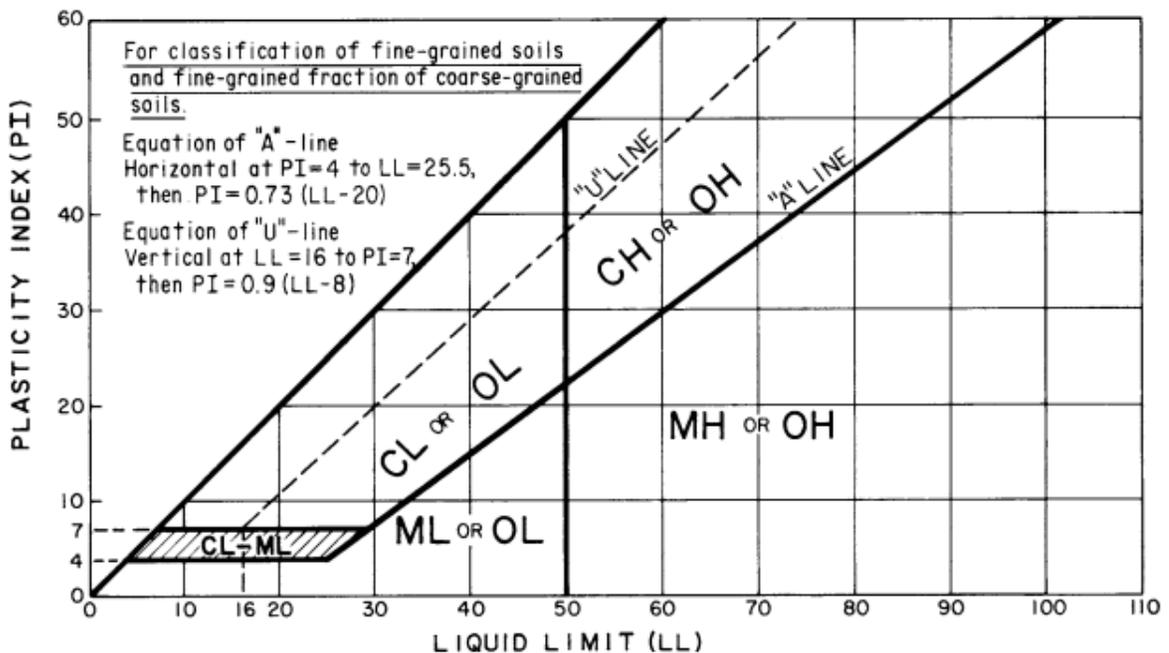
que muestra poca o nula fuerza cuando se seca al aire, constituyen el 42% de la muestra.

2.2.2. Clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de suelos, SUCS, ASTM D-2487

De acuerdo al análisis granulométrico detallado en la sección 2.2.1, el 2% de la muestra corresponde a gravas, el 56% a arenas y el 42% a limos. Dado que el tamiz No. 200 (0.075 mm) retiene el 56%, lo que es más del 50%, la división principal corresponde a suelo de grano grueso (ver figura 9).

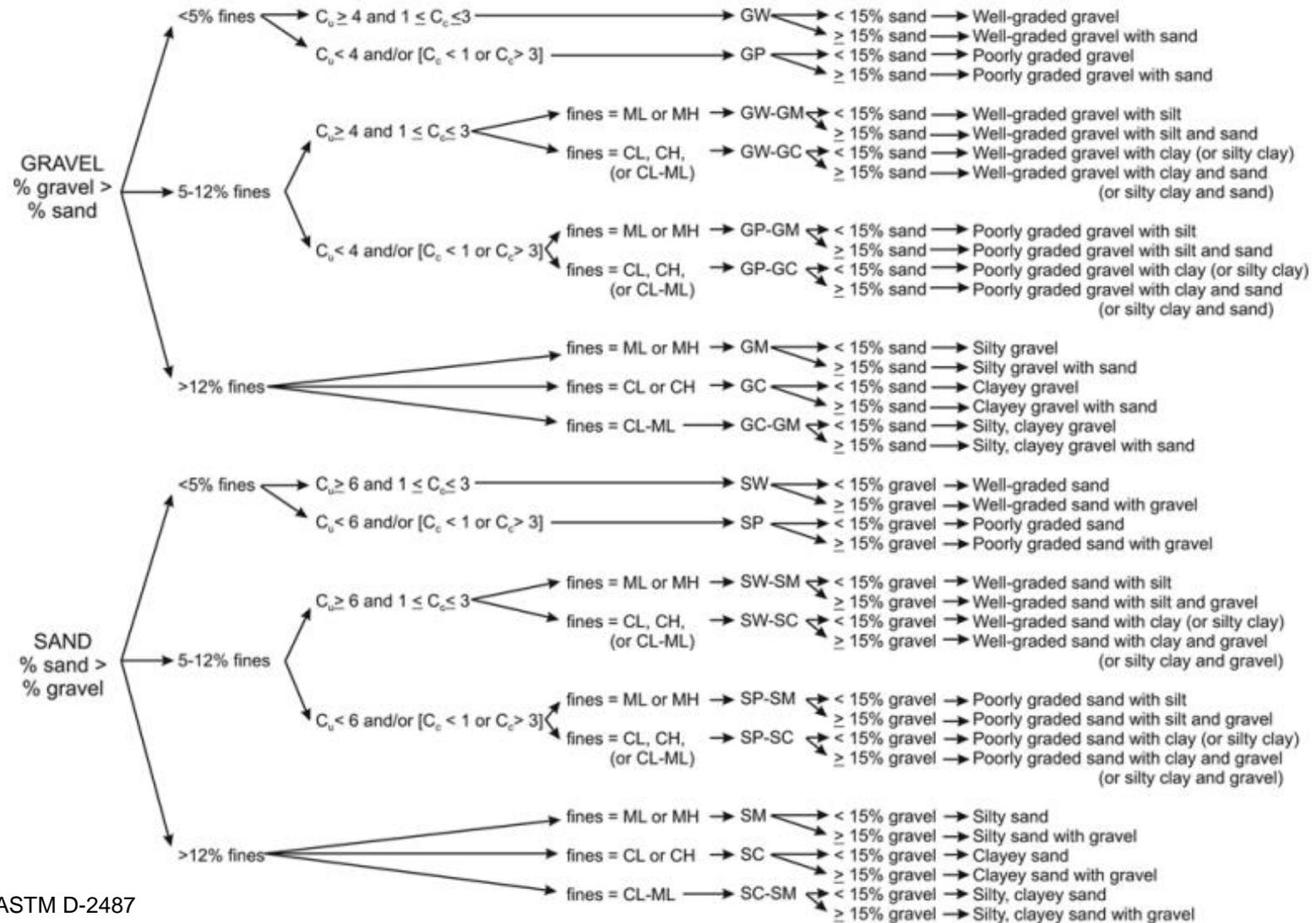
Por otro lado, dado que el porcentaje de arena (56%) es mayor que el porcentaje de grava (2%), el suelo se clasifica como arena y según la apreciable cantidad de finos (>12%) no plásticos que muestran poca o nula fuerza cuando se secan al aire; se concluye la clasificación de la muestra de suelo como arena limosa, SM (mezclas de arena y limo). Ver figuras 8 y 9.

Figura 8. Carta de Plasticidad.



Fuente: ASTM D-2487

Figura 9. Diagrama para clasificación de suelos gruesos



Fuente: ASTM D-2487

2.2.3. Tablas de resultados para análisis granulométrico y clasificación SUCS

Los resultados del análisis granulométrico y clasificación SUCS para las muestras obtenidas en ambos sondeos, S-1 y S-2, se muestran a continuación:

Tabla 8. Resultados del análisis granulométrico de suelos y clasificación SUCS. S-1.

Sondeo N°	Muestra N°	Profundidad (pies)	% Que pasa por el tamiz				L.L. (%)	I.P. (%)	Humedad (%)	Clasificación SUCS				
			1"	3/4"	1/2"	3/8"								
S-1	1	0.0 - 1.5			100	79	76	59	34	--	NP		SM	
S-1	2	1.5 - 3.0			100	79	76	59	34	--	NP	18	SM	
S-1	3	3.0 - 4.5			100	98	93	76	42	--	NP		SM	
S-1	4	4.5 - 6.0			100	98	93	76	42	--	NP	25.2	SM	
S-1	5	6.0 - 7.5			100	97	85	73	55	30	--	NP		SM
S-1	6	7.5 - 9.0			100	97	85	73	55	30	--	NP	37.6	SM
S-1	7	9.0 - 10.5			100	97	85	73	55	30	--	NP		SM
S-1	8	10.5 - 12.0			100	97	85	73	55	30	--	NP	44.1	SM
S-1	9	12.0 - 13.5			100	95	88	60	31	--	NP		SM	
S-1	10	13.5 - 15.0			100	95	88	60	31	--	NP	36.4	SM	

N: No. de golpes por pie de penetración **L.L:** Límite líquido **L.P:** Límite plástico

Fuente: elaboración propia

Tabla 9. Resultados del análisis granulométrico de suelos y clasificación SUCS. S-2.

Sondeo N°	Muestra N°	Profundidad (pies)	% Que pasa por el tamiz								L.L. (%)	I.P. (%)	Humedad (%)	Clasificación SUCS	
			1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°40	N°200					
S-2	1	0.0 - 1.5					100	79	76	59	34	--	NP		SM
S-2	2	1.5 - 3.0					100	79	76	59	34	--	NP	23.7	SM
S-2	3	3.0 - 4.5						100	94	64	23	--	NP		SM
S-2	4	4.5 - 6.0					100	98	93	76	42	--	NP	31.3	SM
S-2	5	6.0 - 7.5					100	92	91	68	40	--	NP		SM
S-2	6	7.5 - 9.0					100	99	95	69	32	--	NP	47.3	SM
S-2	7	9.0 - 10.5				100	98	93	87	66	35	--	NP		SM
S-2	8	10.5 - 12.0					100	95	88	60	31	--	NP	45.5	SM
S-2	9	12.0 - 13.5						100	98	73	33	--	NP		SM
S-2	10	13.5 - 15.0						100	94	64	23	--	NP	28.1	SM

N: No. de golpes por pie de penetración **L.L:** Límite líquido **L.P:** Límite plástico

Fuente: elaboración propia

2.3. Capacidad de carga admisible del suelo

Tal como se indica en la sección 2.1, los cálculos que se muestran a continuación se detallan para ejemplificar el proceso de cálculo que se ha usado para estimar la capacidad de carga admisible del suelo a diferentes profundidades. Se ejemplifica el cálculo para las profundidades de 1.20 m y 1.50 m.

2.3.1. Capacidad de carga para $D_f = 1.20$ m y $D_f = 1.50$ m, sondeo S-1

2.3.1.1. Corrección del número de golpes “N” y estimación del peso específico del suelo “ γ ”

El número de golpes por pie de penetración, N, se obtiene mediante la suma del número de golpes de las dos últimas penetraciones de 0.5 pies por cada muestra de 1.5 pies. Estos valores obtenidos se corrigen aplicando los factores C_e , C_s , C_r y C_b , los cuales se calculan según Skempton²⁴ y se definen como sigue:

- Factor de corrección por nivel de energía, E: ajusta la energía del equipo SPT al 60% de energía estándar. Este factor de corrección se denomina C_e en el software NovoSPT (sección 1.5.3.6).

$$C_e = \frac{E}{60} \text{ (Skempton, 1986)}$$

- Diámetro del perforador, D: el tamaño del perforador afecta a los recuentos de golpes SPT. Este factor de corrección se denomina C_b en NovoSPT.

$$C_b = \begin{cases} 1, & \text{si } D < 150 \text{ mm} \\ 1.05, & \text{si } D > 150 \text{ mm} \\ 1.15, & \text{si } D > 200 \text{ mm} \end{cases} \text{ (Skempton, 1986)}$$

- Método de muestreo: algunos muestreadores SPT tienen un revestimiento. Esto afectará los recuentos de golpes SPT y su factor de corrección se llama C_s en NovoSPT.
- Longitud del varillaje: este factor de corrección se llama C_r y depende de la longitud del varillaje SPT que es aproximadamente igual a la profundidad

²⁴ Ingeniero Civil británico. Junto con Karl Terzaghi es conocido como uno de los padres fundadores de la disciplina de la Ingeniería de Mecánica de Suelos.

de la prueba. NovoSPT añade 1 metro (para tener en cuenta la distancia entre el yunque y la superficie del suelo) a la profundidad total de prueba al calcular C_r .

- ✓ Si $L < 4 \text{ m} \Rightarrow C_r = 0.75$
- ✓ Si $4 \text{ m} < L < 6 \text{ m} \Rightarrow C_r = 0.835$
- ✓ Si $6 \text{ m} < L < 10 \text{ m} \Rightarrow C_r = 0.95$
- ✓ Si $L > 10 \text{ m} \Rightarrow C_r = 1.0$

$$C_r = \frac{1}{0.99 + \frac{4.3166}{L^2}} \quad (\text{Skempton, 1986})$$

- Esfuerzo de sobrecarga: esta corrección se denomina generalmente como "factor de corrección de profundidad" o C_n y depende de la sobrecarga debida al suelo, a la profundidad de prueba.

Las siguientes expresiones permiten estimar dicho factor:

a) $C_n = 0.77 \log \frac{20}{\sigma'_v}$, $[\sigma'_v] = \text{Kg/cm}^2$ (Peck, Hanson and Thornburn, 1974)

b) $C_n = 0.77 \log \frac{1920}{\sigma'_v}$,

$[\sigma'_v] = \text{KN/m}^2$ (Canadian Foundation Engineering Manual, 2006)

c) $C_n = \sqrt{\frac{98.07}{\sigma'_v}}$, $[\sigma'_v] = \text{KN/m}^2$ (Liao and Whitman, 1986)

El factor C_n se calcula según el Manual de Ingeniería de la Fundación Canadiense.

Los factores C_e , C_s , C_r y C_b se sustituyen por un solo factor "C":

✓ $C = C_e \cdot C_s \cdot C_r \cdot C_b$

El esfuerzo efectivo a una profundidad Z se calcula $\sigma'_v = \gamma \cdot Z$.

Finalmente, las correcciones N_{60} y N_{160} :

✓ $N_{60} = N \cdot C$

$$\checkmark N_{160} = N_{60} \cdot C_n$$

De la tabla 5, se tiene que para $Z = 1.2$ m, $N = 12$.

$$C = C_e \cdot C_s \cdot C_r \cdot C_b = (1.00)(1.00)(0.75)(1.05) = 0.79$$

$$N_{60} = N \cdot C = (12)(0.79) \approx 9$$

Para determinar el valor corregido N_{160} , es necesario estimar la densidad del suelo para hacer el cálculo del esfuerzo efectivo a la profundidad de estudio y así calcular el factor “ C_n ”. Este proceso se explica a continuación:

- 1) Con el valor de N_{60} se correlaciona por medio de Terzaghi, Peck y Mesri el ángulo de fricción interna del suelo ϕ (ver sección 2.3.1.2) y a partir de dicho ángulo se estima el peso específico γ usando la tabla 11:

$$\phi = 28 + \frac{N_{60}}{4} \quad (\text{Terzaghi, Peck and Mesri, 1996})$$

$$\phi = 28 + \frac{N_{60}}{4} = 28 + \frac{9}{4} = 30.25^\circ$$

$$\phi = 30.25^\circ \times \frac{\pi}{180^\circ} = 0.528 \text{ rad}$$

- 2) Acorde a los valores obtenidos para el número de golpes por pie de penetración en el ensayo SPT ($N = 12$ para $Z = 1.2$ m), se puede describir el depósito de suelo como medio denso, esto según la tabla 10.

Tabla 10. Compacidad relativa (aproximada) a partir del número N.

N SPT	Cr (%)	Descripción del depósito de suelo
0-5	0-5	Muy suelto
5-10	5-30	Suelto
10-30	30-60	Medio
30-50	60-95	Denso

N: Número de golpes por pie de penetración. **Cr:** Compacidad relativa aproximada.

Fuente: Guías de Laboratorio de Suelos I. UNI- FTC.

- 3) A partir del valor estimado para el ángulo ϕ , se puede correlacionar la densidad húmeda o natural del suelo según la tabla 11.

Tabla 11. Valores empíricos del ángulo de fricción ϕ y peso específico.

DESCRIPCIÓN	Muy suelto	Suelto	Medio	Denso	Muy denso
Suelo fino	26-28	28-30	30-34	33-38	
Suelo medio	27-28	30-32	32-36	36-42	<50
Suelo grueso	28-30	30-34	33-40	40-50	
Densidad húmeda (KN/m³)	11-16	14-18	17-20	17-22	20-23

Fuente: Bowles, Joseph E.; Foundation Analysis and Design.

Dado que se tiene un depósito de suelo medio denso, se toma la densidad natural del suelo como 17 KN/m³.

Ahora, ya estimada la densidad del suelo se calculan σ'_v , C_n y N_{160} .

$$\sigma'_v = \gamma \cdot Z = (1.2 \text{ m}) (17 \text{ KN/m}^3) = 20.4 \text{ KN/m}^2$$

$$C_n = 0.77 \log \frac{1920}{\sigma'_v} = 0.77 \log \frac{1920}{20.4} = 1.52$$

$$N_{160} = N_{60} \cdot C_n = (9)(1.52) \approx 14$$

Los resultados de las correcciones del número de golpes para ambos sondeos se resumen en las tablas 12 y 13.

Tabla 12. Cálculo del número de golpes corregido para el sondeo S-1.

Z (m)	N	γ (KN/m ³)	σ'_v (KN/m ²)	E (%)	C _e	C _s	C _r	C _b	C	C _n	N ₆₀	N ₁₍₆₀₎
0.305	8	17.00	5.18	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.70	6	10
0.610	10	17.00	10.36	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.70	8	14
0.914	8	17.00	15.54	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.61	6	10
1.219	12	17.00	20.73	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.51	9	14
1.524	23	17.00	25.91	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.44	18	26
1.829	29	17.00	31.09	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.38	23	32
2.134	22	17.00	36.27	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.33	17	23
2.438	11	17.00	41.45	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.28	9	12
2.743	29	17.00	46.63	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.24	23	29
3.048	24	17.00	51.82	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.21	19	23

C_e, C_s, C_r, C_b: Según Skempton, 1986. C_n: Según Canadian Foundation Engineering Manual, 2006.

Fuente: elaboración propia

Tabla 13. Cálculo del número de golpes corregido para el sondeo S-2.

Z (m)	N	γ (KN/m ³)	σ'_v (KN/m ²)	E (%)	C _e	C _s	C _r	C _b	C	C _n	N ₆₀	N ₁₍₆₀₎
0.305	11	17.00	5.18	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.70	9	15
0.610	14	17.00	10.36	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.70	11	19
0.914	10	17.00	15.54	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.61	8	13
1.219	27	17.00	20.73	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.51	21	32
1.524	25	17.00	25.91	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.44	20	29
1.829	31	17.00	31.09	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.38	24	33
2.134	23	17.00	36.27	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.33	18	24
2.438	45	17.00	41.45	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.28	35	45
2.743	47	17.00	46.63	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.24	37	46
3.048	30	17.00	51.82	60.00%	1.00	1.00	0.75	1.05	0.79	1.21	24	29

C_e, C_s, C_r, C_b: Según Skempton, 1986. C_n: Según Canadian Foundation Engineering Manual, 2006.

Fuente: elaboración propia

Los resultados anteriores se verifican con el software NovoSPT, lo que se detalla en las figuras presentadas a continuación:

Figura 10. Número de golpes N_{60} y $N_{1(60)}$ obtenidas en el sondeo S-1.

List of SPT blow counts: 

Depth (m)	SPT Blow Counts (N)	N60	Cn	C	N1(60)
0.3048	8	6	1.7	0.79	10
0.6096	10	8	1.7	0.79	14
0.9144	8	6	1.61	0.79	10
1.2192	12	9	1.51	0.79	14
1.524	23	18	1.44	0.79	26
1.8288	29	23	1.38	0.79	32
2.1336	22	17	1.33	0.79	23
2.4384	11	9	1.28	0.79	12
2.7432	29	23	1.24	0.79	29
3.048	24	19	1.21	0.79	23

Fuente: Software NovoSPT

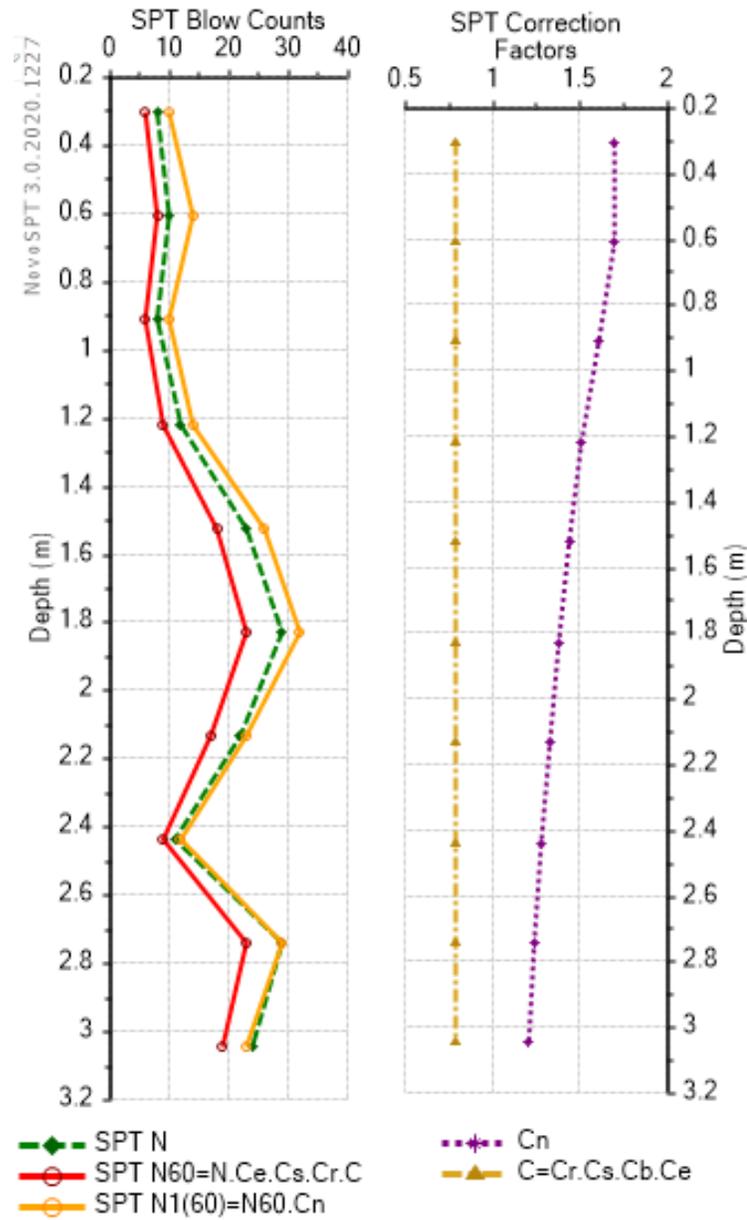
Figura 11. Número de golpes N_{60} y $N_{1(60)}$ obtenidas en el sondeo S-2.

List of SPT blow counts: 

Depth (m)	SPT Blow Counts (N)	N60	Cn	C	N1(60)
0.3048	11	9	1.7	0.79	15
0.6096	14	11	1.7	0.79	19
0.9144	10	8	1.61	0.79	13
1.2192	27	21	1.51	0.79	32
1.524	25	20	1.44	0.79	29
1.8288	31	24	1.38	0.79	33
2.1336	23	18	1.33	0.79	24
2.4384	45	35	1.28	0.79	45
2.7432	47	37	1.24	0.79	46
3.048	30	24	1.21	0.79	29

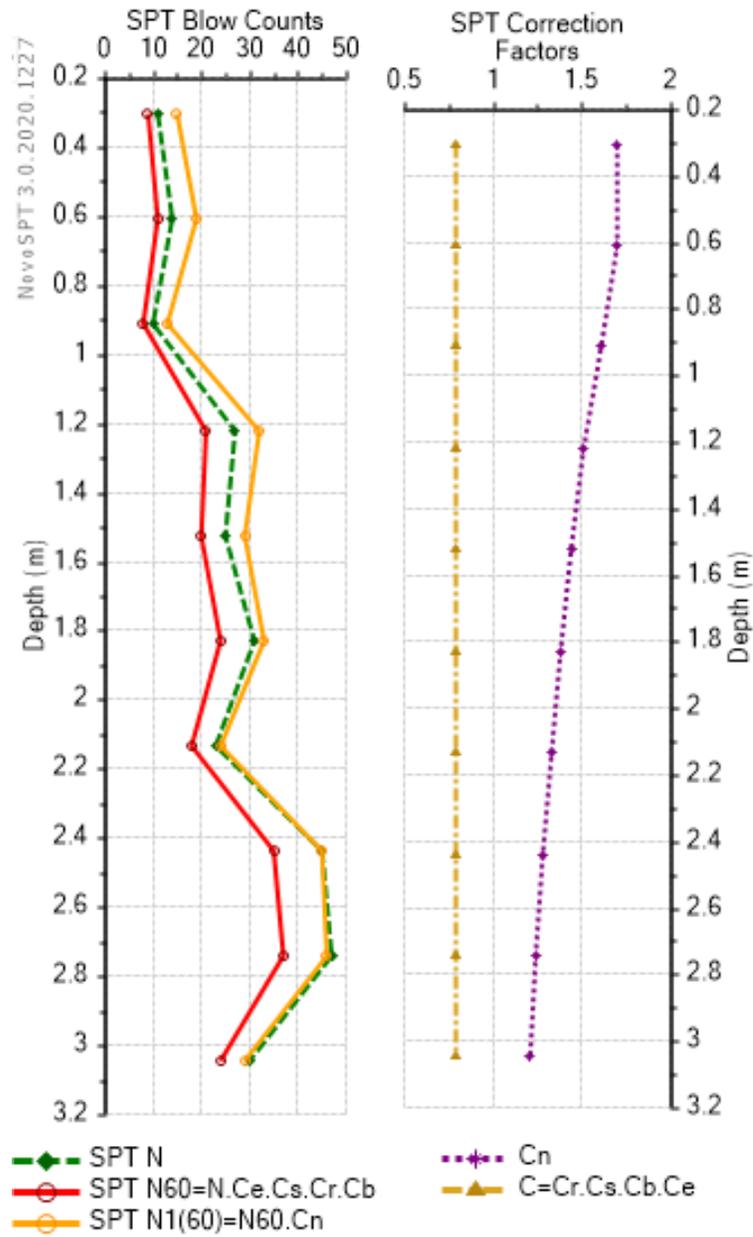
Fuente: Software NovoSPT

Figura 12. Número de golpes obtenidos en el sondeo S-1.



Fuente: Software NovoSPT

Figura 13. Número de golpes obtenidos en el sondeo S-2.



Fuente: Software NovoSPT

2.3.1.2. Estimación del ángulo de fricción interna del suelo ϕ

El valor del ángulo de fricción interna del suelo, ϕ , se correlaciona con el valor corregido N_{60} del SPT usando la ecuación Terzaghi, Peck y Mesri o bien la ecuación de Hettiarachchi y Brown.

2.3.1.2.1. Profundidad $D_f = 1.20$ m

Se estudia la profundidad de 1.20 m, por lo que se estima el valor del ángulo de fricción ϕ a dicha profundidad.

$$\phi = 28 + \frac{N_{60}}{4} \quad (\text{Terzaghi, Peck and Mesri, 1996})$$

$$\phi = 0.383 \tan^{-1} \left(\frac{0.2N_{60}}{\sigma'_v/100} - 0.68 \right), [\sigma'_v] = \text{KN/m}^2 \quad (\text{Hettiarachchi and Brown, 2009})$$

Cálculo de ϕ según Terzaghi:

$$\phi = 28 + \frac{N_{60}}{4} = 28 + \frac{9}{4} = 30.25^\circ$$

$$\phi = 30.25^\circ \times \frac{\pi}{180^\circ} = 0.528 \text{ rad}$$

Cálculo de ϕ según Hettiarachchi y Brown:

$$\phi = 0.383 \tan^{-1} \left(\frac{0.2N_{60}}{\sigma'_v/100} - 0.68 \right) = 0.383 \tan^{-1} \left(\frac{0.2 \cdot 9}{20.74/100} - 0.68 \right) = 31.74^\circ$$

$$\phi = 31.74^\circ \times \frac{\pi}{180^\circ} = 0.554 \text{ rad}$$

Los resultados se comprueban con el software NovoSPT (ver las figuras 14 y 15).

Figura 14. Ángulo de fricción interna del suelo para el sondeo S-1 y profundidad 1.20 m.
Correlación de Terzaghi, Peck y Mesri, 1996.

Select a Correlation to View the Equation

Friction Angle deg	Clay	Silt	Sand	Grav.	Comments	Ref#	Variable
<input checked="" type="checkbox"/> Kampengsen						24	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Meyerhof, 1959					Dr estimated from Yoshida, 1988		N60
<input checked="" type="checkbox"/> Moh, Chin, Lin and Woo, 1989					For granular soils in Taipei	33	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Ohsaki et al., 1959 and Kishida, 1967						4	N60
<input checked="" type="checkbox"/> Peck et al., 1953						4	N60
<input checked="" type="checkbox"/> Peck, Hanson and Thornburn, 1974					Not recommended for shallow depths	12,51	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Schmertmann, 1975					Also recommended by Kulhawy and	51	N60
<input checked="" type="checkbox"/>					General case	1	N70
<input checked="" type="checkbox"/> Shioi and Fukui, 1954					For roads and bridges	1	N70
<input checked="" type="checkbox"/>					For buildings	1	N70
<input checked="" type="checkbox"/> Terzaghi, Peck and Mesri, 1996					Fine-grained sands	23,27	N60
<input checked="" type="checkbox"/>					Coarse-grained sands	23,27	N60
<input checked="" type="checkbox"/> Wolff, 1989					an approximation based on Peck et al., 1974	30	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/>						63	N60

Select All Select None

Terzaghi, Peck and Mesri, 1996
Coarse-grained sands
(equation shown in Metric units)

$$\Phi = 28 + \frac{N_{60}}{4}$$

Fuente: Software NovoSPT

Figura 15. Ángulo de fricción interna del suelo para el sondeo S-1 y profundidad 1.20 m.
Correlación de Hettiarachchi y Brown, 2009.

Select a Correlation to View the Equation

Friction Angle deg	Clay	Silt	Sand	Grav.	Comments	Ref#	Variable
<input checked="" type="checkbox"/> Ayuthaya	33.4	?	?	?	?	24	N60
<input checked="" type="checkbox"/>	35.5	?	?	?	?	24	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Chonburi	32.6	?	?	?	?	24	N60
<input checked="" type="checkbox"/>	36.5	?	?	?	?	24	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Duncan, 2004	42.4			✓	Sand, Cu<6	45	Dr
<input checked="" type="checkbox"/>	45			✓	Sand, Cu>6	45	Dr
<input checked="" type="checkbox"/>	35.6		✓	✓	Angular and well-graded soils	4	N60
<input checked="" type="checkbox"/> Dunham, 1954	30.6		✓	✓	Round and well-graded OR Angular and	4	N60
<input checked="" type="checkbox"/>	25.6		✓	✓	Round and uniform-garded soils	4	N60
<input checked="" type="checkbox"/>	35.5	?	?	?	?	2	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Hatanaka and Uchida, 1996	36.9	?	?	?	?	30,51	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/>	33.9	?	?	?	?	25	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Hettiarachchi and Brown, 2009	31.9		✓		For loose sand	63	N60
<input checked="" type="checkbox"/>	33.3		✓		For dense sand	63	N60

Select All Select None

Hettiarachchi and Brown, 2009
For loose sand
(equation shown in Metric units)

$$\Phi = 0.383 \times \tan^{-1} \left(\frac{0.2 \times N_{60}}{\frac{\sigma'_v}{1.28}} - 0.68 \right) \times \frac{180}{PI}$$

Fuente: Software NovoSPT

2.3.1.2.2. Profundidad Df = 1.50 m

$$\phi = 28 + \frac{N_{60}}{4} \quad (\text{Terzaghi, Peck and Mesri, 1996})$$

$$\phi = 0.383 \tan^{-1} \left(\frac{0.2N_{60}}{\sigma'_v/100} - 0.68 \right), \quad [\sigma'_v] = \text{KN/m}^2 \quad (\text{Hettiarachchi and Brown, 2009})$$

Figura 16. Ángulo de fricción interna del suelo para el sondeo S-1 y profundidad 1.50 m. Correlación de Terzaghi, Peck y Mesri, 1996.

Select a Correlation to View the Equation

Friction Angle deg	Clay	Silt	Sand	Grav.	Comments	Ref#	Variable
<input checked="" type="checkbox"/> Kampengsen	43.7	?	?	?		24	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Meyerhof, 1959	37.6	?	?	?	Dr estimated from Yoshida, 1988		N60
<input checked="" type="checkbox"/> Moh, Chin, Lin and Woo, 1989	34.6		✓	✓	For granular soils in Taipei	33	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Ohsaki et al., 1959 and Kishida, 1967	34	?	?	?		4	N60
<input checked="" type="checkbox"/> Peck et al., 1953	29.3	?	?	?		4	N60
<input checked="" type="checkbox"/> Peck, Hanson and Thornburn, 1974	32.7	?	?	?	Not recommended for shallow depths	12,51	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Schmertmann, 1975	45	?	?	?	Also recommended by Kulhawy and	51	N60
<input checked="" type="checkbox"/>	27	?	?	?	General case	1	N70
<input checked="" type="checkbox"/> Shioi and Fukui, 1954	31.7	?	?	?	For roads and bridges	1	N70
<input checked="" type="checkbox"/>	32.6	?	?	?	For buildings	1	N70
<input checked="" type="checkbox"/> Terzaghi, Peck and Mesri, 1996	36		✓		Fine-grained sands	23,27	N60
<input checked="" type="checkbox"/>	32.5		✓		Coarse-grained sands	23,27	N60
<input checked="" type="checkbox"/> Wolff, 1989	34.6	?	?	?	an approximation based on Peck et al., 1974	30	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/>	32.4	?	?	?		63	N60

Select All Select None

Terzaghi, Peck and Mesri, 1996
Coarse-grained sands
(equation shown in Metric units)

$$\Phi = 28 + \frac{N_{60}}{4}$$

Fuente: Software NovoSPT

Cálculo de ϕ según Terzaghi:

$$\phi = 28 + \frac{N_{60}}{4} = 28 + \frac{18}{4} = 32.50^\circ$$

$$\phi = 32.50^\circ \times \frac{\pi}{180^\circ} = 0.567 \text{ rad}$$

Cálculo de ϕ según Hettiarachchi y Brown:

$$\phi = 0.383 \tan^{-1} \left(\frac{0.2N_{60}}{\sigma'_v/100} - 0.68 \right) = 0.383 \tan^{-1} \left(\frac{0.2 \cdot 18}{25.50/100} - 0.68 \right) = 32.84^\circ$$

$$\phi = 32.84^\circ \times \frac{\pi}{180^\circ} = 0.573 \text{ rad}$$

Figura 17. Ángulo de fricción interna del suelo para el sondeo S-1 y profundidad 1.50 m. Correlación de Hettiarachchi y Brown, 2009.

Select a Correlation to View the Equation

Friction Angle deg	Clay	Silt	Sand	Grav.	Comments	Ref#	Variable
<input checked="" type="checkbox"/> Ayuthaya	37.5	?	?	?		24	N60
<input checked="" type="checkbox"/> Chonburi	40.1	?	?	?		24	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Duncan, 2004	36.7	?	?	?		24	N60
<input checked="" type="checkbox"/> Duncan, 2004	41.1	?	?	?		24	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Duncan, 2004	44.2		✓		Sand, Cu<6	45	Dr
<input checked="" type="checkbox"/> Duncan, 2004	45		✓		Sand, Cu>6	45	Dr
<input checked="" type="checkbox"/> Dunham, 1954	39.7		✓	✓	Angular and well-graded soils	4	N60
<input checked="" type="checkbox"/> Dunham, 1954	34.7		✓	✓	Round and well-graded OR Angular and	4	N60
<input checked="" type="checkbox"/> Dunham, 1954	29.7		✓	✓	Round and uniform-garded soils	4	N60
<input checked="" type="checkbox"/> Hatanaka and Uchida, 1996	40.2	?	?	?		2	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Hatanaka and Uchida, 1996	42.8	?	?	?		30,51	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Hettiarachchi and Brown, 2009	39.8	?	?	?		25	N1(60)
<input checked="" type="checkbox"/> Hettiarachchi and Brown, 2009	32.8		✓		For loose sand	63	N60
<input checked="" type="checkbox"/> Hettiarachchi and Brown, 2009	33.7		✓		For dense sand	63	N60

Select All Select None

Hettiarachchi and Brown, 2009
For loose sand
(equation shown in Metric units)

$$\Phi = 0.383 \times \tan^{-1} \left(\frac{0.2 \times N_{60}}{\frac{\sigma'_v}{100}} - 0.68 \right) \times \frac{180}{PI}$$

Fuente: Software NovoSPT

2.3.1.3. Determinación de la capacidad de carga admisible según Terzaghi

De acuerdo a las características que presenta el suelo (arena limosa), se considera $c = 0 \text{ KN/m}^2$.

Las dimensiones de la zapata se estimaron por medio de un proceso iterativo (prueba y error) proponiendo diferentes tamaños, se calcula la presión máxima del suelo y se compara con la presión permisible (ver sección 4.1.5.8); se supone otro tamaño y se repite el proceso (McCormac & Brown, 2011).

Como resultado, se obtuvieron las dimensiones: $B = 1.5 \text{ m}$, $L = 2.0 \text{ m}$ y $h = 0.50 \text{ m}$.

2.3.1.3.1. Profundidad $D_f = 1.20 \text{ m}$

Factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ :

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{e^{2(3\pi/4 - 0.528/2) \tan 30.25^\circ}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{30.25^\circ}{2}\right)} = 23.13$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (23.13 - 1) \cot 30.25^\circ = 37.94$$

$$K_{pY} = 3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi + 33}{2}\right) = 3 \tan^2 \left(45 + \frac{30.25^\circ + 33}{2}\right) = 53.06$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{pY}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi = \frac{1}{2} \left(\frac{53.06}{\cos^2 30.25^\circ} - 1 \right) \tan 30.25^\circ = 20.44$$

$$q = \gamma D_f = (17 \text{ KN/m}^3)(1.20 \text{ m}) = 20.40 \text{ KN/m}^2$$

Utilizando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresa la capacidad última de carga en la forma:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = (0.0 \text{ KN/m}^2)(37.94) + (20.40 \text{ KN/m}^2)(23.13) + \frac{1}{2} (17.0 \text{ KN/m}^3)(1.50 \text{ m})(20.44)$$

$$q_u = 732.46 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{\text{FS}} = \frac{732.46 \text{ KN/m}^2}{3.0} = 244.15 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{adm}} = 244.15 \text{ KN/m}^2 \cdot \frac{1 \text{ Kg}}{9.81 \text{ N}} \cdot \frac{1 \text{ m}^2}{10,000 \text{ cm}^2} \cdot 1000 = 2.49 \text{ Kg/cm}^2$$

2.3.1.3.2. Profundidad Df = 1.50 m

Factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ :

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{e^{2(3\pi/4 - 0.567/2) \tan 32.50^\circ}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{32.50^\circ}{2}\right)} = 30.31$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (30.31 - 1) \cot 32.50^\circ = 46.01$$

$$K_{p\gamma} = 3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi + 33}{2}\right) = 3 \tan^2 \left(45 + \frac{32.50^\circ + 33}{2}\right) = 63.64$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi = \frac{1}{2} \left(\frac{63.64}{\cos^2 32.50^\circ} - 1 \right) \tan 32.50^\circ = 28.18$$

$$q = \gamma D_f = (17 \text{ KN/m}^3)(1.50 \text{ m}) = 25.50 \text{ KN/m}^2$$

Utilizando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresa la capacidad última de carga en la forma

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = (0.0 \text{ KN/m}^2)(46.01) + (25.50 \text{ KN/m}^2)(30.31) + \frac{1}{2} (17.0 \text{ KN/m}^3)(1.50 \text{ m})(28.18)$$

$$q_u = 1132.20 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{\text{FS}} = \frac{1132.20 \text{ KN/m}^2}{3.0} = 377.40 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{adm}} = 377.40 \text{ KN/m}^2 \cdot \frac{1 \text{ Kg}}{9.81 \text{ N}} \cdot \frac{1 \text{ m}^2}{10,000 \text{ cm}^2} \cdot 1000 = 3.85 \text{ Kg/cm}^2$$

2.3.1.4. Determinación de la capacidad de carga admisible según Meyerhof

2.3.1.4.1. Profundidad $D_f = 1.20$ m

Factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ :

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{30.25^\circ}{2} \right) e^{\pi \tan 30.25^\circ} = 18.93$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (18.93 - 1) \cot 30.25^\circ = 30.75$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 2(18.93 + 1) \tan 30.25^\circ = 23.25$$

$$q = \gamma D_f = (17 \text{ KN/m}^3)(1.20 \text{ m}) = 20.40 \text{ KN/m}^2$$

Factores de forma, profundidad e inclinación

- Forma ($L > B$)

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{1.50}{2.00} \cdot \frac{18.93}{30.75} = 1.462$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \frac{1.50}{2.00} \tan 30.25^\circ = 1.437$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4 \frac{1.50}{2.00} = 0.700$$

- Profundidad ($D_f/B \leq 1$)

$$\frac{D_f}{B} = \frac{1.20}{1.50} = 0.80 < 1$$

Para $\phi > 0^\circ$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) = 1 + 2 \tan 30.25^\circ (1 - \sin 30.25^\circ)^2 \left(\frac{1.20}{1.50} \right)$$

$$F_{qd} = 1.230$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi} = 1.230 - \frac{1 - 1.230}{30.75 (\tan 30.25^\circ)} = 1.243$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

- Inclinación (β es la inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical)

$$\beta = 0^\circ$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 = 1$$

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_u = (20.40)(18.93)(1.437)(1.230)(1.0) + \frac{1}{2} (17.0)(1.50)(23.25)(0.700)(1)(1)$$

$$q_u = 890.07 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{890.07 \text{ KN/m}^2}{3.0} = 296.69 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{adm} = 296.69 \text{ KN/m}^2 \cdot \frac{1 \text{ Kg}}{9.81 \text{ N}} \cdot \frac{1 \text{ m}^2}{10,000 \text{ cm}^2} \cdot 1000 = 3.02 \text{ Kg/cm}^2$$

2.3.1.4.2. Profundidad $D_f = 1.50 \text{ m}$

Factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ :

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \tan \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{32.50^\circ}{2}\right) e^{\pi \tan 32.50^\circ} = 24.58$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (24.58 - 1) \cot 32.50^\circ = 37.02$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 2(24.58 + 1) \tan 32.50^\circ = 32.59$$

$$q = \gamma D_f = (17 \text{ KN/m}^3)(1.50 \text{ m}) = 25.50 \text{ KN/m}^2$$

Factores de forma, profundidad e inclinación

- Forma ($L > B$)

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{1.50}{2.00} \cdot \frac{24.58}{37.02} = 1.498$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \frac{1.50}{2.00} \tan 32.50^\circ = 1.478$$

$$F_{ys} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4 \frac{1.50}{2.00} = 0.700$$

- Profundidad ($D_f/B \leq 1$)

$$\frac{D_f}{B} = \frac{1.50}{1.50} = 1.0 \leq 1.0$$

Para $\phi > 0^\circ$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) = 1 + 2 \tan 32.50^\circ (1 - \sin 32.50^\circ)^2 \left(\frac{1.50}{1.50} \right)$$

$$F_{qd} = 1.273$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi} = 1.273 - \frac{1 - 1.273}{37.02 (\tan 32.50^\circ)} = 1.284$$

$$F_{yd} = 1$$

- Inclinación (β es la inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical)

$$\beta = 0^\circ$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2 = 1$$

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2 = 1$$

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Se considera $c = 0 \text{ KN/m}^2$.

$$q_u = (25.50)(24.58)(1.478)(1.273)(1.0) + \frac{1}{2} (17.0)(1.50)(32.59)(0.700)(1)(1)$$

$$q_u = 1470.17 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1470.17 \text{ KN/m}^2}{3.0} = 490.06 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{adm}} = 490.06 \text{ KN/m}^2 \cdot \frac{1 \text{ Kg}}{9.81 \text{ N}} \cdot \frac{1 \text{ m}^2}{10,000 \text{ cm}^2} \cdot 1000 = 5.00 \text{ Kg/cm}^2$$

2.3.1.5. Resumen de los datos obtenidos en el estudio de suelos para los sondeos S-1 y S-2.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del cálculo de la capacidad de carga según Terzaghi a diferentes profundidades para ambos sondeos S-1 y S-2.

Tabla 14. Capacidad de carga admisible del suelo según Terzaghi. S-1.

Z (m)	N	γ (KN/m ³)	σ'_v (KN/m ²)	N ₆₀	N ₁₍₆₀₎	C (KN/m ²)	ϕ	N _q	N _c	K _{py}	N _y	q _u (KN/m ²)	q _a (KN/m ²)	q _a (Kg/cm ²)
0.305	8	17.00	5.18	6	10	0.00	29.50	21.18	35.66	50.10	18.43	329.02	109.67	1.12
0.610	10	17.00	10.36	8	14	0.00	30.00	22.46	37.16	52.05	19.75	467.68	155.89	1.59
0.914	8	17.00	15.54	6	10	0.00	29.50	21.18	35.66	50.10	18.43	548.49	182.83	1.86
1.219	12	17.00	20.73	9	14	0.00	30.25	23.13	37.94	53.06	20.44	722.62	240.87	2.46
1.524	23	17.00	25.91	18	26	0.00	32.50	30.31	46.01	63.64	28.18	1120.57	373.52	3.81
1.829	29	17.00	31.09	23	32	0.00	33.75	35.38	51.45	70.88	33.92	1503.54	501.18	5.11
2.134	22	17.00	36.27	17	23	0.00	32.25	29.40	45.01	62.32	27.17	1389.61	463.20	4.72
2.438	11	17.00	41.45	9	12	0.00	30.25	23.13	37.94	53.06	20.44	1201.97	400.66	4.08
2.743	29	17.00	46.63	23	29	0.00	33.75	35.38	51.45	70.88	33.92	2053.48	684.49	6.98
3.048	24	17.00	51.82	19	23	0.00	32.75	31.25	47.03	65.00	29.23	1967.23	655.74	6.68

Fuente: elaboración propia

Tabla 15. Capacidad de carga admisible del suelo según Terzaghi. S-2.

Z (m)	N	γ (KN/m ³)	σ'_v (KN/m ²)	N ₆₀	N ₁₍₆₀₎	C (KN/m ²)	ϕ	N _q	N _c	K _{py}	N _y	q _u (KN/m ²)	q _a (KN/m ²)	q _a (Kg/cm ²)
0.305	11	17.00	5.18	9	15	0.00	30.25	23.13	37.94	53.06	20.44	363.12	121.04	1.23
0.610	14	17.00	10.36	11	19	0.00	30.75	24.54	39.57	55.18	21.93	515.24	171.75	1.75
0.914	10	17.00	15.54	8	13	0.00	30.00	22.46	37.16	52.05	19.75	584.04	194.68	1.98
1.219	27	17.00	20.73	21	32	0.00	33.25	33.24	49.18	67.85	31.47	1063.54	354.51	3.61
1.524	25	17.00	25.91	20	29	0.00	33.00	32.23	48.09	66.40	30.33	1195.92	398.64	4.06
1.829	31	17.00	31.09	24	33	0.00	34.00	36.50	52.64	72.48	35.23	1554.10	518.03	5.28
2.134	23	17.00	36.27	18	24	0.00	32.50	30.31	46.01	63.64	28.18	1434.67	478.22	4.87
2.438	45	17.00	41.45	35	45	0.00	36.75	52.04	68.35	94.07	54.34	2803.90	934.63	9.53
2.743	47	17.00	46.63	37	46	0.00	37.25	55.62	71.83	99.00	59.03	3296.41	1098.80	11.20
3.048	30	17.00	51.82	24	29	0.00	34.00	36.50	52.64	72.48	35.23	2310.71	770.24	7.85

Fuente: elaboración propia

CAPÍTULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TECHO DE LA CANCHA

3. CAPÍTULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TECHO DE LA CANCHA

El análisis estructural es el proceso para determinar las fuerzas en cada elemento de una estructura cuando ya se conocen, la configuración de elementos y las cargas que actúan sobre la estructura, en tanto que el diseño estructural es el proceso de configuración de elementos de manera que resistan las fuerzas cuyos valores ya se conocen. Lo anterior, recoge la importancia del proceso cíclico de diseño de una edificación.

El análisis estructural para la estructura propuesta en este trabajo monográfico se realizará con el programa de diseño ETABS V.16, el cual proporciona un conjunto inigualable de herramientas para ingenieros de estructuras que modelan y dimensionan tanto edificios industriales de un piso, como también torres de varios pisos. Tiene enormes capacidades y es de fácil uso.

Se procederá a realizar el análisis estructural mediante el método de análisis estático, de acuerdo al RNC-07. Cabe mencionar que este método puede utilizarse siempre y cuando la estructura a analizar no sea mayor de 40 metros de altura en caso de ser una estructura regular, o mayor de 30 metros en caso de ser una estructura irregular. La estructura que se propone en esta investigación tiene una altura de 8.0 metros. Los desplazamientos y deformaciones resultantes del análisis con ETABS V.16 servirán de referencia para verificar las distintas disposiciones del RNC-07. Las fuerzas calculadas se utilizarán para revisar los distintos elementos siguiendo los códigos de diseño correspondientes.

3.1. PROCESO DE CÁLCULO

3.1.1. Cargas de diseño

3.1.1.1. Materiales de construcción asumidos para la estructura

Para la superestructura y elementos secundarios se consideran:

- Acero A-36 doblado en caliente: F_y : 36 Ksi y F_u : 58 Ksi (perlines y placas base).

- Acero A-500, Gr. B: F_y : 42 Ksi y F_u : 58 Ksi (tubos HSS circulares para cuerdas y elementos de las cerchas tanto transversales como longitudinales).
- Acero A-992, Gr. 50: F_y : 50 Ksi y F_u : 65 Ksi (columnas WF).
- Cubierta de techo: lámina ColorAlum, calibre 26 perfil ondulado de 20'.
- Pernos de anclaje F1554 Gr. 36.
- Acero A-615 Gr. 40 (para riostras y tensores).

3.1.1.2. Pesos unitarios de cargas muertas

El peso de la cubierta de techo se calcula con base en pesos volumétricos o de área, especificados por el anexo A del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07).

- Lámina de zinc calibre 26: 5.4 kg/m^2 .

El peso propio de los elementos los estima el programa ETABS.

3.1.1.3. Pesos unitarios de cargas vivas

Techo liviano (RNC-07, art. 11): 10 kg/m^2 .

Carga concentrada de techo para perlín (RNC-07, art. 11): 100 kg.

Carga concentrada para cercha (RNC-07, art. 11): 200 kg

Carga de ceniza volcánica (RNC-07, art. 14): 20 kg/m^2

La carga viva, muerta, viento y ceniza volcánica fueron tributadas sobre la longitud de los largueros y posteriormente se utilizaron las distintas combinaciones de carga de acuerdo al inciso a) art. 15 del RNC-07 para determinar las fuerzas de diseño. Además, el larguero se ensayó separadamente en ETABS como una viga continua, agregando la carga puntual incidental de 100 Kg al centro del claro, de acuerdo al art. 11 del RNC-07.

Por otro lado, las armaduras se ensayan con una carga viva puntual de 200 Kg al centro del claro.

3.1.1.4. Dimensionamiento del arco circular

- Luz del arco: $L = 18.0$ m
- Peralte del arco: $L/25 = 18/25 = 0.72$ m, se diseñará con un peralte de 0.80 m.
- Flecha del arco: $f = 2$ m

Radio del arco:

$$R = \frac{f^2 + L^2/4}{2f} \Rightarrow R = \frac{(2.0)^2 + (18)^2/4}{2(2.0)} = 21.25 \text{ m}$$

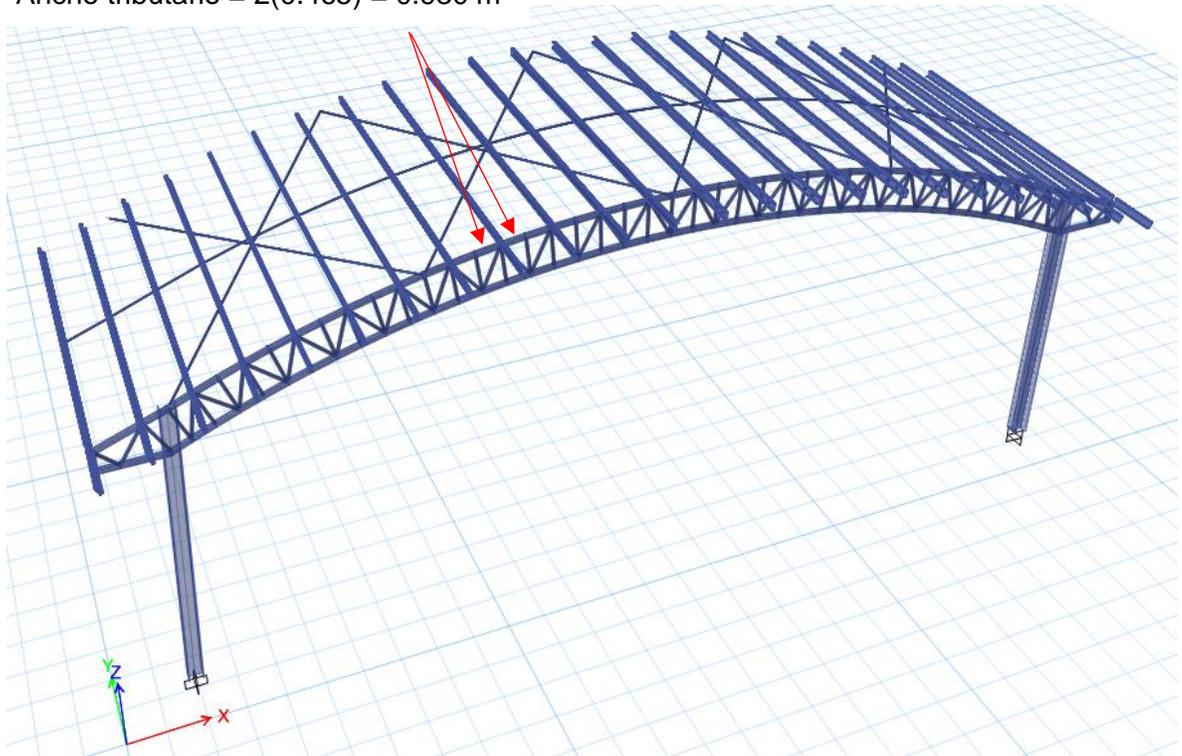
Ángulo del arco:

$$\beta = 2 \sin^{-1} \left(\frac{Lf}{f^2 + L^2/4} \right) \Rightarrow \beta = 2 \sin^{-1} \left[\frac{(18)(2.0)}{(2.0)^2 + (18)^2/4} \right] = 50.12^\circ$$

3.1.1.5. Cargas asignadas a los largueros

Figura 18. Cálculo de cargas asignadas a largueros.

Ancho tributario = $2(0.465) = 0.930$ m



Fuente: elaboración propia

- Carga muerta para los largueros (peso de cubierta de techo, lámina ColorAlúm calibre 26 perfil ondulado de 20')²⁵:

$$(5.4 \text{ kg/m}^2)(0.930 \text{ m}) = 5.02 \text{ kg/m}$$

- Cargas vivas para los largueros
- ✓ Carga viva distribuida²⁶:

$$(10 \text{ kg/m}^2)(0.930 \text{ m}) = 9.29 \text{ kg/m}$$

- ✓ Carga viva reducida²⁷:

$$(10 \text{ kg/m}^2)(0.930 \text{ m}) = 9.29 \text{ kg/m}$$

- ✓ Carga viva puntual de 100 kg al centro del claro²⁸
- Cargas ambientales
- ✓ Carga de viento (proceso de cálculo se detalla en los párrafos siguientes) para los largueros²⁹:

$$(22.53 \text{ kg/m}^2)(0.930 \text{ m}) = 20.94 \text{ kg/m}$$

- ✓ Carga de ceniza volcánica³⁰:

$$(20 \text{ kg/m}^2)(0.930 \text{ m}) = 18.59 \text{ kg/m}$$

- Cargas asignadas a las armaduras:
- ✓ Carga viva puntual de 200 Kg al centro de la armadura³¹.

²⁵ Pág. 114, RNC-07.

²⁶ Pág. 11, RNC-07.

²⁷ Pág 12, RNC-07.

²⁸ Pág 11, RNC-07.

²⁹ Pág 41, RNC-07.

³⁰ Pág. 12, RNC-07.

³¹ Pág. 12, RNC-07.

3.1.2. Análisis de viento

El análisis de viento se realiza de acuerdo al Título IV del RNC-07: Normas mínimas para determinar cargas debidas a viento³².

La estructura es una cancha ubicada en las proximidades del estadio de beisbol Efraín Tijerino en Chinandega, Km 134.5 de la carretera Chinandega – El Viejo.

Determinación de la velocidad de diseño, según RNC-07:

Art. 49. Determinación de la velocidad de diseño, V_D

$$V_D = V_R \cdot F_{TR} \cdot F_\alpha$$

Los factores F_{TR} (factor adimensional correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante) y F_α (factor adimensional que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura) junto con la V_R (velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura) se determinan de acuerdo a los artículos siguientes:

Art. 50. Determinación de la velocidad regional, V_R

Grupo de la estructura (B).

La estructura es una cancha, por lo cual se puede clasificar como una estructura del Grupo B (arto 20 del RNC-07), debido a que el grado de seguridad requerido es intermedio y la falla parcial o total de la estructura causaría pérdidas de magnitud intermedia.

Periodo de retorno (50 años).

Dado que es una estructura del Grupo B, el periodo de retorno será de 50 años.

Rugosidad del terreno (R3).

³² Págs. 41-54, RNC-07.

De la figura 6 del RNC-07 (rugosidad del terreno), se infiere una rugosidad de terreno R3, pues en las cercanías a la estructura se hallan algunas otras edificaciones de mediana y baja altura y algunos árboles.

Zonificación eólica (2).

Según la figura 7 del RNC-07 (zonificación eólica de Nicaragua para análisis por viento), la ciudad de Chinandega se ubica en la zona eólica 2.

Velocidad regional (45 m/s).

La Tabla 5 del RNC-07 (velocidades regionales), señala que de acuerdo a la zona eólica 2 y el periodo de retorno 50 años se considera un valor de 45 m/s para la velocidad regional.

Art. 51. Factor de variación con la altura, F_{α}

Este factor establece la variación de la velocidad del viento con la altura “z”, dado que dicha altura es $8.0 \text{ m} < 10 \text{ m}$, el factor $F_{\alpha} = 1$.

Dado que el techo está en la altura máxima del edificio, entonces será ésta la que se usará como altura de referencia.

Art. 52. Factor correctivo por topografía y rugosidad, F_{TR}

Tipo de topografía (T3)

Se sabe que en las cercanías de la cancha el terreno es prácticamente plano y hay ausencia de cambios topográficos importantes, por lo cual se considera la topografía T3.

Factor F_{TR} (0.88)

Acorde a la tabla 7 del RNC-07 (factores de topografía y rugosidades del terreno), se obtiene un valor de 0.88 para topografía T3 y rugosidad R3.

Art. 53. Determinación de la Presión de diseño, Pz

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada, Pz, en kg/m², se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada de manera general por la siguiente ecuación:

$$P_z = 0.0479C_p V_D^2 \text{ kg/m}^2$$

Donde:

C_p es el coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura.

V_D es la velocidad de diseño a la altura Z, definida en el art. 49.

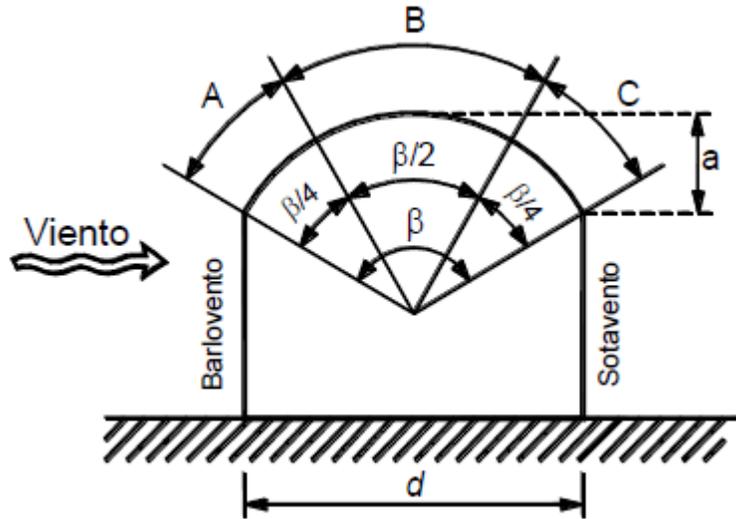
Art. 54. Factores de presión

Dado que el techo es curvo, el C_p se obtiene acorde a la Tabla 9 del RNC-07 (factores de presión para cubiertas de arco).

$$r = \frac{a}{d} = \frac{2.5 \text{ m}}{20 \text{ m}} = 0.125 < 0.2 \Rightarrow C_p = -0.9 \text{ para la zona A}$$

$$\frac{\beta}{4} = \frac{56.15^\circ}{4} = 14.04^\circ$$

Tabla 16. Factores de presión para cubiertas de arco.



Relación a/d	A	B	C
$r < 0.2$	-0.9	---	----
$0.2 < r < 0.3$	$3r-1$	$-0.7-r$	-0.5
$r > 0.3$	$1.42r$	---	---

Fuente: Reglamento Nacional de la Construcción 2007 (RNC-07).

No obstante, dado que la estructura no tiene paredes en las cuatro caras y según lo indicado en el art. 55 del RNC-07 (presiones interiores) cuando las paredes de una construcción puedan tener aberturas que abarquen más de 30% de su superficie, deberá considerarse en el diseño de los elementos estructurales el efecto de las presiones que se generan por la penetración del viento en el interior de la construcción. Estas presiones se considerarán actuando uniformemente en las partes interiores de las paredes y techo.

Tabla 17. Coeficientes de presión según distribución de aberturas.		C_p
Aberturas principalmente en la cara de barlovento		0.75
Aberturas principalmente en la cara de sotavento		-0.6
Aberturas principalmente en las caras paralelas a la dirección del viento		-0.5
Aberturas uniformemente distribuidas en las cuatro caras		-0.3
Fuente: Reglamento Nacional de la Construcción 2007 (RNC-07).		

La estructura de la cancha estará abierta es sus cuatro caras, entonces acorde a la tabla 17, C_p = -0.3.

Velocidad de diseño:

$$V_D = V_R \cdot F_{TR} \cdot F_\alpha = (45 \text{ m/s})(0.88)(1) = 39.6 \text{ m/s}$$

Presión de diseño para el techo, P_z:

$$P_z = 0.0479 C_p V_D^2 \text{ kg/m}^2$$

$$P_z = 0.0479(-0.30)(39.6 \text{ m/s})^2 = -22.53 \text{ kg/m}^2$$

3.1.3. Modelado en ETABS 2016

Los pasos efectuados para modelar la estructura en el software ETABS, se resumen a continuación:

1. Definición de los parámetros del modelo:

- Materiales: aceros A-36, A-500 Gr. B, A-992 Gr. 50 y A-615 Gr. 40.
- Secciones transversales (Elementos FRAME):
 - Columnas (perfil W10X60, acero A-992)
 - Cuerdas de las cerchas transversales y longitudinales (perfiles HSS114.30X3.17 mm circulares, A-500 Gr. B)
 - Diagonales de la cerchas transversales y longitudinales de (perfiles HSS48.26X3.17 circulares, A-500 Gr. B)
 - Largueros de techo (perlín de 6"x2"x3/16", acero A-36)
 - Riostras (3/4" de diámetro, acero A-615 Gr. 40)

- Tensores (3/4" de diámetro, acero A-615 Gr. 40)

2. Definición de patrones de carga:

- Carga muerta (peso propio de los elementos), CM (dead).
- Carga muerta (peso de la cubierta de techo), CMC (super dead).
- Carga viva, CV (live).
- Carga viva reducida, CVR (reducible live).
- Carga debida a sismo en la dirección X, Fsx (seismic).
- Carga debida a sismo en la dirección Y, Fsy (seismic).
- Carga debida a viento, Pz (wind).

3. Definición de casos de carga

- Cargas estáticas lineales

4. Definición de combinaciones de carga (según art. 15 del RNC-07 y considerando bidireccionalidad para efectos de sismo acorde al inciso f) del art. 32 del RNC-07):

- $C_1^u = 1.4CM$
- $C_2^u = 1.2CM + 1.6CV$
- $C_3^u = 1.2CM + 1.6P_z + CV$
- $C_4^u = 1.2CM + F_{sx} + 0.3F_{sy} + CV$
- $C_5^u = 1.2CM - F_{sx} - 0.3F_{sy} + CV$
- $C_6^u = 1.2CM - F_{sx} + 0.3F_{sy} + CV$
- $C_7^u = 1.2CM + F_{sx} - 0.3F_{sy} + CV$
- $C_8^u = 1.2CM + F_{sy} + 0.3F_{sx} + CV$
- $C_9^u = 1.2CM - F_{sy} - 0.3F_{sx} + CV$
- $C_{10}^u = 1.2CM - F_{sy} + 0.3F_{sx} + CV$
- $C_{11}^u = 1.2CM + F_{sy} - 0.3F_{sx} + CV$
- $C_{12}^u = 0.9CM + 1.6P_z$
- $C_{13}^u = 0.9CM + F_{sx} + 0.3F_{sy}$
- $C_{14}^u = 0.9CM + F_{sx} - 0.3F_{sy}$
- $C_{15}^u = 0.9CM - F_{sx} - 0.3F_{sy}$

- $C_{16}^u = 0.9CM - F_{sx} + 0.3F_{sy}$
- $C_{17}^u = 0.9CM + F_{sy} + 0.3F_{sx}$
- $C_{18}^u = 0.9CM + F_{sy} - 0.3F_{sx}$
- $C_{19}^u = 0.9CM - F_{sy} - 0.3F_{sx}$
- $C_{20}^u = 0.9CM - F_{sy} + 0.3F_{sx}$

✓ Envolverte 1 (sólo cargas gravitacionales)

- $C_1^u = 1.4CM$
- $C_2^u = 1.2CM + 1.6CV$

✓ Envolverte 2 (cargas gravitacionales y carga de viento)

- $C_3^u = 1.2CM + 1.6P_z + CV$
- $C_{12}^u = 0.9CM + 1.6P_z$

✓ Envolverte 3 (cargas gravitacionales y cargas de sismo)

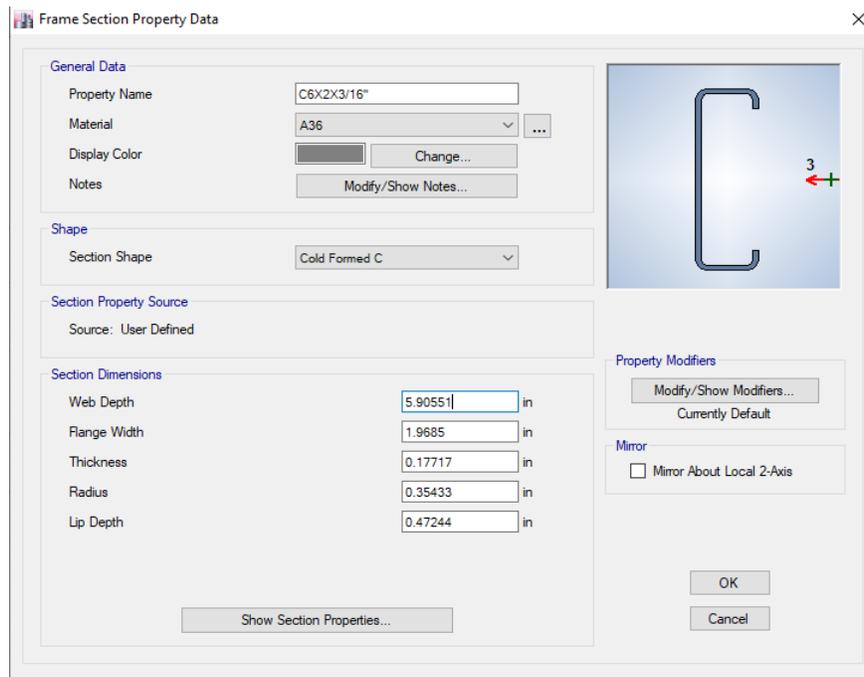
- $C_4^u = 1.2CM + F_{sx} + 0.3F_{sy} + CV$
- $C_5^u = 1.2CM - F_{sx} - 0.3F_{sy} + CV$
- $C_6^u = 1.2CM - F_{sx} + 0.3F_{sy} + CV$
- $C_7^u = 1.2CM + F_{sx} - 0.3F_{sy} + CV$
- $C_8^u = 1.2CM + F_{sy} + 0.3F_{sx} + CV$
- $C_9^u = 1.2CM - F_{sy} - 0.3F_{sx} + CV$
- $C_{10}^u = 1.2CM - F_{sy} + 0.3F_{sx} + CV$
- $C_{11}^u = 1.2CM + F_{sy} - 0.3F_{sx} + CV$
- $C_{13}^u = 0.9CM + F_{sx} + 0.3F_{sy}$
- $C_{14}^u = 0.9CM + F_{sx} - 0.3F_{sy}$
- $C_{15}^u = 0.9CM - F_{sx} - 0.3F_{sy}$
- $C_{16}^u = 0.9CM - F_{sx} + 0.3F_{sy}$
- $C_{17}^u = 0.9CM + F_{sy} + 0.3F_{sx}$
- $C_{18}^u = 0.9CM + F_{sy} - 0.3F_{sx}$
- $C_{19}^u = 0.9CM - F_{sy} - 0.3F_{sx}$
- $C_{20}^u = 0.9CM - F_{sy} + 0.3F_{sx}$

5. Definición de la fuente de masa (según arto. 24 del RNC-07, $W_o = CM + CVR$)
6. Asignación de cargas

Las siguientes imágenes detallan algunas partes del proceso antes descrito:

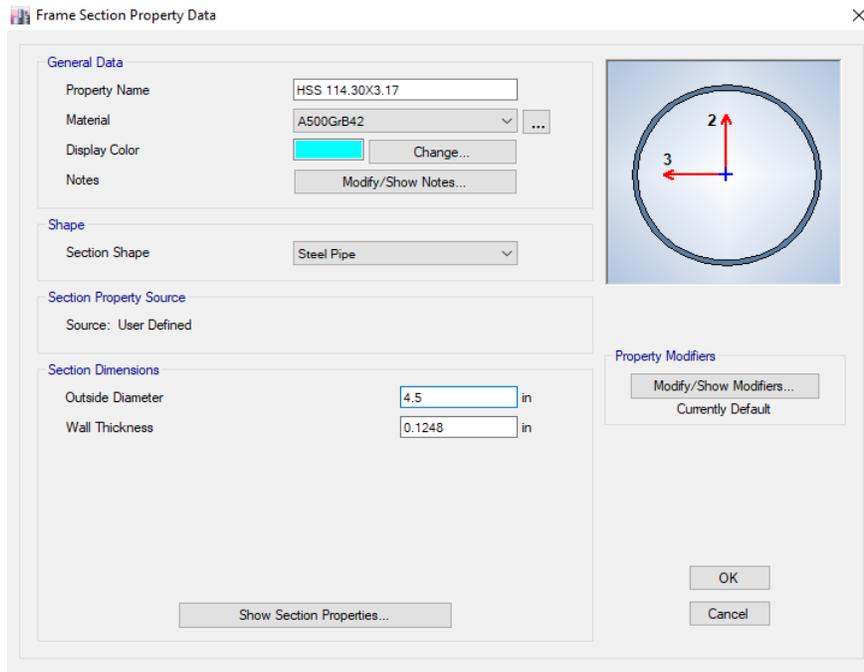
- Definición de frame sections

Figura 19. Sección propuesta para largueros de techo.



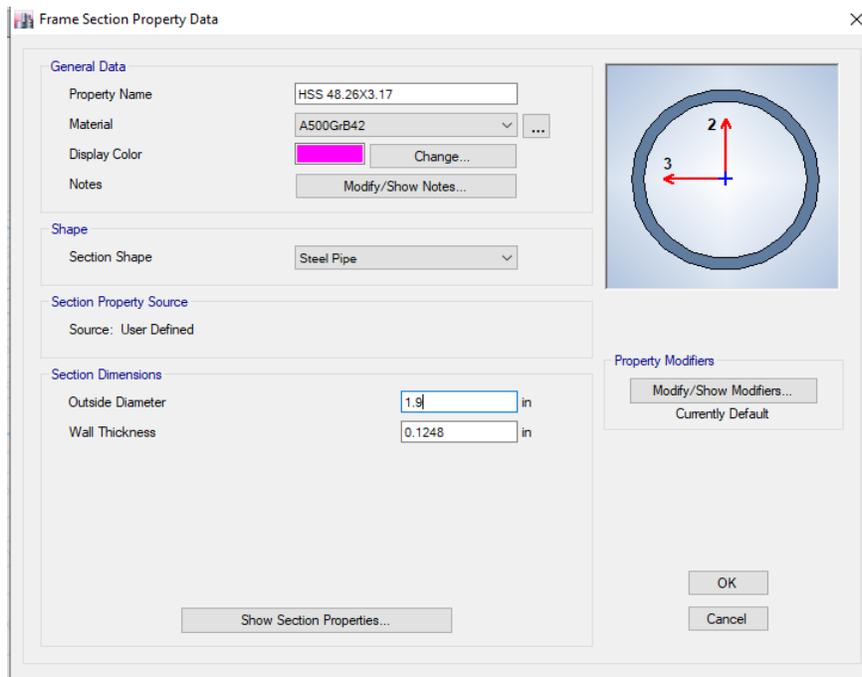
Fuente: ETABS V16.

Figura 20. Sección propuesta para cuerdas de cerchas.



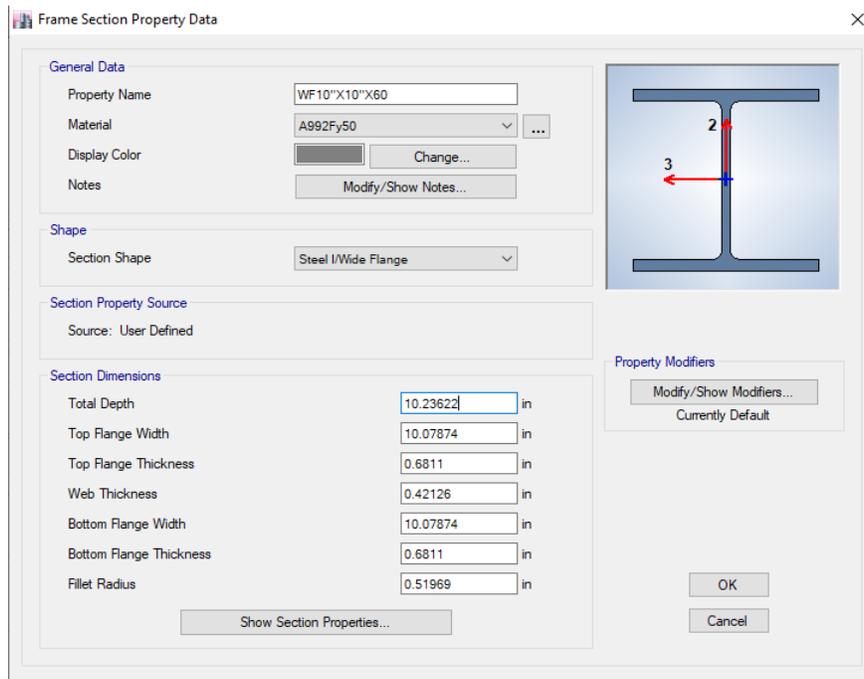
Fuente: ETABS V16.

Figura 21. Sección propuesta para diagonales de cerchas.



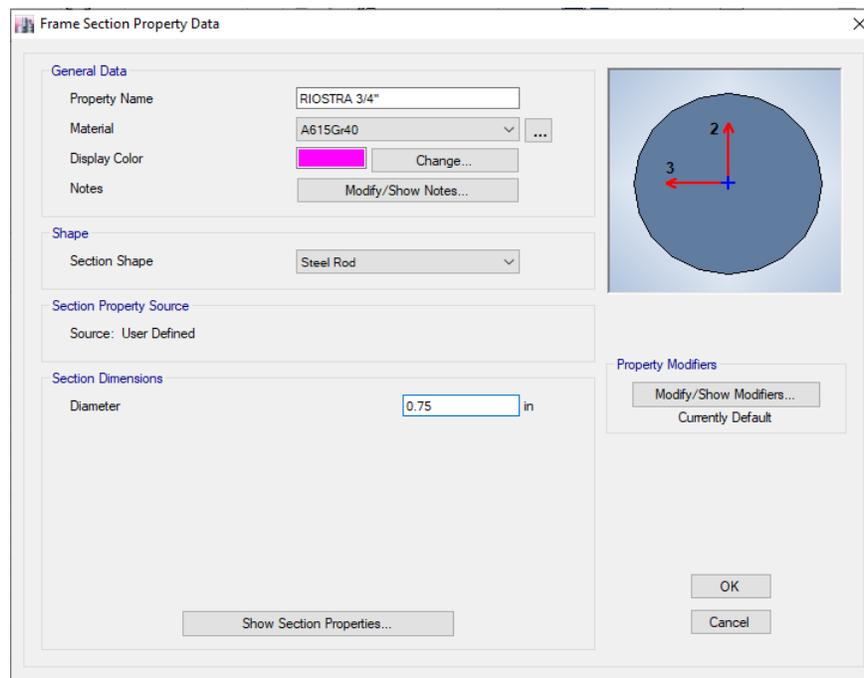
Fuente: ETABS V16.

Figura 22. Sección propuesta para columnas.



Fuente: ETABS V16.

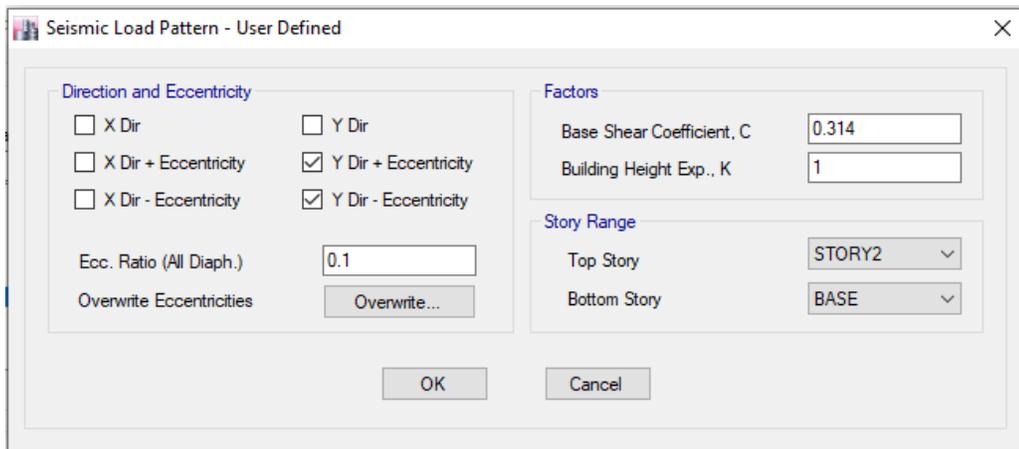
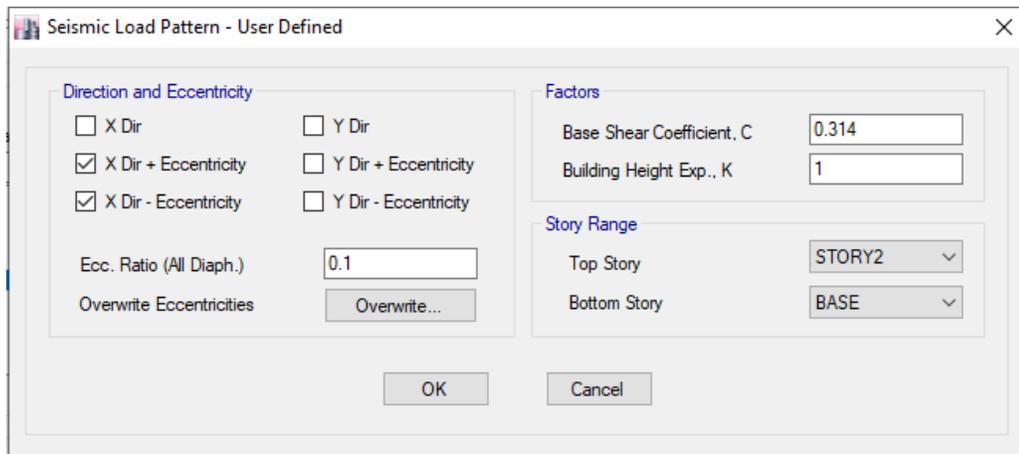
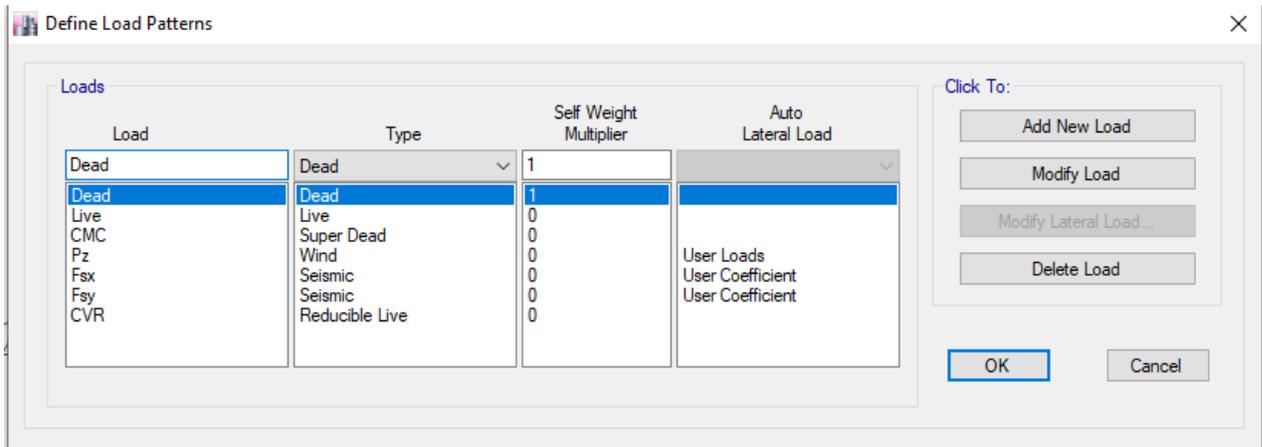
Figura 23. Sección propuesta para riostras y tensores.



Fuente: ETABS V16.

Definición de patrones de cargas

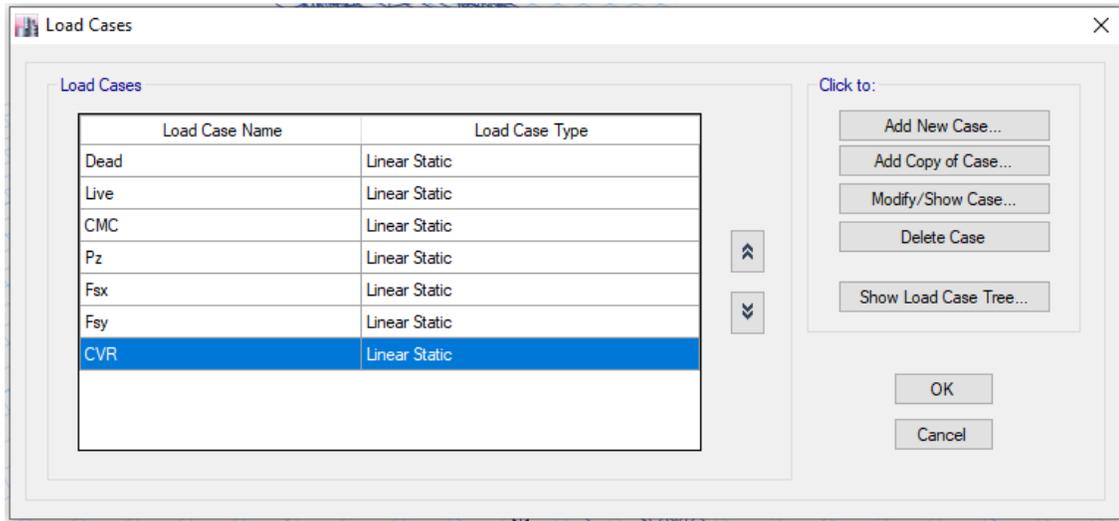
Figura 24. Definición de patrones de carga.



Fuente: ETABS V16.

Definición de casos de carga

Figura 25. Definición de casos de carga.



Fuente: ETABS V16.

De igual manera se procede para las otras etapas de modelado, sin embargo, con el objetivo de resumir procedimientos solo se presentaron imágenes del proceso inicial.

3.1.4. Análisis sísmico estático

El análisis por sismo se realiza de acuerdo al Título II del (RNC-07): Normas mínimas para determinar cargas debidas a sismo³³.

Consideraciones para el cálculo del coeficiente sísmico³⁴:

Art. 20. Grupo (B)

La estructura es una cancha deportiva, por lo cual se puede clasificar como una estructura del Grupo B (art. 20 del RNC-07), debido a que el grado de seguridad requerido es intermedio y la falla parcial o total de la edificación causaría pérdidas de magnitud intermedia.

Art. 21. Factor de reducción por ductilidad. ($Q = 2$)

³³ Págs. 15-34, RNC-07.

³⁴ Pág. 17-23, RNC-07.

Dado que se desconoce el periodo fundamental de vibración de la estructura, T , se asumirá $Q' = Q = 2$.

Se utiliza $Q = 2$ ya que cumple con los requisitos del inciso c) del artículo 21 del RNC-07. Se determinará el valor de Q' de acuerdo a las disposiciones del artículo 23.

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si se desconoce } T \text{ o si } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1) & \text{si } T \leq T_a \end{cases}$$

$$T_a = 0.1 \text{ s}, T_b = 0.6 \text{ s y } T_c = 2 \text{ s}$$

Art. 22. Factor de reducción por sobrerresistencia ($\Omega = 2$)

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor $\Omega = 2$.

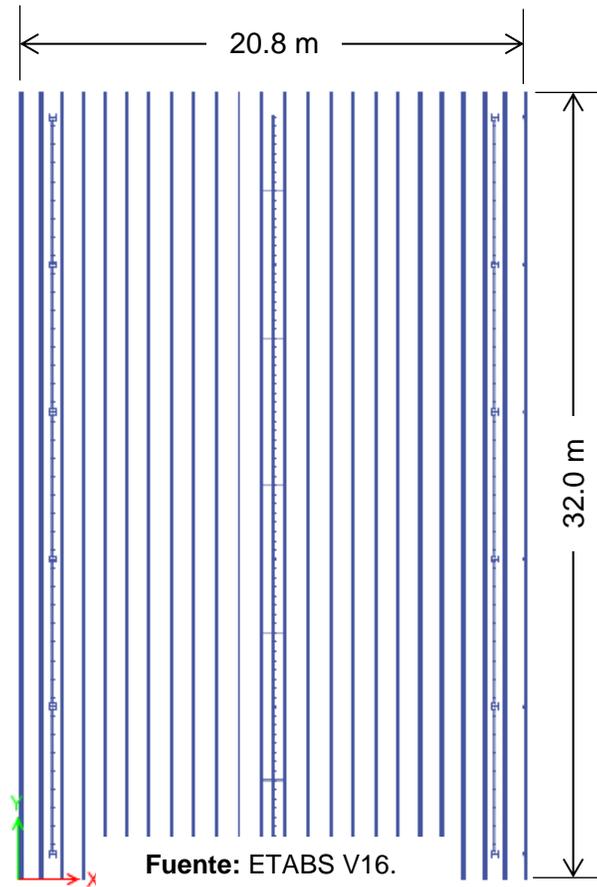
Art. 23. Condiciones de regularidad

a) Estructura regular

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

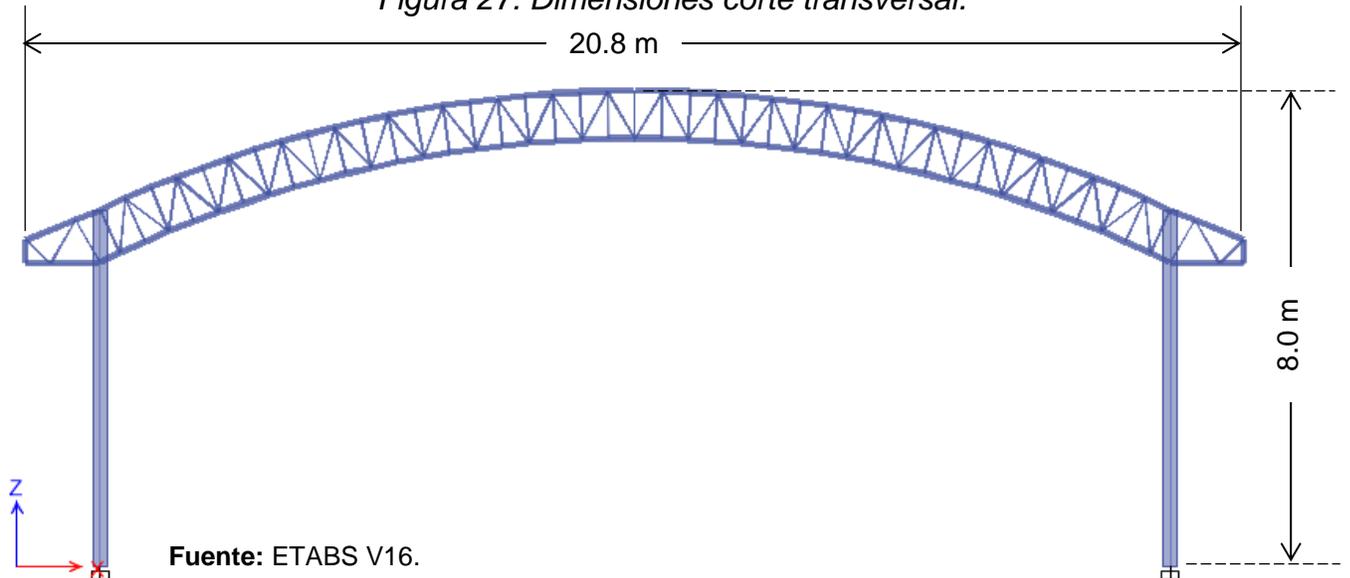
1. Cumple. La planta es simétrica con respecto a dos ejes ortogonales.

Figura 26. Dimensiones de planta.



2. Cumple. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5, $8 \text{ m} / 20.80 \text{ m} = 0.39 < 2.5$.

Figura 27. Dimensiones corte transversal.



3. Cumple. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
 $32 \text{ m}/20.8 \text{ m} = 1.54 < 2.5.$
 4. Cumple. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
 5. Cumple. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
 6. Cumple. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso.
 7. No aplica (la estructura tiene solo un nivel).
 8. No aplica (la estructura tiene solo un nivel).
 9. Cumple
 10. Cumple
 11. Cumple
 12. Cumple
- d) Corrección por irregularidad

El factor de reducción Q' , definido en el Artículo 21, se multiplicará 0.9 dado que no cumple con uno de los requisitos del inciso a) del Art. 23, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la del inciso c) del Art. 23. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno.

$$\Rightarrow Q' = 1(2) = 2$$

Art. 24. Coeficiente de diseño sismorresistente.

El coeficiente sísmico de una estructura se calcula para el método estático equivalente:

$$C = \frac{V_o}{W_o} = \frac{S_d}{Q'\Omega} \geq S_{a_o}$$

$$W_o = CM + CVR$$

$$V_o = \text{Cortante Basal}$$

$$CM = \text{Carga muerta}$$

CVR = Carga Viva incidental o reducida

La cancha está localizada en Chinandega (ciudad que se ubica en la zona sísmica C según el RNC-07) y, por lo tanto, se toma del anexo C del RNC-07 un valor de $a_0 = 0.31$ (mapa de isoaceleraciones).

Art. 25. Influencia del suelo y del período del edificio.

Si no se dispone de estos mapas de microzonificación, se utilizarán los siguientes factores de amplificación, S:

Se considera suelo firme. Tipo II.

De acuerdo a la zona sísmica (C) y la clasificación del suelo (Tipo II, suelo firme con $360 < V_s < 750$ m/s) se toma de la Tabla 2 del RNC un factor de amplificación $S = 1.5$.

Zonificación sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Fuente: Reglamento Nacional de la Construcción 2007 (RNC-07).

Ahora ya conociendo a_0 y S, se procede a calcular el coeficiente sísmico C:

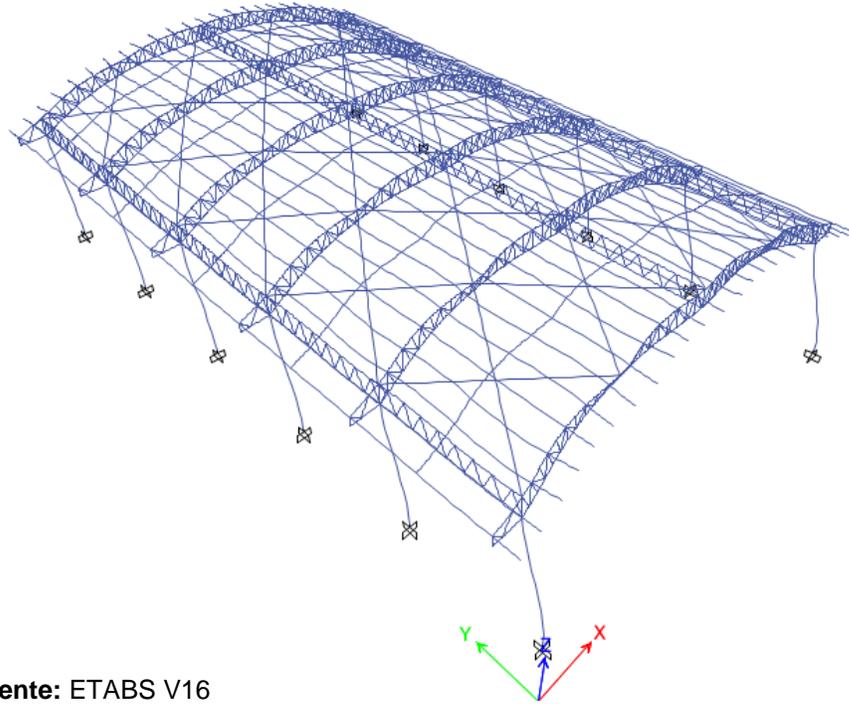
$$C = \frac{V_0}{W_0} = \frac{Sd}{Q'\Omega} = \frac{S(2.7a_0)}{Q'\Omega} = \frac{1.5(2.7)(0.31)}{(2)(2)} = 0.314 < (1.5)(0.31) = 0.465$$

$$\therefore C = 0.465$$

Una vez conocido el período fundamental de la estructura, se puede utilizar un procedimiento para disminuir de manera segura el coeficiente sísmico, resultando en un diseño más económico. En este trabajo monográfico, los periodos sísmicos se obtienen mediante el uso del software de diseño ETABS V.16.

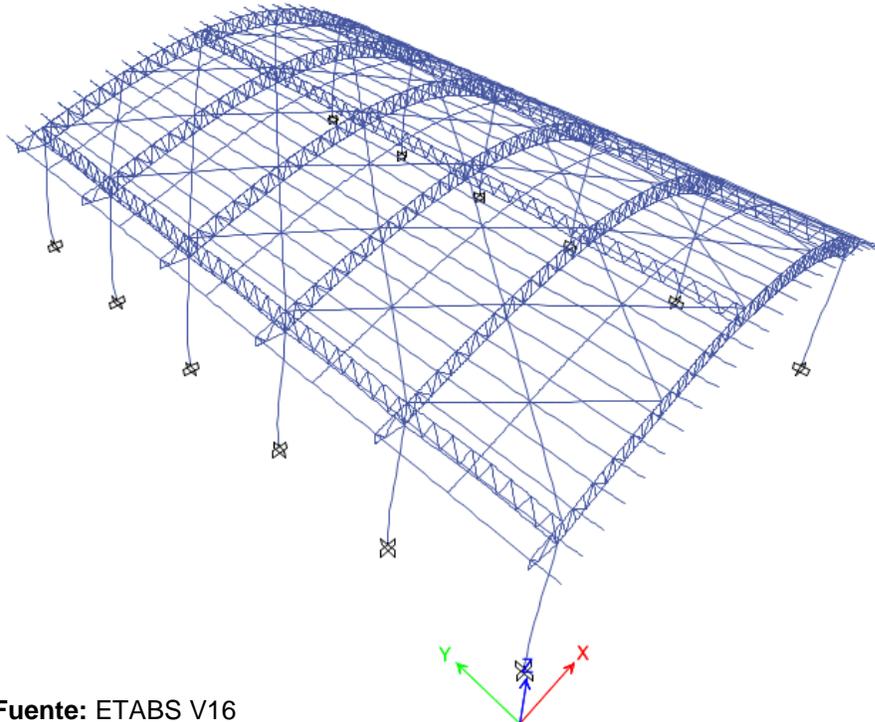
Resultan: $T_1 = 0.393$ s, $T_2 = 0.292$ s y $T_3 = 0.281$ s. En las siguientes imágenes se pueden apreciar dichos resultados:

Figura 28. Primer modo de vibración, $T_1 = 0.393$ s.



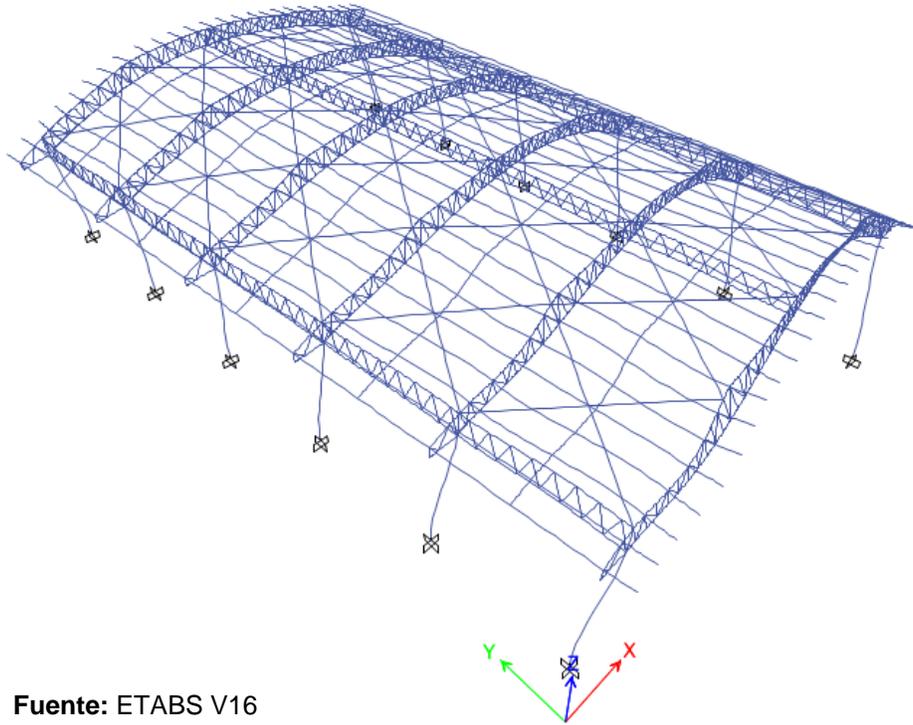
Fuente: ETABS V16

Figura 29. Segundo modo de vibración, $T_2 = 0.292$ s.



Fuente: ETABS V16

Figura 30. Tercer modo de vibración, $T_3 = 0.281$ s.



Fuente: ETABS V16

El primer modo de vibración y el más crítico resulta en la dirección “Y”, el segundo modo de vibración resulta en la dirección “X” y el tercer modo de vibración es en dirección torsionante.

Los periodos de vibración mostrados tienen valores entre $T_a = 0.1$ s y $T_b = 0.6$ s, por lo tanto, se determinará el valor de la ordenada espectral del espectro de diseño para Nicaragua y luego se calculará el coeficiente sísmico.

Cálculo de la ordenada espectral

$$a = Sd; S = 1.5; d = 2.7a_0 = 2.7(0.31) = 0.837$$

$$a = 1.5(0.837) = 1.256$$

$$\Rightarrow C = \frac{a}{Q'\Omega} = \frac{1.256}{2(2)} = 0.314$$

Por lo tanto, $C = 0.314$.

3.1.4.1. Revisión de desplazamientos laterales

Este acápite se fundamenta en el Título III del RNC-07: Disposiciones diversas³⁵.

Los desplazamientos a analizar serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas, y luego se multiplicarán por los factores correspondientes de acuerdo a los incisos a, b y c del artículo 34 del RNC-07.

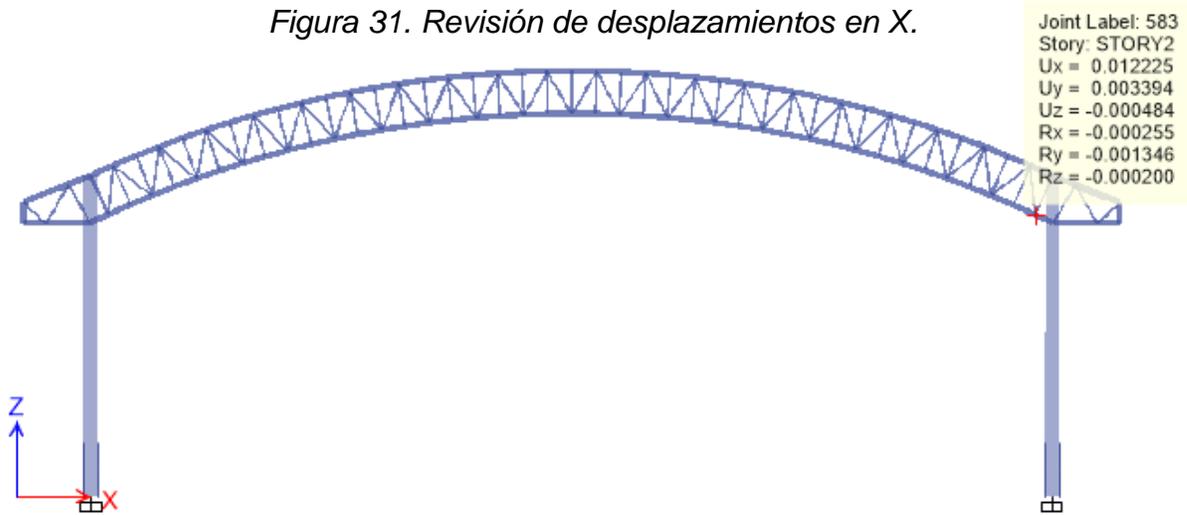
El desplazamiento a revisar de acuerdo al artículo 34, será el que resulte crítico de entre las siguientes combinaciones de carga:

- $C_1^u = CM + CV$
- $C_2^u = 0.9CM + P_z$
- $C_3^u = 0.9CM + F_{sx} + 0.3F_{sy}$
- $C_4^u = 0.9CM - F_{sx} - 0.3F_{sy}$
- $C_5^u = 0.9CM - F_{sx} + 0.3F_{sy}$
- $C_6^u = 0.9CM + F_{sx} - 0.3F_{sy}$
- $C_7^u = 0.9CM + F_{sy} + 0.3F_{sx}$
- $C_8^u = 0.9CM - F_{sy} - 0.3F_{sx}$
- $C_9^u = 0.9CM - F_{sy} + 0.3F_{sx}$
- $C_{10}^u = 0.9CM + F_{sy} - 0.3F_{sx}$

En la siguiente figura se aprecia el desplazamiento mayor del arco (nodo X = 19.0856 m, Y = 19 m, Z = 5.2743 m), por la combinación de carga crítica $0.9CM + F_{sx} + 0.3F_{sy}$. El valor del desplazamiento máximo en dirección "Ux" (dirección "X") es de 1.2225 cm, para una altura de 5.2743 m.

³⁵ Págs. 35-39, RNC-07.

Figura 31. Revisión de desplazamientos en X.



Fuente: ETABS V16

Cálculo de los desplazamientos servicio y colapso:

- Desplazamientos en el estado límite de servicio “X”

Según el art.34 del RNC-07, si para el análisis se ha usado el método estático tomando en cuenta el efecto del período estructural, tal como se prevé en el artículo 32 inciso b), los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q'\Omega/2.5$. El valor de Q' se calculará para el período fundamental de la estructura, en este caso $Q' = Q = 2.0$.

$$Q'\Omega/2.5 = 2(2)/2.5 = 1.60$$

$$1.6U_x = 1.60(1.2225 \text{ cm}) = 1.956 \text{ cm}$$

- Desplazamientos en el estado límite de colapso “X”

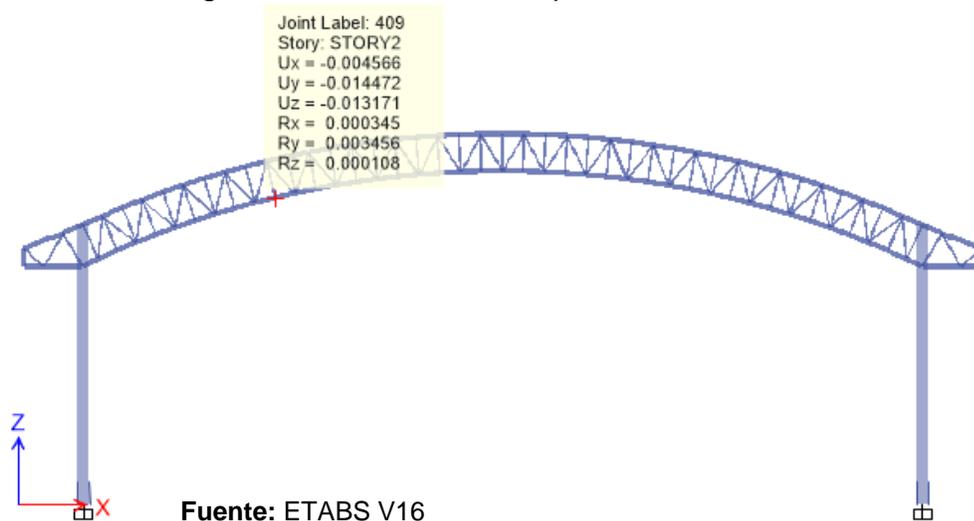
Los desplazamientos en este caso serán los que resulten de los análisis estructurales ante fuerzas reducidas multiplicados por el factor $Q\Omega$.

$$Q\Omega = 2(2) = 4.0$$

$$4U_x = 4(1.2225 \text{ cm}) = 4.89 \text{ cm}$$

- Desplazamientos en el estado límite de servicio en “Y”

Figura 32. Revisión de desplazamientos en Y.



En la siguiente figura se muestra el desplazamiento en la dirección “Y” del marco crítico, en este caso la estructura se encuentra sometida a la combinación de carga 0.9CM-Fsy-0.3Fsx y el valor del desplazamiento máximo en la dirección “Y” es $U_y = 1.4472$ cm para una altura de 6.5849 m.

El desplazamiento en la dirección “Y” se revisan de la misma forma que los anteriores:

$$1.6U_y = 1.6(1.4472 \text{ cm}) = 2.3155 \text{ cm}$$

- Desplazamientos en el estado límite de colapso “Y”

$$4U_y = 4(1.4472 \text{ cm}) = 5.7888 \text{ cm}$$

Cálculo de los desplazamientos permisibles

- **Desplazamientos en el estado límite de servicio**

Según el art.34 del RNC-07, la diferencia entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo estipula el artículo 34, inciso a), no excederán 0.004 veces las diferencias de elevaciones correspondientes.

- Desplazamiento en el estado límite de servicio en la dirección “X”

$0.004(527.43 \text{ cm}) = 2.1097 \text{ cm} > 1.956 \text{ cm}$ (desplazamiento de servicio permisible no considerando elementos no estructurales). **Cumple.**

- Desplazamiento en el estado límite de servicio en la dirección “Y”

$0.004(658.49 \text{ cm}) = 2.6340 \text{ cm} > 2.3155 \text{ cm}$ (desplazamiento de servicio permisible no considerando elementos no estructurales). **Cumple.**

- **Desplazamientos en el estado límite de colapso**

La distorsión máxima permitida según la Tabla 4 del RNC-07, para Q = 2 (marcos de acero con contravientos concéntricos) es de 0.015.

- Desplazamiento en el estado límite de colapso en la dirección “X”

$$\frac{4.89 \text{ cm}}{100(5.2743)\text{cm}} = 0.0093 < 0.015. \text{ **Cumple.**}$$

- Desplazamiento en el estado límite de colapso en la dirección “X”

$$\frac{5.7888 \text{ cm}}{100(6.5849)\text{cm}} = 0.0088 < 0.015. \text{ **Cumple.**}$$

Tabla 19. Revisión de desplazamientos laterales.			
Caso	Calculado	Permisible	Observación
Desplazamiento de servicio en “X”	1.9560 cm	2.1097 cm	CUMPLE
Desplazamiento de servicio en “Y”	2.3155 cm	2.6340 cm	CUMPLE
Distorsión máxima en “X”	0.0093	0.0150	CUMPLE
Distorsión máxima en “Y”	0.0088	0.0150	CUMPLE
Fuente: elaboración propia			

3.1.5. Revisión manual de algunos elementos críticos

3.1.5.1. Diseño de columnas

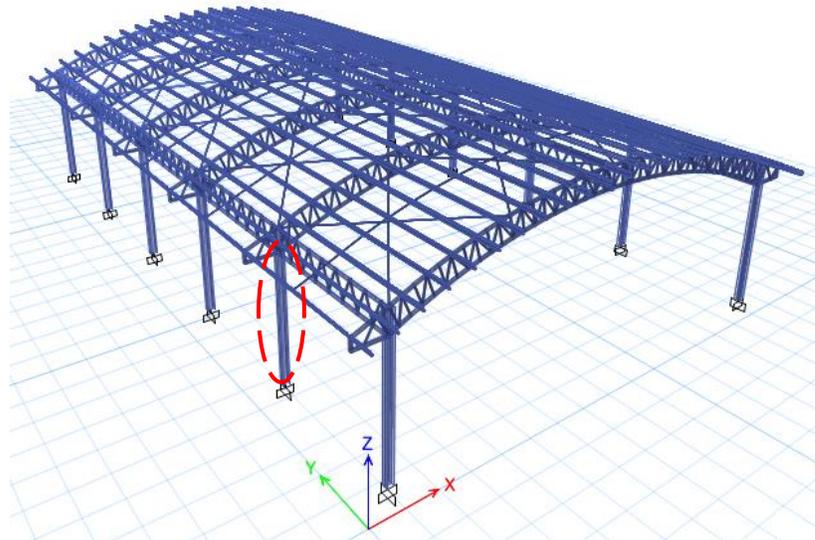
Consideraciones del diseño:

Se diseñarán las columnas según el capítulo H del reglamento AISC 360-16: Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión.

Para flexión se utilizará el capítulo F del AISC 360-16, sección F2: Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flexionados en torno a su eje mayor. Para compresión se utilizará el capítulo E del AISC 360-16, sección E3: Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos. Se utilizará un valor de $K=1$, dado que en la sección 7.2 del anexo 7, punto (3), inciso (a) del reglamento AISC 360-16, se establece lo siguiente:

En sistemas de marcos arriostrados, sistemas de muros de corte, y otros sistemas estructurales donde la estabilidad lateral y la resistencia a las cargas laterales no recae en la rigidez a flexión de las columnas, el factor de longitud efectiva, K , de miembros sujetos a compresión debe ser tomado como 1.0, a menos que un análisis racional indique que un valor menor sea apropiado. (2016, p. 302)

Figura 33. Diseño de Columnas



Fuente. ETABS V16

Localización de la columna central crítica: marco localizado en $Y = 7$ (nodo inicial: $X = 1.4, Y = 7, Z = 0$; nodo final: $X = 1.4, Y = 7, Z = 6$).

Se propone el perfil WF10"X10"X60, acero A992 ($F_y = 50$ ksi y $F_u = 65$ ksi)

Tabla 20. Propiedades de la sección WF10"X10"X60.

Área de la sección transversal	17.738 pulg ²
Constante torsionante	2.361 pulg ⁴
Momento de inercia alrededor del eje 3	343.456 pulg ⁴
Momento de inercia alrededor del eje 2	116.309 pulg ⁴
Área de cortante en dirección 2	4.425 pulg ²
Área de cortante en dirección 3	12.767 pulg ²
Módulo de sección en dirección 3	67.106 pulg ³
Módulo de sección en dirección 2	23.080 pulg ³
Módulo plástico en dirección 3	75.050 pulg ³
Módulo plástico en dirección 2	35.078 pulg ³
Radio de giro en dirección 3	4.400 pulg
Radio de giro en dirección 2	2.561 pulg

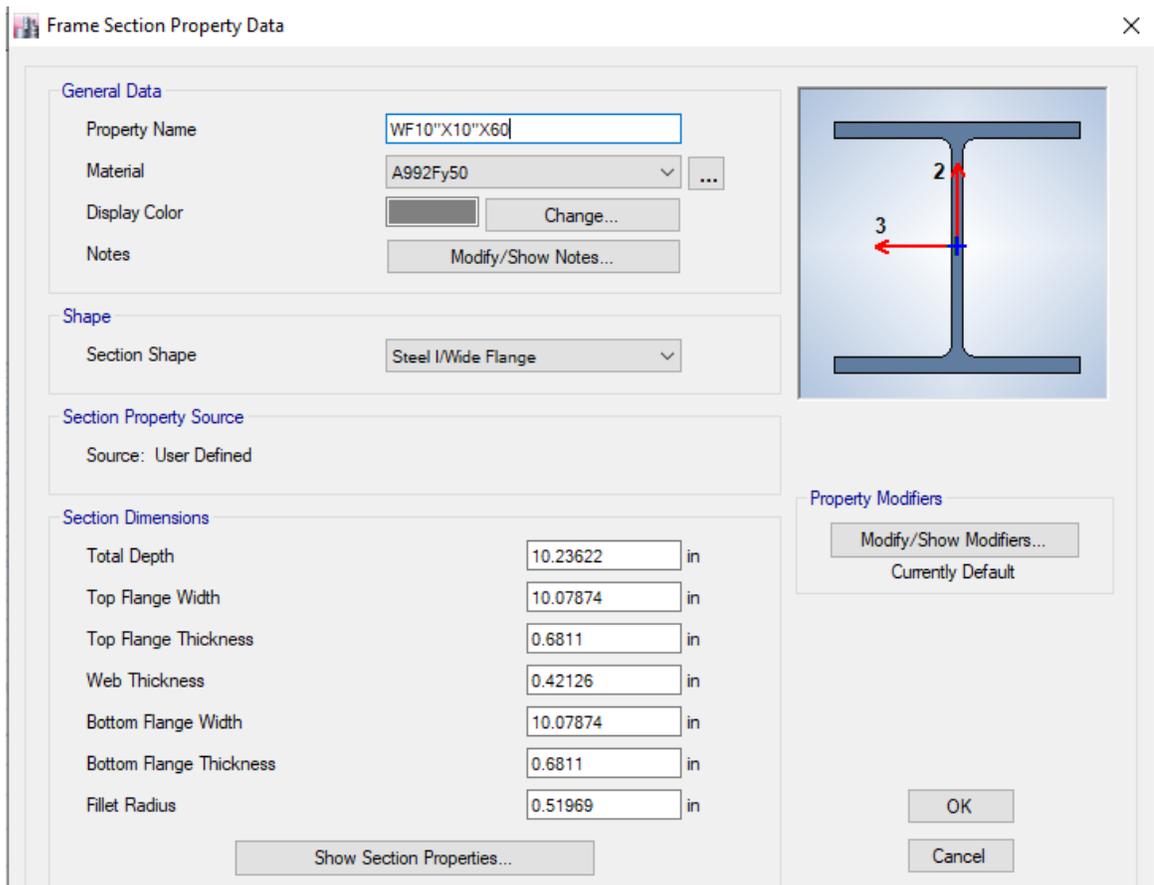
Fuente: elaboración propia

Tabla 21. Cargas de diseño para columnas.

Combinación de carga	Fuerza axial Pu (klb)	Momento 2-2 Muy (klb-pulg)	Momento 3-3 Mux (klb-pulg)
1.4CM	-5.509	-0.620	174.366
1.2CM+1.6CV	-12.220	-2.556	516.610
1.2CM+1.6Pz+CV	-4.474	-0.312	142.250
1.2CM+Fsx+0.3Fsy+CV	-8.968	44.337	284.436
1.2CM-Fsx-0.3Fsy+CV	-9.848	45.797	-501.475
1.2CM-Fsx+0.3Fsy+CV	-9.989	44.497	-498.992
1.2CM+Fsx-0.3Fsy+CV	-8.828	-45.957	287.264
1.2CM+Fsy+0.3Fsx+CV	-9.490	149.735	346.292
1.2CM-Fsy-0.3Fsx+CV	-9.327	-151.195	411.562
1.2CM-Fsy+0.3Fsx+CV	-9.021	-151.243	355.716
1.2CM+Fsy-0.3Fsx+CV	-9.796	149.783	402.138

Fuente: elaboración propia.

Figura 34. Geometría de columna WF 10"X10"X60.



Fuente. ETABS V16.

Ecuación de interacción

Según la sección H1 del reglamento AISC 360-16, se debe analizar la relación entre la fuerza axial requerida “ P_r ”, y la fuerza axial nominal “ P_n ”, esta última multiplicada por un factor de compresión “ ϕ_c ” igual a 0.90.

Cuando en una combinación de carga se cumple que $\frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0.20$, se debe utilizar la siguiente ecuación de interacción:

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (\text{Ecuación H1-1a AISC 360-16})$$

Cuando en una combinación de carga se cumple que $\frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0.20$, se debe utilizar la siguiente ecuación de interacción:

$$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}} \right) \leq 1 \text{ (Ecuación H1-1b AISC 360-16)}$$

Donde:

P_r = Fuerza axial requerida

M_{rx} = Momento requerido en la dirección X

M_{ry} = Momento requerido en la dirección Y

M_{cx} = Momento nominal en la dirección X

M_{cy} = Momento nominal en la dirección Y

Revisión de la relación de esbeltez para el elemento crítico

$$L = 6 \text{ m} = 6/0.0254 \text{ pulg} = 236.22 \text{ pulg}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0(236.22 \text{ pulg})}{2.561 \text{ pulg}} = 92.238 \leq 200, \text{ cumple}$$

Revisión de criterios para determinar F_{cr}

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{50}} = 113.432$$

Para el elemento crítico se cumple el criterio $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por tanto,

$$\Rightarrow F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \text{ y } \phi_c = 0.90$$

Cálculo de F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 (29000 \text{ klb/plg}^2)}{(92.238)^2} = 33.641 \text{ klb/plg}^2$$

Cálculo de F_{cr}

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{50 \text{ klb/plg}^2}{33.641 \text{ klb/plg}^2} = 1.486$$

$$\phi_c F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \phi_c = 0.658^{1.486} (50 \text{ klb/plg}^2)(0.90) = 24.16 \text{ klb/plg}^2$$

Cálculo de $\phi_c P_n$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = (24.16 \text{ klb/plg}^2)(17.738 \text{ plg}^2) = 428.55 \text{ klb}$$

Cálculo de momento de diseño en la dirección 3 (M_{cx})

$$M_{cx} \phi_b = Z_3 F_y \phi_b = (75.05 \text{ pulg}^3)(50 \text{ klb/pulg}^2)(0.90) = 3,377.25 \text{ klb-pulg}$$

$$M_{cx} \phi_b = 3,377.25 \text{ klb-pulg}$$

Cálculo de momento de diseño en la dirección 2 (M_{cy})

$$M_{cy} \phi_b = Z_2 F_y \phi_b = (35.078 \text{ pulg}^3)(50 \text{ klb/pulg}^2)(0.90) = 1,578.51 \text{ klb-pulg}$$

$$M_{cy} \phi_b = 1,578.51 \text{ klb-pulg}$$

Revisión del diseño

Se cumple que:

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} = \frac{12.220}{428.55} = 0.029 < 0.2$$

Entonces, se debe utilizar la siguiente ecuación de interacción:

$$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}} \right) = \frac{12.220}{2(428.55)} + \frac{516.61}{3,377.25} + \frac{2.556}{1,578.51} = 0.169 < 1.0$$

El perfil es satisfactorio. La revisión con el software ETABS V16 puede ser consultada en “*informe de diseño de columnas*” del anexo V.

Tabla 22. Revisión del diseño para diferentes combinaciones de carga.

Combinación de Carga	Fuerza axial	Momento 2-2	Momento 3-3	Ec. I.	Observación
	Pu (Kip)	Muy (Kip-pulg)	Mux (Kip-pulg)		
1.4CM	-5.509	-0.620	174.366	0.058	SATISFACE
1.2CM+1.6CV	-12.220	-2.556	516.610	0.169	SATISFACE
1.2CM+1.6Pz+CV	-4.474	-0.312	142.250	0.048	SATISFACE
1.2CM+Fsx+0.3Fsy+CV	-8.968	44.337	284.436	0.123	SATISFACE
1.2CM-Fsx-0.3Fsy+CV	-9.848	45.797	-501.475	0.189	SATISFACE
1.2CM-Fsx+0.3Fsy+CV	-9.989	44.497	-498.992	0.188	SATISFACE
1.2CM+Fsx-0.3Fsy+CV	-8.828	-45.957	287.264	0.124	SATISFACE
1.2CM+Fsy+0.3Fsx+CV	-9.490	149.735	346.292	0.208	SATISFACE
1.2CM-Fsy-0.3Fsx+CV	-9.327	-151.195	411.562	0.229	SATISFACE
1.2CM-Fsy+0.3Fsx+CV	-9.021	-151.243	355.716	0.212	SATISFACE
1.2CM+Fsy-0.3Fsx+CV	-9.796	149.783	402.138	0.225	SATISFACE

$\phi_c P_n = 428.55$ klb, $M_{cx}\phi_b = 3377.25$ klb-pulg y $M_{cy}\phi_b = 1578.51$ klb-pulg.

Fuente: elaboración propia

3.1.5.2. Diseño de largueros

Cálculo del momento nominal (M_n)

Los elementos a flexión se diseñan siguiendo el capítulo F del reglamento AISC 360-16. Previo a la selección del procedimiento de diseño, se debe clasificar el perfil como compacto, no-compacto o esbelto, utilizando la sección B4 del reglamento, específicamente la ayuda de la tabla B4.1b.

En este caso, se selecciona el caso número 10 de la tabla B4.1b (Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes), y se revisa cuál de las siguientes condiciones se cumple:

a) $\frac{b}{t} \leq \lambda_p$; el elemento se considera compacto

b) $\lambda_p < \frac{b}{t} \leq \lambda_r$; el elemento se considera no compacto

c) $\frac{b}{t} > \lambda_r$; el elemento se considera esbelto

Donde:

b/t = razón ancho/espesor

λ_p = parámetro limitante de esbeltez para elementos compactos

λ_r = parámetro limitante de esbeltez para elementos no compactos

Cálculo de razón ancho/espesor

$$\frac{b}{t} = \frac{2 \text{ pulg}}{3/16 \text{ pulg}} = 10.667$$

Cálculo del parámetro limitante de esbeltez para elementos compactos (λ_p).

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = 10.785$$

Cálculo del parámetro limitante de esbeltez para elementos no compactos (λ_r).

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.0 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = 28.382$$

De las condiciones evaluadas anteriormente, se cumple que $b/t < \lambda_p$, por tanto, el elemento se clasifica como compacto.

Se diseñará el perlín según la sección F2 del reglamento AISC 360-10: Miembros compactos de sección I de simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor.

Esta sección del reglamento establece que el momento de diseño será el valor menor obtenido de dos condiciones: el análisis del momento plástico y pandeo lateral torsional (PLT).

Para obtener un momento de diseño, el momento nominal se multiplica por un factor de resistencia, en este caso $\phi_b = 0.90$.

Tabla 23. Cargas de diseño para largueros.

Combinación de carga	Dirección	Momento máximo (Kip-pulg)	Momento máximo (kgf-m)
1.2CM+1.6CV	3	17.72	204.08
1.2CM+1.6CV	2	2.88	33.12
0.9CM+1.6Pz	3	-7.44	-85.66
0.9CM+1.6Pz	2	0.59	6.82
1.2CM+1.6Pz+CV	3	2.37	27.30
1.2CM+1.6Pz+CV	2	1.40	16.08

Fuente: elaboración propia

- Análisis por fluencia

$$M_n = Z_x F_y \text{ (Ecuación F2-1)}$$

Donde:

M_n = Momento nominal

Z_x = Módulo de sección plástico en torno al eje X

F_y = Esfuerzo de fluencia

- Análisis por pandeo lateral torsional (PLT)

Para determinar el momento nominal, se revisan las siguientes condiciones:

a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica

b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \text{ (Ecuación F2-2)}$$

c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_{nx} = F_{cr} S_x \leq M_p \text{ (Ecuación F2-3)}$$

Donde

L_p = Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de fluencia. Se calcula de la siguiente manera:

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ecuación F2-5})$$

L_b = Longitud entre los puntos que ya estén arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o atiesados contra el giro de la sección transversal.

M_p = Momento de flexión plástico (como se calcula en el análisis por fluencia).

S_x = Módulo de sección elástico en torno al eje X.

L_r = Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo torsional inelástico. Se calcula de la siguiente manera:

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{Ecuación F2-6})$$

Donde:

r_{ts} = radio de giro efectivo. Se calcula de la siguiente manera:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

h_o = distancia entre los centroides de las alas.

El coeficiente "c" se calcula de la siguiente manera:

Para canales

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \quad (\text{Ecuación F2-8b})$$

C_w = constante de deformación o constante de alabeo.

Para vigas "I" de doble simetría, c es igual a la unidad.

F_{cr} = tensión crítica y se calcula con la siguiente ecuación.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (\text{Ecuación F2-4})$$

Donde:

C_b = Factor de modificación del pandeo lateral torsional.

J = Constante torsional.

Nota: El término del radical puede tomarse conservadoramente igual a la unidad.

- Cálculo de momento de diseño plástico en la dirección 3

$$M_{n3} \phi_b = Z_x F_y \phi_b = (3.514 \text{ pulg}^3)(36 \text{ klb/pulg}^2)(0.90) = 113.85 \text{ klb-pulg}$$

$$M_{n3} \phi_b = 113.85 \text{ klb-pulg}$$

- Cálculo de momento de diseño plástico en la dirección 3 considerando flexión biaxial ($F_b = 0.6F_y$)

$$M_{n3} \phi_b = Z_x F_y \phi_b = (3.514 \text{ pulg}^3)(0.6 \cdot 36 \text{ klb/pulg}^2)(0.90) = 68.31 \text{ klb-pulg}$$

$$M_{n3} \phi_b = 68.31 \text{ klb-pulg}$$

- Cálculo de momento de diseño por pandeo lateral torsional (PLT).

Cálculo de L_p y L_r

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76(0.660) \sqrt{\frac{29000}{36}} = 32.970 \text{ pulg}$$

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

Figura 35. Geometría de perfil C6"X2"X3/16".

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C6X2X3/16"

Material: A36

Display Color: [Color Selection] Change...

Notes: [Modify/Show Notes...]

Shape

Section Shape: Cold Formed C

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Web Depth: 5.90551 in

Flange Width: 1.9685 in

Thickness: 0.17717 in

Radius: 0.35433 in

Lip Depth: 0.47244 in

Property Modifiers

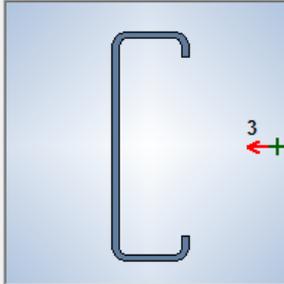
[Modify/Show Modifiers...]
Currently Default

Mirror

Mirror About Local 2-Axis

[OK] [Cancel]

[Show Section Properties...]



Properties

Item	Value
Area, in2	1.6509
AS2, in2	0.8579
AS3, in2	0.3209
I33, in4	7.796721
I22, in4	0.593506
S33Pos, in3	2.64049
S33Neg, in3	2.64049
S22Pos, in3	1.169604
S22Neg, in3	0.406215
R33, in	2.20565
R22, in	0.65968
Z33, in3	3.513619
Z22, in3	0.855576
J, in4	0.017272

Fuente. ETABS V16.

Cálculo de C_w para un perfil tipo canal

$$C_w = \frac{t_f b^3 h^2}{12} \left(\frac{3bt_f + 2ht_w}{6bt_f + ht_w} \right)$$

$$h_o = 5.9055 - 0.1772 = 5.7283 \text{ pulg}, b = 1.9685 - 0.1772/2 = 1.880 \text{ pulg}$$

$$C_w = \frac{(0.1772)(1.880)^3(5.7283)^2}{12} \left[\frac{3(1.880)(0.1772) + 2(5.7283)(0.1772)}{6(1.880)(0.1772) + (5.7283)(0.1772)} \right]$$

$$C_w = 3.236 \text{ pulg}^6$$

Por tanto

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} = \frac{5.7283}{2} \sqrt{\frac{0.5935}{3.236}} = 1.227$$

Determinación del radio de giro efectivo

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = \frac{\sqrt{0.5935(3.236)}}{2.6405} = 0.525 \text{ pulg}^2 \Rightarrow r_{ts} = \sqrt{0.525} = 0.725 \text{ pulg}$$

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

$$L_r = 1.95(0.725) \frac{29000}{0.7(36)} \sqrt{\frac{(0.01727)(1.227)}{(2.6405)(5.7283)} + \sqrt{\left[\frac{(0.01727)(1.227)}{(2.6405)(5.7283)} \right]^2 + 6.76 \left[\frac{0.7(36)}{29000} \right]^2}}$$

$$L_r = 103.66 \text{ pulg}$$

La longitud total del canal es 6 m, pero en el punto medio del perfil se tiene un tensor, por tanto, la longitud sin arriostre es de 3 m.

$$L_b = 6.0 \text{ m}/2 = 3.0 \text{ m} = 3.0/0.0254 = 118.11 \text{ pulg}.$$

Se cumple que $L_b > L_r$, por lo tanto, se utiliza la ecuación F2-3:

$$M_{nx} = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Cálculo de la tensión crítica

$C_b = 1.30$ (tomado de Vinnakota, figura 10.4.3, pág. 556, caso b)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$F_{cr} = \frac{(1.30) \pi^2 (29000)}{\left(\frac{118.11}{0.725}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{(0.01727)(1.227)}{(2.6405)(5.7283)} \left(\frac{118.11}{0.725}\right)^2} = 27.688 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = 27.688 \text{ ksi}$$

- Cálculo del momento de diseño por pandeo lateral torsional (PLT)

$$M_n \phi_b = F_{cr} S_x \phi_b = (27.688 \text{ klb/pulg}^2)(2.6405 \text{ pulg}^3)(0.90) = 65.80 \text{ klb-pulg}$$

$$M_n \phi_b = 65.80 \text{ klb-pulg}$$

- Comparación del momento de diseño por fluencia y el momento de diseño por PLT³⁶.

$$65.80 \text{ klb-pulg} < 68.31 \text{ klb-pulg}$$

Por lo tanto, 65.80 klb-pulg será el momento de diseño.

Revisión del diseño

65.80 klb-pulg > 17.72 klb-pulg. **Cumple.**

La revisión con el software ETABS V16 puede ser consultada en “*informe de diseño de largueros*” del anexo V.

³⁶ Pandeo Lateral Torsional

3.1.5.3. Diseño de elementos de cerchas

3.1.5.3.1. Diseño de diagonales de cerchas

Consideraciones del diseño

Se realizó una revisión por compresión según la norma AISC 360-16.

Tabla 24. Combinación de diseño para diagonales de cerchas.		
Combinación de carga	Pu (kgf)	Pu (kip)
1.2CM+1.6CV	2881.51	6.35
Fuente: elaboración propia		

Carga mayorada:

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2(1.488 \text{ kips}) + 1.6(2.855 \text{ kips}) = 6.353 \text{ kips}$$

Las cuerdas de cercha se revisaron utilizando las combinaciones de carga de acuerdo al RNC-07.

Para la revisión por compresión, se tomará un valor para el coeficiente de longitud efectiva igual a la unidad ($K = 1$), a como se expuso en la sección 3.3.5.1.

Para seguir las fórmulas propuesta por este diseño, se debe asegurar que el elemento esté atiesado en dirección paralela a la fuerza de compresión (caso número 9 de la tabla B4.1a AISC 360-16)

Cálculo de resistencia axial nominal (P_n)

Los elementos a compresión se diseñarán siguiendo el capítulo E del reglamento AISC 360-16. Previo a la selección del procedimiento de diseño adecuado, se debe clasificar el perfil como no-esbelto o esbelto, utilizando la sección B4 del reglamento, específicamente la ayuda de la tabla B4.1a.

En este caso, se selecciona el caso número 9 de la tabla B4.1a (tubos circulares). Siguiendo el procedimiento, se revisa cuál de las siguientes condiciones se cumple:

a) $\frac{b}{t} \leq \lambda_r$; el elemento se considera no esbelto

b) $\frac{b}{t} > \lambda_r$; el elemento se considera esbelto

Donde

b/t: razón ancho-espesor

λ_r : límite de esbeltez para elementos no compactos

Para una HSS1.90"x0.120": A = 0.624 plg², t = 0.111 plg, $r_x = r_y = 0.634$ plg.

$$F_y = 42 \text{ klb/plg}^2$$

Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos no-compactos

$$\lambda_r = 0.11 \frac{E}{F_y} = 0.11 \frac{29000}{42} = 75.95$$

Razón ancho-espesor

$$\frac{b}{t} = \frac{1.90}{0.111} = 17.12 < 75.95$$

Se cumple la condición a) $\frac{b}{t} \leq \lambda_r$, el elemento se clasifica como no-esbelto.

La resistencia axial nominal (P_n) se determinará de acuerdo a la sección E3 del código de diseño AISC 360-16, basada en el estado límite de pandeo por flexión.

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

Revisión de la relación de esbeltez para el elemento crítico

$$L = 0.921 \text{ m} = 0.921/0.0254 \text{ pulg} = 36.25 \text{ pulg}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{(3.021 \text{ pies})(12 \text{ plg/pie})}{0.634 \text{ plg}} = 57.18$$

La sección E2 del AISC 360-16 recomienda que la relación de esbeltez KL/r no sea mayor de 200 para elementos diseñados solamente a compresión.

57.18 < 200. Cumple.

Revisión de criterios para determinar F_{cr}

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{42}} = 123.76$$

Para el elemento crítico se cumple el criterio $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por tanto,

$$\Rightarrow F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \text{ y } \phi_c = 0.90 \text{ (Ecuación E3-2 AISC 360-16)}$$

Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ entonces

$$F_{cr} = 0.877 F_y \text{ y } \phi_c = 0.90 \text{ (Ecuación E3-3 AISC 360-16)}$$

Donde

F_e = Tensión de pandeo elástico determinado en la sección E3-4 del reglamento AISC 360-16.

A su vez, la tensión de pandeo elástico (F_e) se determinará de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \text{ (Ecuación E3-4 AISC 360-16)}$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del acero.

K = factor de longitud efectiva.

L = longitud del miembro.

r = radio de giro de la sección transversal total, no reducida.

($\phi_c F_{cr}$ se determina según fórmulas de columnas y también se podría calcular por medio de la tabla 4-22 del Manual AISC):

Se multiplica P_n por un factor de resistencia para miembros con carga de compresión concéntrica $\phi_c = 0.90$ (sección E1 AISC 360-16).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 (29000 \text{ klb/plg}^2)}{(57.18)^2} = 87.54 \text{ klb/plg}^2$$

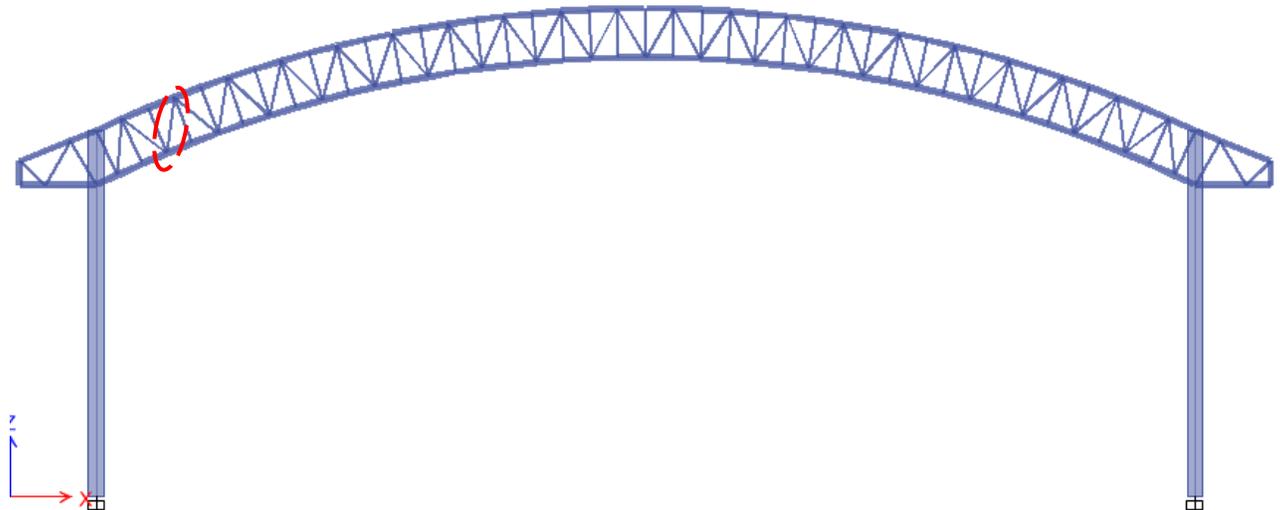
$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{42 \text{ klb/plg}^2}{87.54 \text{ klb/plg}^2} = 0.48 < 2.25 \Rightarrow F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \text{ y } \phi_c = 0.90$$

$$\phi_c F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \phi_c = 0.658^{0.480} (42 \text{ klb/plg}^2) (0.90) = 30.92 \text{ klb/plg}^2$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = (30.92 \text{ klb/plg}^2) (0.624 \text{ plg}^2) = 19.30 \text{ klb} > P_u = 6.353 \text{ klb} \therefore \text{CUMPLE}$$

La revisión con el software ETABS V16 puede ser consultada en “*informe de diseño de diagonales de cerchas*” del anexo V.

Figura 36. Diseño de diagonales de cerchas.



Fuente: ETABS V16.

3.1.5.3.2. Diseño de cuerdas de cerchas

Consideraciones del diseño

Tabla 25. Combinación de carga de diseño para cuerdas de cerchas.

Combinación de carga	Pu (kgf)	Pu (kip)
1.2CM+1.6CV	10587.59	23.35

Fuente: elaboración propia

Carga mayorada:

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2(5.571 \text{ kips}) + 1.6(10.413 \text{ kips}) = 23.35 \text{ kips}$$

Las consideraciones de diseño son las mismas que se plantearon anteriormente para el diseño de las diagonales de cerchas.

Para una HSS4.50"x0.125": $A = 1.60 \text{ plg}^2$, $t \text{ pared} = 0.116 \text{ plg}$, $r_x = r_y = 1.55 \text{ plg}$.

$$F_y = 42 \text{ klb/plg}^2$$

Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos no-compactos

$$\lambda_r = 0.11 \frac{E}{F_y} = 0.11 \frac{29000}{42} = 75.95$$

Razón ancho-espesor

$$\frac{b}{t} = \frac{4.50}{0.116} = 38.79 < 75.95$$

Se cumple la condición a) $\frac{b}{t} \leq \lambda_r$, el elemento se clasifica como no-esbelto.

Los aspectos teóricos son los mismos planteados para el diseño de las diagonales.

Revisión de la relación de esbeltez para el elemento crítico

$$L = 0.3757 \text{ m} = 0.3757/0.0254 \text{ pulg} = 14.79 \text{ pulg}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{(1.233 \text{ pies})(12 \text{ plg/pie})}{1.55 \text{ plg}} = 9.54$$

La sección E2 del AISC 360-16 recomienda que la relación de esbeltez KL/r no sea mayor de 200 para elementos diseñados solamente a compresión.

9.54 < 200. Cumple.

Revisión de criterios para determinar F_{cr}

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{42}} = 123.76$$

Para el elemento crítico se cumple el criterio $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por tanto,

$$\Rightarrow F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \text{ y } \phi_c = 0.90 \text{ (Ecuación E3-2 AISC 360-16)}$$

Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ entonces

$$F_{cr} = 0.877 F_y \text{ y } \phi_c = 0.90 \text{ (Ecuación E3-3 AISC 360-16)}$$

Donde

F_e = Tensión de pandeo elástico determinado en la sección E3-4 del reglamento AISC 360-16.

A su vez, la tensión de pandeo elástico (F_e) se determinará de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \text{ (Ecuación E3-4 AISC 360-16)}$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del acero.

K = factor de longitud efectiva.

L = longitud del miembro.

r = radio de giro de la sección transversal total, no reducida.

$(\phi_c F_{cr}$ se determina según fórmulas de columnas y también se podría calcular por medio de la tabla 4-22 del Manual AISC):

Se multiplica P_n por un factor de resistencia para miembros con carga de compresión concéntrica $\phi_c = 0.90$ (sección E1 AISC 360-16).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 (29000 \text{ klb/plg}^2)}{(9.54)^2} = 3143.01 \text{ klb/plg}^2$$

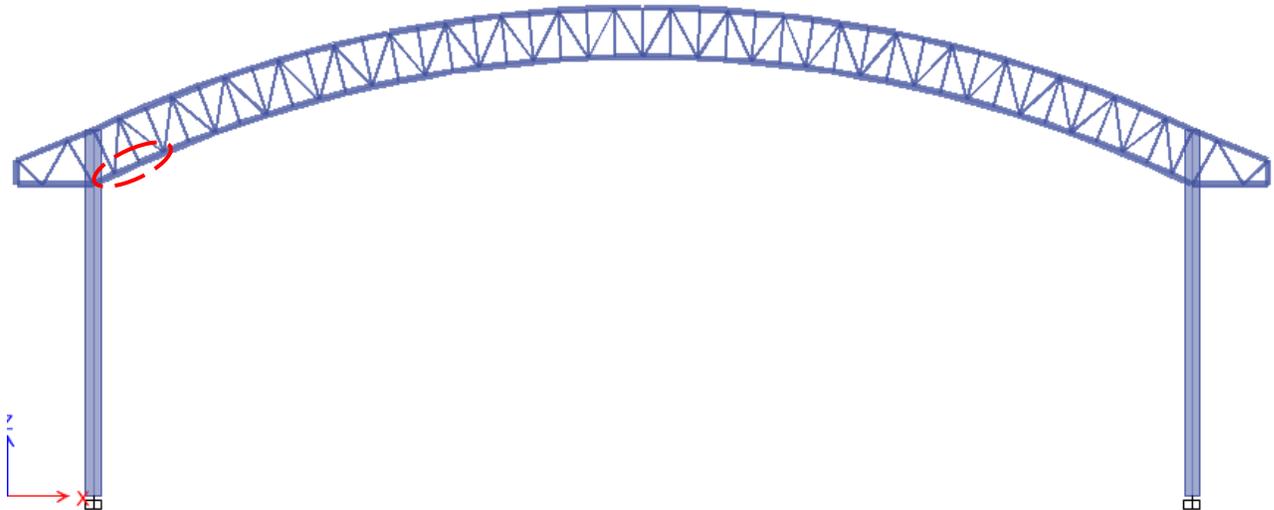
$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{42 \text{ klb/plg}^2}{3143.01 \text{ klb/plg}^2} = 0.013 < 2.25 \Rightarrow F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \text{ y } \phi_c = 0.90$$

$$\phi_c F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \phi_c = 0.658^{0.013} (42 \text{ klb/plg}^2) (0.90) = 37.59 \text{ klb/plg}^2$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = (37.59 \text{ klb/plg}^2) (1.60 \text{ plg}^2) = 60.14 \text{ klb} > P_u = 23.35 \text{ klb} \therefore \text{CUMPLE}$$

La revisión con el software ETABS V16 puede ser consultada en “*informe de diseño de cuerdas de cerchas*” del anexo V.

Figura 37. Diseño de cuerdas de cerchas.



Fuente. ETABS V16.

3.1.5.4. Diseño de tensores

Carga puntual según RNC-07 = 100 kg

Carga viva = 10 kg/m²

$\theta = 28.84^\circ < 30^\circ$ (máximo ángulo de inclinación de los largueros)

Longitud de la mitad del arco = $11(0.9294) = 10.223$ m

Peso promedio de los 12 largueros a cada lado del techo

$$\text{Peso promedio} = \frac{12 \times \text{peso lineal}}{\text{ancho tributario}} = 12 \frac{9.11 \text{ kg/m}}{10.223 \text{ m}} = 10.694 \text{ kg/m}^2$$

Carga muerta (zinc corrugado calibre 26) = 5.4 kg/m²

Longitud del claro del larguero = 6.0 m

$W_u = 1.2CM + 1.6CV = 1.2(10.694+5.40) + 1.6(10) = 35.312 \text{ kg/m}^2$

$W_u \text{ sen } \theta = 35.312 \text{ sen } (28.84^\circ) = 17.03 \text{ kg/m}^2$

$P_u = 1.6(100) = 160 \text{ kg}$

$P_u \text{ sen } \theta = 160.0 \text{ sen } (28.84^\circ) = 77.18 \text{ kg}$

Carga sobre el tensor inclinado superior

$$P_u = (17.03 \text{ kg/m}^2)(10.223 \text{ m})(3.0 \text{ m}) + 12(77.18 \text{ kg}) = 1448.44 \text{ kg}$$

$$P_u = 3193.80 \text{ lb} = 3.194 \text{ klb}$$

Se selecciona la sección a partir de la expresión LRFD (Acero A615: $F_u = 60$ ksi)

$$A_D = \frac{P_u}{\phi 0.75 F_u} = \frac{3.194 \text{ klb}}{0.75(0.75)(60 \text{ klb/pulg}^2)} = 0.095 \text{ pulg}^2$$

Se ensaya con un perfil redondo de diámetro al menos 5/8 pulg (tamaño práctico mínimo). Se prueba un perfil de 3/4 pulg.

$$A_D = \frac{\pi}{4} \left(\frac{3}{4}\right)^2 = 0.442 \text{ pulg}^2$$

$$R_n = 0.75F_u A_D = 0.75(60 \text{ klb/pulg}^2)(0.442 \text{ pulg}^2) = 19.89 \text{ klb}$$

LRFD con $\phi = 0.75$

$$\phi R_n = 0.75(19.89 \text{ klb}) = 14.92 \text{ klb} > P_u = 3.194 \text{ klb. OK}$$

Se usará un perfil Redondo de $\frac{3}{4}$ pulg.

La revisión con el software ETABS V16 puede ser consultada en “*informe de diseño de tensores*” del anexo V.

3.1.5.5. Diseño de riostras

Consideraciones del diseño:

Para el diseño de las riostras, se tomarán en cuenta solamente esfuerzos a tensión, por tanto, la fuerza nominal a tensión del elemento se calculará de la siguiente forma:

$$P_n = A_g F_y \text{ (Ecuación D2-1, AISC 360-16)}$$

Donde:

P_n = Fuerza nominal del miembro cargado a tensión

A_g = Área bruta del miembro.

Este valor luego se multiplicará por un factor de resistencia por fuerza a tensión $\phi_t = 0.90$.

Localización del elemento crítico: nodo inicial: X = 1.4, Y = 7, Z = 6; nodo final: X = 5.7902, Y = 1, Z = 7.494.

Perfil propuesto: varilla de $\frac{3}{4}$ pulg de diámetro

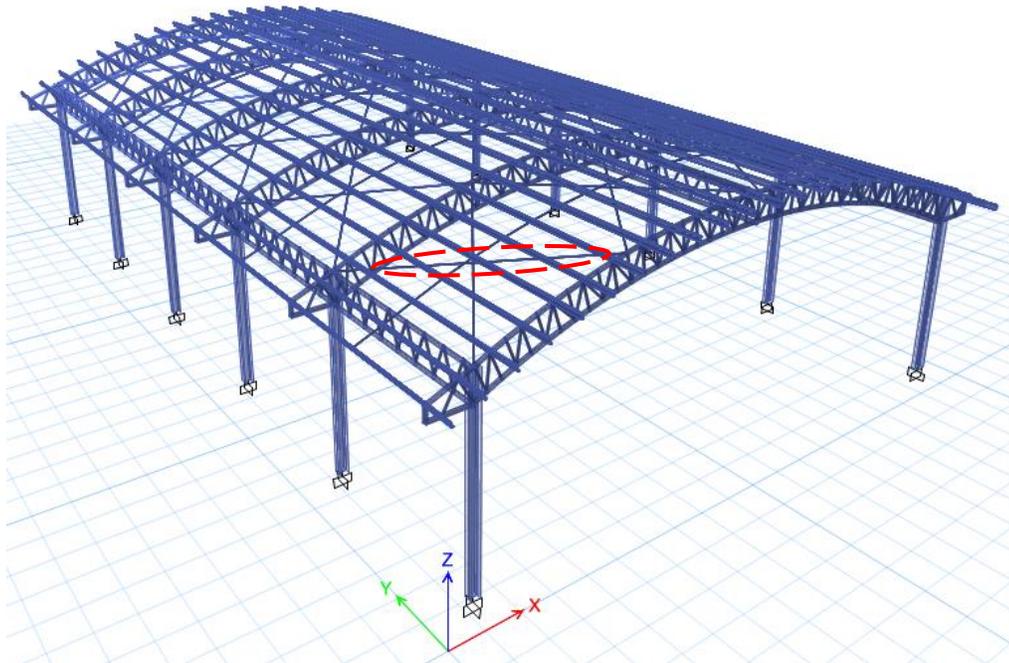
Propiedades mecánicas: acero A-615 grado 40

Módulo de elasticidad (E): 29000 ksi

Esfuerzo de fluencia (Fy): 40 ksi

Esfuerzo último (Fu): 60 Ksi

Figura 38. Diseño de riostras.



Fuente. ETABS V16.

Resultados del análisis estructural: combinación de carga crítica

<i>Tabla 26. Combinación de carga de diseño para riostras.</i>		
Combinación de Carga	Fuerza Axial (Kip)	Fuerza Axial (Ton)
1.2CM-Fsy-0.3Fsx+CV	1.412	0.640
Fuente: elaboración propia.		

Cálculo de fuerza de diseño a tensión P_n

$$P_n = A_g F_y = (0.4418 \text{ pulg}^2)(40 \text{ klb/pulg}^2) = 17.67 \text{ kip}$$

$$\phi_t P_n = (0.90)(17.67 \text{ klb}) = 15.90 \text{ kip} > 1.412 \text{ kip. OK}$$

3.1.5.6. Diseño de placa base

Consideraciones del diseño:

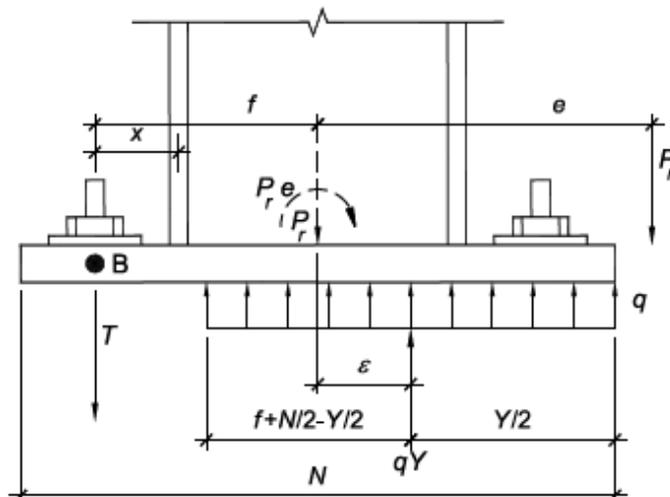
El diseño a realizar se fundamenta en el procedimiento detallado en la guía de diseño de placas base y barras de anclaje del AISC para momentos grandes.

El equilibrio de fuerzas verticales requiere que:

$$\sum F_{\text{vertical}} = 0$$

$$T = q_{\text{máx}} Y - P_r$$

Figura 39. Placa base con momento grande.



Fuente: Guía de Diseño para Placas base y Pernos de anclaje del AISC.

Donde T es igual a la resistencia a la tracción requerida de la varilla de anclaje. Además, la suma de los momentos tomados alrededor del punto B debe ser igual a cero. Por eso

$$q_{\text{máx}} Y \left(\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} + f \right) - P_r (e + f) = 0$$

Después de ordenar, se obtiene una ecuación cuadrática para la longitud de soporte Y:

$$Y^2 - 2\left(\frac{N}{2} + f\right)Y + \frac{2P_r(e+f)}{q_{\text{máx}}} = 0$$

La solución para Y es:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_r(e+f)}{q_{\text{máx}}}}$$

Para ciertas combinaciones de fuerza, momento y geometría, no es posible una solución real de la ecuación anterior. En ese caso, se requiere un aumento en las dimensiones de la placa. En particular, solo si se cumple lo siguiente

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_r(e+f)}{q_{\text{máx}}}$$

La fuerza de soporte del hormigón está dada por el producto $q_{\text{máx}}Y$. La fuerza de tensión de la varilla de anclaje, T, se obtiene resolviendo la ecuación:

$$T = q_{\text{máx}}Y - P_r$$

La cantidad bajo el radical de la ecuación cuadrática para Y, puede ser positiva o cero para proporcionar una solución real. Si no se satisface la expresión

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_r(e+f)}{q_{\text{máx}}}$$

se requiere una placa más grande. La sustitución del valor crítico de e

$$e_{\text{crít}} = \varepsilon_{\text{máx}} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{\text{máx}}}$$

en la ecuación para Y, da como resultado la siguiente expresión:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_r \left[f + \left(\frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{\text{máx}}}\right) \right]}{q_{\text{máx}}}}$$

Reordenando términos:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_r}{q_{\text{máx}}}\left(f + \frac{N}{2}\right) + \left(\frac{P_r}{q_{\text{máx}}}\right)^2}$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \left[\left(f + \frac{N}{2}\right) - \left(\frac{P_r}{q_{\text{máx}}}\right)\right]$$

Finalmente, el uso del signo negativo antes del último término da el valor de Y:

$$Y = \frac{P_r}{q_{\text{máx}}}$$

- Resultados del análisis estructural

Tabla 27. Combinación de carga de diseño para placas base

Combinación de carga	Pu (kip)	Mu(kip-pie)	Vu (kip)
1.2CM+1.6CV	7.00	18.44	2.413

Fuente: elaboración propia.

Dimensiones de ensayo de la placa base

$N > d+2(3.0 \text{ pulg}) = 10.22 + 6 = 16.22 \text{ pulg}$. Se prueba $N = 17 \text{ pulg}$.

$B > bf+2(3.0 \text{ pulg}) = 10.08 + 6 = 16.08 \text{ pulg}$. Se prueba $B = 17 \text{ pulg}$.

Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{18.44 \text{ kip-pie}}{7.00 \text{ kip}} = 2.63 \text{ pies} = 31.63 \text{ pulg}$$

Como el área de la placa base no cubrirá toda el área del pedestal de concreto, se calcula la relación A_2/A_1 .

$$\frac{A_2}{A_1} = \frac{(20)^2}{(17)^2} = 1.384$$

$$f_{p(\text{máx})} = \phi_c(0.85f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.65(0.85)(4 \text{ ksi})\sqrt{1.384} = 2.60 \text{ ksi}$$

$$q_{\text{máx}} = f_{p(\text{máx})}B = (2.60 \text{ ksi})(17 \text{ plg}) = 44.20 \text{ kips/pulg}$$

$$e_{\text{crit}} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{\text{máx}}} = \frac{17 \text{ pulg}}{2} - \frac{7.00 \text{ kips}}{2(44.20 \text{ kips/pulg})} = 8.42 \text{ pulg}$$

Como $e > e_{\text{crit}}$, se diseña la placa base sometida a carga axial y momento flexionante grande:

Suponiendo que la distancia al borde de la varilla de anclaje es de 1.5 pulg. Por lo tanto

$$f = \frac{N}{2} - 1.5 = \frac{17}{2} - 1.5 = 7.0 \text{ pulg}$$

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 = \left(7 + \frac{17}{2}\right)^2 = 240.25 > \frac{2P_r(e + f)}{q_{\text{máx}}} = \frac{2(7.00)(31.63 + 7)}{44.20} = 12.236$$

Cálculo de Y

$$Y = \left(7 + \frac{17}{2}\right) \pm \sqrt{\left(7 + \frac{17}{2}\right)^2 - \frac{2(7.00)(31.63 + 7)}{44.20}} = 15.50 \pm 15.10 = 0.40 \text{ pulg}$$

$$T = q_{\text{máx}} Y - P_r = (44.20)(0.40) - 7.00 = 10.68 \text{ kips}$$

Espesor mínimo de la placa

Límite de fluencia de la placa base en la interfaz de soporte

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{17 - 0.95(10.22)}{2} = 3.646 \text{ pulg}$$

$$f_p = f_{p(\text{máx})} = 2.211 \text{ ksi}$$

Como $Y < m$

$$t_{p(\text{req})} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p(\text{máx})} Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} = 2.11 \sqrt{\frac{2.60(0.40)(3.646 - 0.40/2)}{36}} = 0.67 \text{ pulg}$$

Límite de fluencia de la placa base en la interfaz de tensión

$$M_{pl} = \frac{T_u x}{B}$$

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} = 7.0 - \frac{10.22}{2} + \frac{0.68}{2} = 2.23 \text{ pulg}$$

$$t_{p(\text{req})} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_y}} = 2.11 \sqrt{\frac{10.68(2.23)}{17(36)}} = 0.42 \text{ pulg}$$

Revisión del espesor usando el valor de n

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{17 - 0.8(10.08)}{2} = 4.47 \text{ pulg}$$

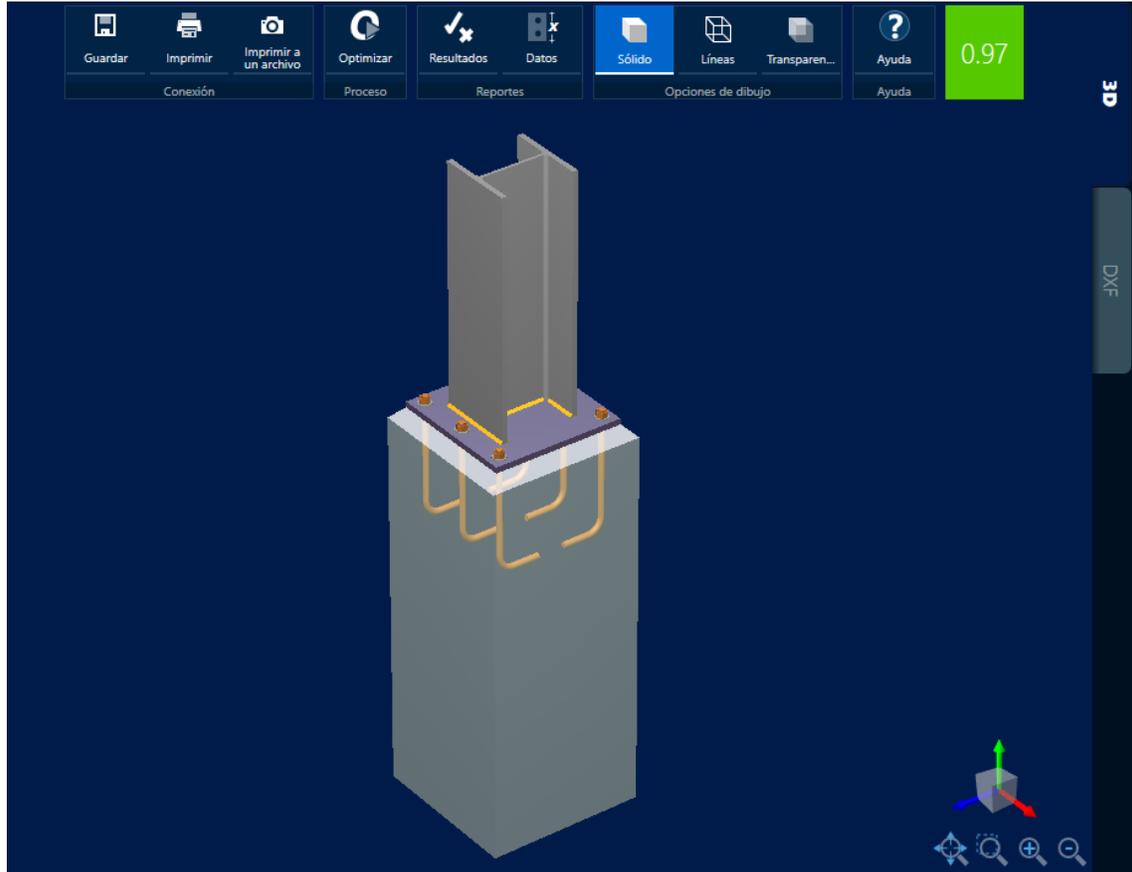
Como $Y < n$

$$t_{p(\text{req})} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p(\text{máx})} Y \left(n - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}} = 2.11 \sqrt{\frac{2.6(0.40)(4.47 - 0.40/2)}{36}} = 0.74 \text{ pulg}$$

Se proponen placas base de 17"x17"x3/4" acero A-36. El posterior diseño de los pernos de anclaje y sus respectivas revisiones se efectuaron haciendo uso del software RAM CONNECTION.

La revisión con el software RAM CONNECTION puede ser consultada en "*informe de diseño de placas base*" del anexo V.

Figura 40. Diseño de Placa Base.



Fuente: Software RAM CONNECTION.

Como se muestra en la Tabla 2.2 de la guía de diseño de pernos de anclajes y placas base del AISC, la especificación preferida para las varillas de anclaje es ASTM F1554, siendo el grado 36 el nivel de resistencia más común utilizado. La disponibilidad de otras calificaciones debe confirmarse antes de la especificación.

Las varillas de anclaje ASTM F1554 Grado 55 se utilizan cuando hay grandes fuerzas de tensión debido a conexiones de momento. ASTM F1554 Grado 105 es un grado especial de varilla de alta resistencia y generalmente debe utilizarse sólo cuando no es posible desarrollar la fuerza requerida utilizando varillas de grado 36 o grado 55 más grandes.

3.1.5.7. Diseño de conexiones

- Consideraciones de diseño:

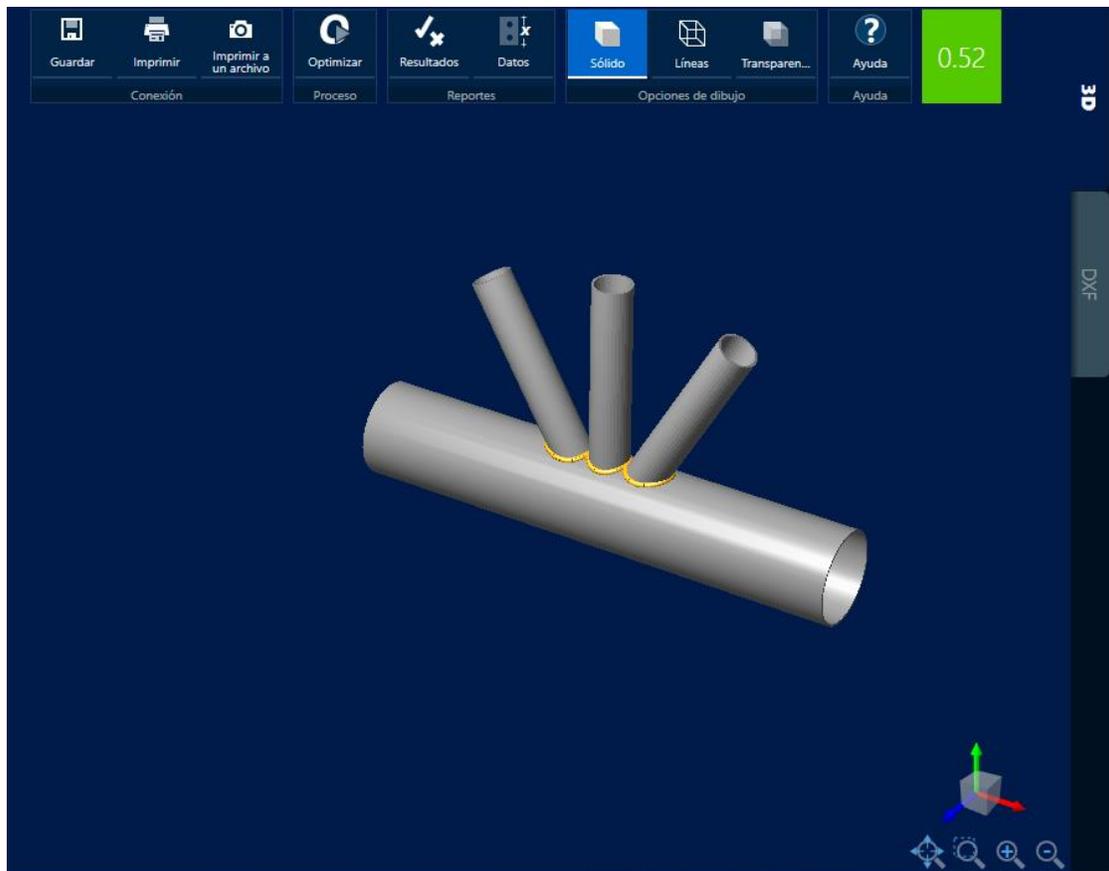
Se revisarán los elementos conectados de acuerdo a las disposiciones de los capítulos J y K del AISC 360-16. De igual manera, se usará como referencia de diseño la guía 24 del AISC: “diseño estructural de acero hueco”.

- ✓ Conexiones soldadas:

Se diseñarán las conexiones soldadas de acuerdo al capítulo J2 del código AISC 360-16.

Para todas las soldaduras, se considerará el proceso de soldadura de arco protegido (SMAW por sus siglas en inglés).

Figura 41. Modelado de Conexión KT.



Fuente: Software RAM CONNECTION.

Diseño de Conexión KT

Del Manual AISC tabla 2-3, las propiedades de los materiales son la siguientes:

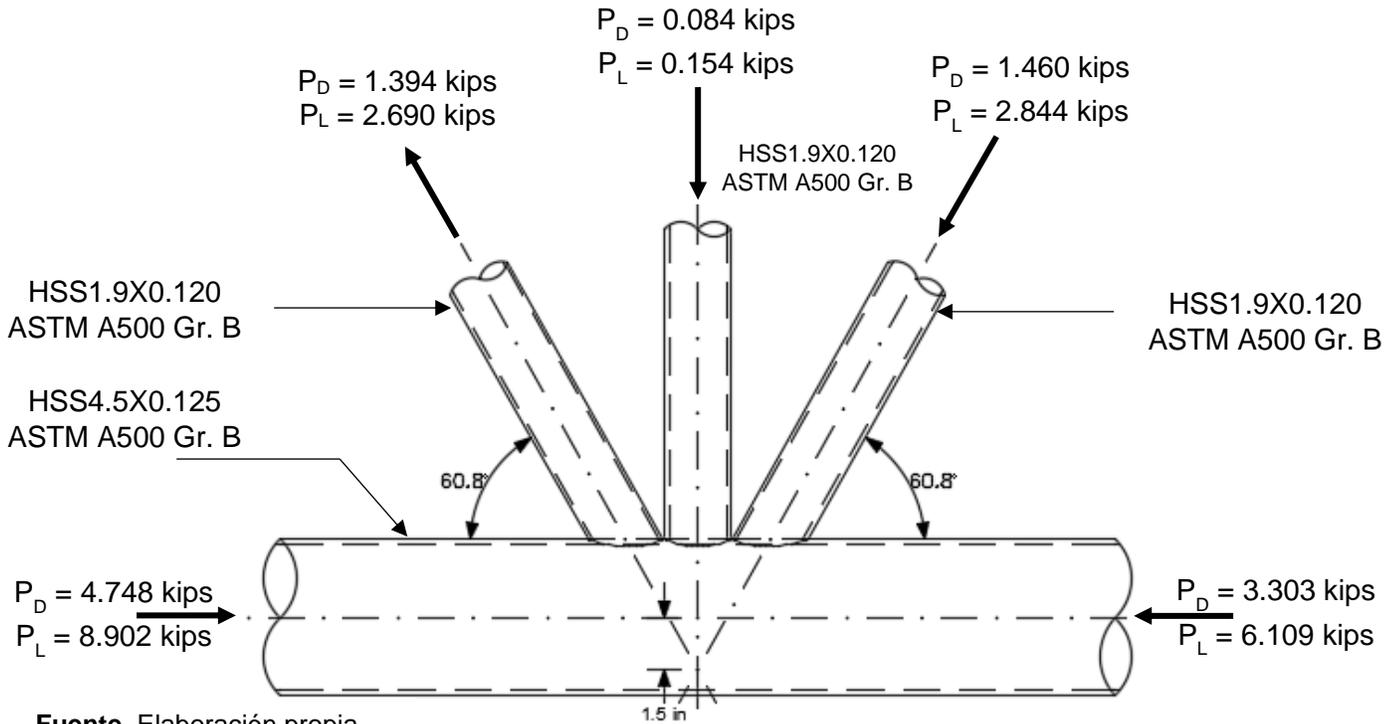
ASTM A500 grado B: $F_y = 42$ ksi y $F_u = 58$ ksi.

Del Manual AISC tabla 1-13, las propiedades de los perfiles HSS son las siguientes:

HSS1.90X0.125: $D = 1.90$ pulg, $t = 0.111$ pulg y $A = 0.624$ pulg².

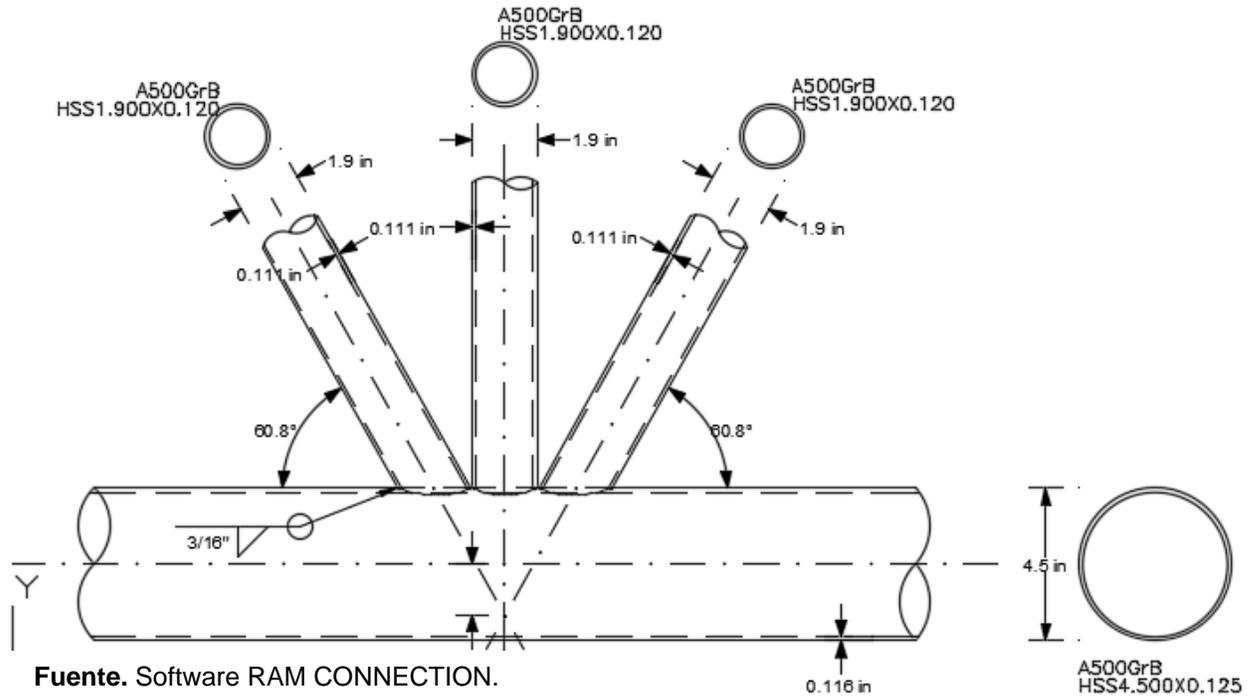
HSS4.5X0.125: $D_b = 4.5$ pulg, $t_b = 0.116$ pulg y $A_b = 1.60$ pulg².

Figura 42. Cargas de Diseño de Conexión



Fuente. Elaboración propia.

Figura 43. Diseño de Conexión KT.



Fuente. Software RAM CONNECTION.

Revisión de los límites de aplicabilidad

De la especificación AISC, sección K3 y tabla K3.1-A, los límites de aplicabilidad para esta conexión son:

Tabla 28. Límites de aplicabilidad sección K3 del AISC.

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor máx.	Est.
Referencias					

<u>Cordón</u>					
Esbellez de la pared más larga		38.79	--	50.00	✓
Table K3.1A ($D/t = 4.5/0.116 = 38.79$)					
Resistencia del material	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Table K3.2A ($F_y = 42$ ksi)					
Ductilidad del material		0.72	--	0.80	✓
Table K3.2A ($F_y/F_u = 42/58 = 0.72$)					
<u>Rama 1, 2 y 3</u>					
Esbellez de la pared más larga		17.12	--	50.00	✓
Table K3.1A ($D_b/t_b = 1.90/0.111 = 17.12$)					
Relación de ancho de la pared más larga		0.42	0.40	1.00	✓
Table K3.1A ($D_b/D = 1.90/4.50 = 0.42$)					
Resistencia del material	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Table K3.2A ($F_y = 42$ ksi)					
Ductilidad del material		0.72	--	0.80	✓
Table K3.2A ($F_y/F_u = 42/58 = 0.72$)					

Fuente: elaboración propia

Verificación del diseño de Conexión K con abertura rama 1 (superior derecha)

$$P_{u \text{ rama}} = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2(1.46) + 1.6(2.84) = 6.30 \text{ kips}$$

Estado límite de fluencia por corte (punzonamiento)

$$P_n = 0.6F_y t \pi D_b \left(\frac{1 + \sin \theta}{2 \sin^2 \theta} \right) \quad (\mathbf{K3-1})$$

$$P_n = 0.6(42)(0.116)\pi(1.90) \left(\frac{1 + \sin 60.8^\circ}{2 \sin^2 60.8^\circ} \right) = 21.44 \text{ kips}$$

$$\phi P_n = 0.95(21.44 \text{ kip}) = 20.37 \text{ kips}$$

Estado límite de plastificación de la pared del cordón

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2(3.30) + 1.6(6.11) = 13.74 \text{ kips}$$

Rama en compresión

$$P_n \sin \theta = F_y t^2 \left(2.0 + 11.33 \frac{D_{b \text{ comp}}}{D} \right) Q_g Q_f \quad (\mathbf{K3-4})$$

$$P_{ro} = P_u = 13.74 \text{ kips y } F_c = F_y = 42 \text{ ksi}$$

$$M_{ro} = 0$$

$$U = \left| \frac{P_{ro}}{F_c A_g} + \frac{M_{ro}}{F_c S} \right| = \left| \frac{13.74 \text{ kips}}{(42 \text{ kips/pulg}^2)(1.60 \text{ pulg}^2)} \right| = 0.204$$

Para el cordón en compresión

$$Q_f = 1 - 0.3U(1+U) = 1 - 0.3(0.204)(1+0.204) = 0.926$$

Razón de esbeltez del cordón

$$\gamma = \frac{D}{2t} = \frac{4.5 \text{ pulg}}{2(0.116 \text{ pulg})} = 19.40, \quad g = -D = -4.5 \text{ pulg}$$

$$Q_g = \gamma^{0.2} \left[1 + \frac{0.024\gamma^{1.2}}{\exp\left(\frac{0.5g}{t} - 1.33\right) + 1} \right] =$$

$$(19.40)^{0.2} \left[1 + \frac{0.024(19.40)^{1.2}}{\exp\left(\frac{0.5 \times -4.5}{0.116} - 1.33\right) + 1} \right] = 3.334$$

$$P_n \sin 60.8^\circ = (42)(0.116)^2 \left(2.0 + 11.33 \frac{1.90}{4.5} \right) (3.334)(0.926) = 11.836 \text{ kips}$$

$$\Rightarrow P_n = \frac{11.836}{\sin 60.8^\circ} = 13.56 \text{ kips} \therefore \phi P_n = 0.9(13.56) = 12.20 \text{ kips} > P_{u \text{ rama}}$$

Resistencia de la soldadura

$$F_{nw} = 0.6F_{EXX} = 0.60(70 \text{ ksi}) = 42 \text{ ksi}$$

$$A_{we} = Lt = 6.458(0.133) = 0.859 \text{ pulg}^2$$

$$R_n = F_{nw}A_{we} = (42 \text{ ksi})(0.859 \text{ pulg}^2) = 36.08 \text{ kip}$$

$$\phi R_n = 0.80(36.08 \text{ kip}) = 28.86 \text{ kip}$$

$$K_a = x+y+3\sqrt{x^2+y^2} = 0.182+0.164+3\sqrt{0.182^2+0.164^2} = 1.082$$

$$\beta = \frac{D_b}{D} = \frac{1.90}{4.50} = 0.422$$

$$x = \frac{1}{2\pi \sin \phi} = \frac{1}{2\pi \sin 60.8^\circ} = 0.182$$

$$y = \frac{1}{3\pi} \left(\frac{3-\beta^2}{2-\beta^2} \right) = \frac{1}{3\pi} \left(\frac{3-0.422^2}{2-0.422^2} \right) = 0.164$$

$$\beta = \frac{D_b}{D} = \frac{1.90}{4.50} = 0.422$$

$$L = 2\pi r K_a = 2\pi \left(\frac{1.90}{2} \right) (1.082) = 6.458 \text{ pulg}$$

$$t = 0.707(3/16 \text{ pulg}) = 0.133 \text{ pulg}$$

Verificación del diseño de Conexión K con abertura rama 2 (superior izquierda)

$$P_{u \text{ rama}} = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2(1.39) + 1.6(2.69) = 5.98 \text{ kips}$$

Estado límite de fluencia por corte (punzonamiento)

$$P_n = 0.6F_y t \pi D_b \left(\frac{1 + \sin \theta}{2 \sin^2 \theta} \right) \quad (\mathbf{K3-1})$$

$$P_n = 0.6(42)(0.116)\pi(1.90) \left(\frac{1 + \sin 60.8^\circ}{2 \sin^2 60.8^\circ} \right) = 21.44 \text{ kips}$$

$$\phi P_n = 0.95(21.44 \text{ kip}) = 20.37 \text{ kips}$$

Estado límite de plastificación de la pared del cordón

Rama en compresión

$$P_n \sin \theta = F_y t^2 \left(2.0 + 11.33 \frac{D_{b \text{ comp}}}{D} \right) Q_g Q_f \quad (\mathbf{K3-4})$$

$$P_{ro} = P_u = 13.74 \text{ kips y } F_c = F_y = 42 \text{ ksi}$$

$$M_{ro} = 0$$

$$U = \left| \frac{P_{ro}}{F_c A_g} + \frac{M_{ro}}{F_c S} \right| = \left| \frac{13.74 \text{ kips}}{(42 \text{ kips/pulg}^2)(1.60 \text{ pulg}^2)} \right| = 0.204$$

Para el cordón en compresión

$$Q_f = 1 - 0.3U(1+U) = 1 - 0.3(0.204)(1+0.204) = 0.926$$

Razón de esbeltez del cordón

$$\gamma = \frac{D}{2t} = \frac{4.5 \text{ pulg}}{2(0.116 \text{ pulg})} = 19.40, \quad g = -D/2 = -4.5/2 = -2.25 \text{ pulg}$$

$$q = \left[\frac{e+D/2}{\frac{\sin \theta_{b1} \sin \theta_{b2}}{\sin(\theta_{b1} + \theta_{b2})}} \right] - \left(\frac{D_{b1}}{2 \sin \theta_{b1}} + \frac{D_{b2}}{2 \sin \theta_{b2}} \right) = \left[\frac{1.5+4.5/2}{\frac{\sin 60.8^\circ \sin 90^\circ}{\sin(60.8^\circ + 90^\circ)}} \right] - \left(\frac{1.90}{2 \sin 60.8^\circ} + \frac{1.90}{2 \sin 90^\circ} \right)$$

$$q = 0.058 \text{ pulg}, \quad g = -q = -0.058 \text{ pulg}$$

$$Q_g = \gamma^{0.2} \left[1 + \frac{0.024 \gamma^{1.2}}{\exp\left(\frac{0.5g}{t} - 1.33\right) + 1} \right] =$$

$$(19.40)^{0.2} \left[1 + \frac{0.024(19.40)^{1.2}}{\exp\left(\frac{0.5 \times -0.058}{0.116} - 1.33\right) + 1} \right] = 3.074$$

$$P_n \sin 60.8^\circ = (42)(0.116)^2 \left(2.0 + 11.33 \frac{1.90}{4.5} \right) (3.074)(0.926) = 10.91 \text{ kips}$$

$$\Rightarrow P_n = \frac{10.91}{\sin 60.8^\circ} = 12.50 \text{ kips} \therefore \phi P_n = 0.9(12.50) = 11.25 \text{ kips} > P_{u \text{ rama}}$$

Resistencia de la soldadura

$$F_{nw} = 0.6F_{EXX} = 0.60(70 \text{ ksi}) = 42 \text{ ksi}$$

$$A_{we} = Lt = 6.458(0.133) = 0.859 \text{ pulg}^2$$

$$R_n = F_{nw}A_{we} = (42 \text{ ksi})(0.859 \text{ pulg}^2) = 36.08 \text{ kip}$$

$$\phi R_n = 0.80(36.08 \text{ kip}) = 28.86 \text{ kip}$$

$$K_a = x+y+3\sqrt{x^2+y^2} = 0.182+0.164+3\sqrt{0.182^2+0.164^2} = 1.082$$

$$\beta = \frac{D_b}{D} = \frac{1.90}{4.50} = 0.422$$

$$x = \frac{1}{2\pi \sin \phi} = \frac{1}{2\pi \sin 60.8^\circ} = 0.182$$

$$y = \frac{1}{3\pi} \left(\frac{3-\beta^2}{2-\beta^2} \right) = \frac{1}{3\pi} \left(\frac{3-0.422^2}{2-0.422^2} \right) = 0.164$$

$$\beta = \frac{D_b}{D} = \frac{1.90}{4.50} = 0.422$$

$$L = 2\pi r K_a = 2\pi \left(\frac{1.90}{2} \right) (1.082) = 6.458 \text{ pulg}$$

$$t = 0.707(3/16 \text{ pulg}) = 0.133 \text{ pulg}$$

Verificación del diseño de Conexión K con abertura rama 3 (superior)

$$P_{u \text{ rama}} = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2(0.084) + 1.6(0.154) = 0.35 \text{ kips}$$

Estado límite de fluencia por corte (punzonamiento)

$$P_n = 0.6F_y t \pi D_b \left(\frac{1 + \sin \theta}{2 \sin^2 \theta} \right) \text{ (K3-1)}$$

$$P_n = 0.6(42)(0.116)\pi(1.90) \left(\frac{1 + \sin 90^\circ}{2 \sin^2 90^\circ} \right) = 17.45 \text{ kips}$$

$$\phi P_n = 0.95(17.45 \text{ kip}) = 16.58 \text{ kips}$$

Estado límite de plastificación de la pared del cordón

Rama en compresión

El cálculo para esta rama es idéntico al de la rama 2, salvo que el ángulo de la rama 3 es 90°.

$$P_n \sin 90.0^\circ = (42)(0.116)^2 \left(2.0 + 11.33 \frac{1.90}{4.5} \right) (3.074)(0.926) = 10.91 \text{ kips}$$

$$\Rightarrow P_n = \frac{10.91}{\sin 90.0^\circ} = 10.91 \text{ kips} \therefore \phi P_n = 0.9(10.91) = 9.82 \text{ kips} > P_{u \text{ rama}}$$

Resistencia de la soldadura

$$F_{nw} = 0.6F_{EXX} = 0.60(70 \text{ ksi}) = 42 \text{ ksi}$$

$$A_{we} = Lt = 6.018(0.133) = 0.800 \text{ pulg}^2$$

$$R_n = F_{nw}A_{we} = (42 \text{ ksi})(0.800 \text{ pulg}^2) = 36.60 \text{ kip}$$

$$\phi R_n = 0.80(36.60 \text{ kip}) = 26.88 \text{ kip}$$

$$K_a = x+y+3\sqrt{x^2+y^2} = 0.159+0.164+3\sqrt{0.159^2+0.164^2} = 1.008$$

$$\beta = \frac{D_b}{D} = \frac{1.90}{4.50} = 0.422$$

$$x = \frac{1}{2\pi \sin \phi} = \frac{1}{2\pi \sin 90.0^\circ} = 0.159$$

$$y = \frac{1}{3\pi} \left(\frac{3-\beta^2}{2-\beta^2} \right) = \frac{1}{3\pi} \left(\frac{3-0.422^2}{2-0.422^2} \right) = 0.164$$

$$\beta = \frac{D_b}{D} = \frac{1.90}{4.50} = 0.422$$

$$L = 2\pi r K_a = 2\pi \left(\frac{1.90}{2} \right) (1.008) = 6.018 \text{ pulg}$$

$$t = 0.707(3/16 \text{ pulg}) = 0.133 \text{ pulg}$$

Para el diseño de las conexiones restantes se usa el software RAM CONNECTION.

La revisión con el software RAM CONNECTION puede ser consultada en “*informe de diseño de conexiones*” del anexo V.

3.1.5.8. Diseño de cimentaciones

Tabla 29. Casos de carga para diseño de zapata.						
Caso de Carga	F_x Kip	F_y Kip	F_z Kip	M_x Kip-pie	M_y Kip-pie	M_z Kip-pie
CM	1.144	0.001	3.934	-0.018	8.760	0.000
CV	0.650	0.001	1.421	-0.014	4.955	0.000

Fuente: elaboración propia.

Tabla 30. Combinación de carga para diseño de zapata.						
Combinación de Carga	F_x Kip	F_y Kip	F_z Kip	M_x Kip-pie	M_y Kip-pie	M_z Kip-pie
1.2CM+1.6CV	1.144	0.001	3.934	-0.018	8.760	0.000

Fuente: elaboración propia.

La zapata está sometida a las siguientes cargas de servicio:

$$P = 3.934 + 1.421 = 5.355 \text{ kip}$$

$$V = 1.144 + 0.650 = 1.794 \text{ kip}$$

$$M' = 8.760 + 4.955 = 13.715 \text{ kip-pie}$$

El área requerida para una zapata sometida a una carga vertical y a un momento lateral se puede determinar por ensayo y error. El procedimiento consiste en suponer un tamaño, calcular la presión máxima del suelo, compararla con la presión permisible del mismo, suponer otro tamaño, etcétera.

Luego del proceso iterativo se obtuvieron: $L = 6.562$ pies (2.0 m), $B = 4.921$ pies (1.5 m) y $h = 1.640$ pies (0.50 m).

El momento es $M = M' + Vh$ (Nadim, 2015)

$$M = 13.715 + 1.794(1.64) = 16.658 \text{ kip-pie}$$

La excentricidad es

$$e = \frac{M}{P} = \frac{16.658 \text{ kip-pie}}{5.355 \text{ kip}} = 3.111 \text{ pies} = 37.33 \text{ pulg}$$

Presión máxima del suelo

$$q_{\text{máx}} = \frac{4P}{3B(L-2e)} \text{ (Nadim, 2015)}$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{4P}{3B(L-2e)} = \frac{4(5.355)}{3(4.921)[6.562-2(3.111)]} = 4.27 \text{ kip/pie}^2$$

Cargas mayoradas

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2(3.934) + 1.6(1.421) = 7.0 \text{ kip}$$

Presión de apoyo para el diseño por resistencia (la capacidad de carga admisible se estima en el [capítulo 2](#)).

Se estimó 1.50 metros como la profundidad de desplante para las zapatas, dado que la capacidad de carga admisible a dicha profundidad es de 3.50 kg/cm^2 según las ecuaciones de Terzaghi y de 5.0 kg/cm^2 según Meyerhof.

$$q_a = 3.85 \text{ kg/cm}^2 = 7887 \text{ lb/pie}^2$$

$$q_e = 7887 - \left(\frac{20}{12}\right)(150) - \left(\frac{60-20}{12}\right)(108.2) = 7276.33 \text{ lb/pie}^2 = 7.28 \text{ kip/pie}^2 > q_{\text{máx}}$$

$$q_u = \frac{1.2(3.934) + 1.6(1.421)}{(6.562)(4.921)} = 0.217 \text{ klb/pie}^2$$

Peralte requerido para el cortante por punzonado o en dos direcciones

$$b_o = 4(c+d) = 4(20+16) = 144 \text{ pulg}$$

$$\beta_c = \frac{\text{lado largo columna}}{\text{lado corto columna}} = \frac{20}{20} = 1 \leq 2$$

$$\alpha_s = 40$$

$$V_{u2} = \left[(4.921)(6.562) - \left(\frac{20+16}{12} \right)^2 \right] (0.217) = 5.05 \text{ klb}$$

$$d = \frac{V_{u2}}{4\phi\lambda\sqrt{f'_c}b_o} = \frac{5054.28}{4(0.75)(1.0)\sqrt{4000}(144)} = 0.19 \text{ pulg} < 16 \text{ pulg}$$

$$d = \frac{V_{u2}}{\phi\lambda\left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right)\sqrt{f'_c}b_o} \text{ (No aplicable a menos que } \beta_c > 2)$$

$$d = \frac{V_{u2}}{\phi\lambda\left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\sqrt{f'_c}b_o} = \frac{5054.28}{0.75(1)\left[\frac{40(16)}{144} + 2\right]\sqrt{4000}(144)} = 0.12 \text{ pulg} < 16 \text{ pulg}$$

Peralte requerido para el cortante en una dirección

$$V_{u1} = (4.921) \left(\frac{6.562}{2} - \frac{20}{2 \times 12} - \frac{16}{12} \right) (0.217) = 1.19 \text{ klb}$$

$$d = \frac{V_{u1}}{2\phi\sqrt{f'_c}b} = \frac{1189.95}{2(0.75)\sqrt{4000}(59.06)} = 0.21 \text{ pulg} < 16 \text{ pulg}$$

Peralte requerido para el cortante en una dirección

$$V_{u1} = (6.562) \left(\frac{4.921}{2} - \frac{20}{2 \times 12} - \frac{16}{12} \right) (0.217) = 0.42 \text{ klb}$$

$$d = \frac{V_{u1}}{2\phi\sqrt{f'_c}b} = \frac{418.41}{2(0.75)\sqrt{4000}(78.74)} = 0.06 \text{ pulg} < 16 \text{ pulg}$$

Dirección longitudinal

$$\text{Máximo } M_u = \frac{1}{2} (0.217)(4.921) \left(\frac{6.562}{2} - \frac{20}{2 \times 12} \right)^2 = 3.20 \text{ kip-pie}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{3.20(12000)}{0.90(6.562 \times 12)(16)^2} = 2.12 \text{ psi}$$

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = \frac{0.85(4)}{40} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.12)}{0.85(4000)}} \right] = 0.00005$$

$$\rho_{\min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{3\sqrt{4000}}{40000} = 0.00474$$

$$\rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = \frac{200}{40,000} = 0.00500 > \rho \therefore \text{se usa } \rho_{\min} \text{ para flexión}$$

$$A_s = \rho b d = 0.005(6.562 \times 12)(16) = 6.30 \text{ pulg}^2$$

Acero por temperatura y contracción

$$A_s = \rho b h = 0.0018(6.562 \times 12)(20) = 2.83 \text{ pulg}^2 < 6.30 \text{ pulg}^2$$

Se usan 11 varillas #7, $A_s = 11(0.601) = 6.61 \text{ pulg}^2$.

Separación libre de varillas

$$S = \frac{6.562 \times 12 - 11(7/8) - 2(3)}{11 - 1} = 6.31 \text{ pulg}$$

Acero mínimo por flexión = 6.30 pulg².

Dirección transversal

$$\text{Máximo } M_u = \frac{1}{2}(0.217)(6.562) \left(\frac{4.921}{2} - \frac{20}{2 \times 12} \right)^2 = 1.89 \text{ kip-pie}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1.89(12000)}{0.90(4.921 \times 12)(16)^2} = 1.663 \text{ psi}$$

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) = \frac{0.85(4)}{40} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.663)}{0.85(4000)}} \right] = 0.00004$$

$$\rho_{\min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{3\sqrt{4000}}{40000} = 0.00474$$

$$\rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = \frac{200}{40,000} = 0.00500 > \rho \therefore \text{se usa } \rho_{\min} \text{ para flexión}$$

$$A_s = \rho b d = 0.005(4.921 \times 12)(16) = 4.72 \text{ pulg}^2$$

Acero por temperatura y contracción

$$A_s = \rho b h = 0.0018(4.921 \times 12)(20) = 2.13 \text{ pulg}^2 < 4.72 \text{ pulg}^2$$

Se usan 8 varillas #7, $A_s = 8(0.601) = 4.81 \text{ pulg}^2$.

Acero mínimo por flexión = 4.72 pulg².

Separación de varillas

$$S = \frac{4.921 \times 12 - 8(7/8) - 2(3)}{8-1} = 6.58 \text{ pulg}$$

Transferencia de carga del pedestal a la zapata

Fuerza permisible de apoyo en el concreto en la base de la columna

$$N_1 = \phi(0.85f'_c A_1) = 0.65[0.85(4)(20 \times 20)] = 884 \text{ kip} > P_u = 5.355 \text{ kip}$$

Fuerza permisible de apoyo en el concreto de la zapata

$$N_2 = N_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2N_1$$

$$A_2 = (78.740)(59.055) = 4650.0 \text{ pulg}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{4650.0}{400}} = 3.41 > 2 \therefore \text{se usa } 2$$

$$N_2 = \phi(0.85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.65[0.85(4)(20 \times 20)](2) = 1768 \text{ kip} > P_u = 5.355 \text{ kip}$$

Área de acero mínima para espigas

$$A_{s \text{ min}} = 0.005A_1 = 0.005(400) = 2.0 \text{ pulg}^2$$

Se proponen 4 varillas #7, $A_s = 4(0.60) = 2.41 \text{ pulg}^2$.

Revisión de las longitudes de desarrollo

$$\psi_t = \psi_e = \psi_s = \lambda = 1.0$$

Suponiendo una distancia entre centros de las varillas de 7.0 pulg

C_b = recubrimiento de fondo = 4 pulg

C_b = mitad de la distancia centro a centro de las varillas = $\frac{1}{2}$ (7.0) = 3.5 pulg

Se hace $K_{tr} = 0$

$$\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{3.5 + 0}{7/8} = 4.0 > 2.5 \therefore \text{Se usa } 2.5$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3}{40} \cdot \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}} = \frac{3}{40} \cdot \frac{40000}{1 \sqrt{4000}} \cdot \frac{(1.0)(1.0)(1.0)}{2.5} = 18.97$$

$$\frac{l_d}{d_b} \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{s \text{ prop}}} = 18.97 \left(\frac{6.30}{6.61} \right) = 18.08$$

$$l_d = 18.08(7/8) = 15.82 \text{ pulg}$$

Longitud de desarrollo disponible suponiendo que las varillas se cortan a 3" del borde de la zapata

$$l_d = \frac{4.921 \times 12}{2} - \frac{20}{2} - 3 = 16.53 \text{ pulg} > 15.82 \text{ pulg}$$

Longitud de desarrollo de las espigas

$$l_{dc} = \frac{0.02 d_b f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{0.02(7/8)(40,000)}{1.0 \sqrt{4000}} = 11.07 \text{ pulg, se toma } 12 \text{ pulg.}$$

Además, el desarrollo de las espigas no debe ser menor a

$$l_{dc \text{ min}} = 0.0003 d_b f_y = 0.0003(7/8)(40,000) = 10.50 \text{ pulg} > 8 \text{ pulg}$$

Longitud disponible para el desarrollo en las zapatas

$$l = 20 - 4 - (0.875 + 0.875) - 7/8 = 13.38 \text{ pulg} > 12 \text{ pulg}$$

Las espigas se pueden desarrollar completamente en la zapata.

En resumen, las espigas deben prolongarse hacia arriba en el pedestal cuando menos 11.07 pulg y hacia abajo en la zapata cuando menos 11.07 pulg. Se usan 4 espigas #7 que penetran 12 pulg hacia arriba en el pedestal y 12 pulg hacia abajo en la zapata y que se apoyen sobre la malla de refuerzo.

A manera de comprobación, se usa el software GEO5 para efectuar una revisión del diseño de la zapata.

La revisión con el software GEO5 puede ser consultada en “*informe de diseño de zapatas*” del anexo V.

CAPÍTULO IV: COSTO, PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN

4. CAPÍTULO IV: COSTO, PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN

4.1. COSTO Y PRESUPUESTO

4.1.1. Memoria de cálculo, costo y presupuesto

A continuación, se presentan los resultados de los procesos de cálculo de las cantidades de obra para cada etapa y subetapa.

4.1.1.1. Etapa 010: Preliminares

4.1.1.1.1. Subetapa 01: Limpieza inicial

Para realizar el cálculo de la limpieza inicial se le adicionó 2 metros en cada lado del área de construcción; siendo el área total de 208.0 m² según planos constructivos (ver planos en anexo IV).

4.1.1.1.2. Subetapa 04: Demoliciones y remociones

En una visita de campo realizada al proyecto se observó una cierta cantidad de árboles existentes que se encuentran dentro del área de construcción, los cuales tienen una estatura media de 3 m a 4 m; en total se removerán 2 unidades desde la raíz, dicha actividad no incluye el relleno.

Por otro lado, dada la existencia de una losa de 15 cm, se tendrá que demoler partes de éstas para fines de excavación estructural y reconstruirlas una vez culminada la estructura de techo (ver planos en anexo IV).

$$\text{Área a demoler} = 4 \times 0.75 \times 1.0 + 8 \times 1.0 \times 1.50 = 15.0 \text{ m}^2$$

4.1.1.2. Etapa 030: Fundaciones

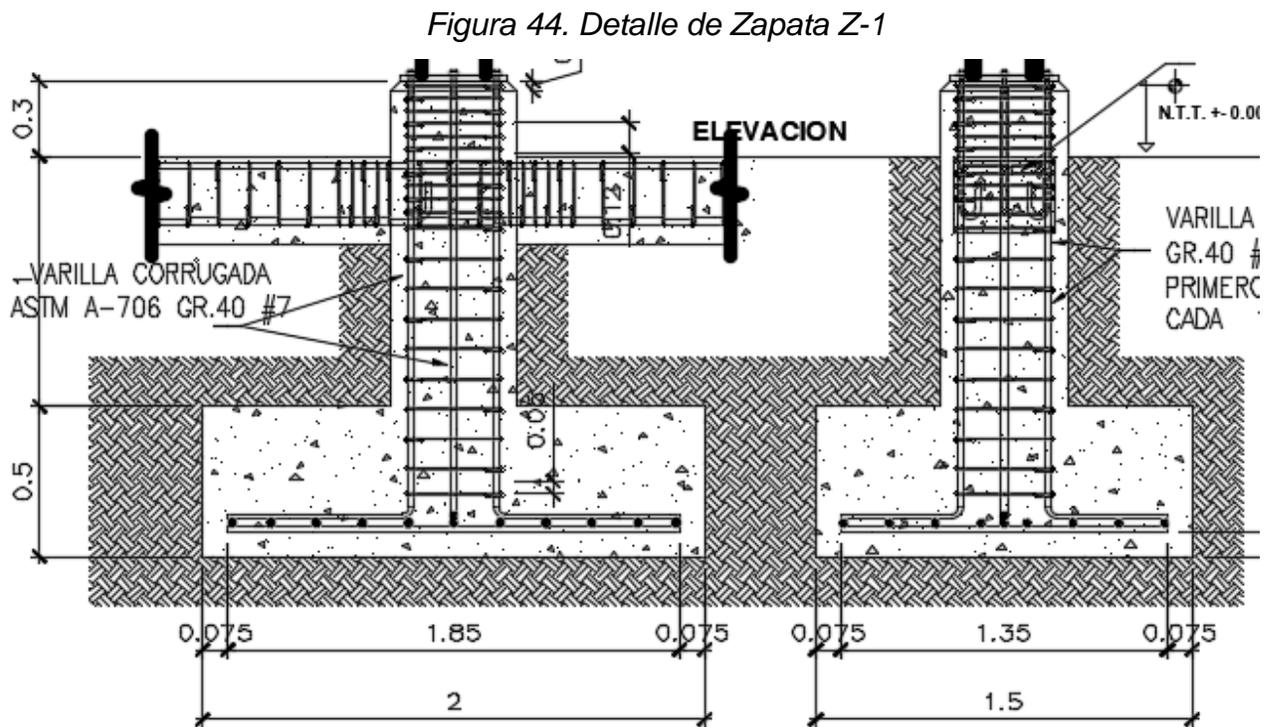
4.1.1.2.1. Subetapa 01: Excavaciones para estructuras

La excavación estructural consiste en el cálculo del volumen de tierra que se desalojará para armar y colar las zapatas y vigas asísmicas (ver planos en anexo IV).

Según lo contemplado en planos existen un solo tipo de zapatas: Z-1. Se realizará el cálculo para dicha zapata (Z-1) y posteriormente se presentarán totales en tablas.

Zapata Z-1: En este tipo de zapata descansa la columna de acero WF (C-1) la que se repite en todas las zapatas.

Para las zapatas aisladas sin formaletear retorta las dimensiones y especificaciones son las siguientes (ver planos en anexo IV):



Fuente. Elaboración propia.

-Nivel de desplante = 1.50 m

-Retorta de 2.0x1.50x0.50 m

-Viga asísmica = 0.35x0.40 m

-Acero principal #7

-Estribos de acero #3

-Factor de abundamiento = 10%

-Factor de enjutamiento = 90%

Volumen de excavación zapatas

$$\text{Vol. Exc. } z-1 = 2.0 \times 1.50 \times 1.8 \times 12 = 64.8 \text{ m}^3 \text{ (banco)}$$

$$\text{Vol. Exc. } z-1 = 64.8 \times 1.10 = 71.3 \text{ m}^3 \text{ (suelto)}$$

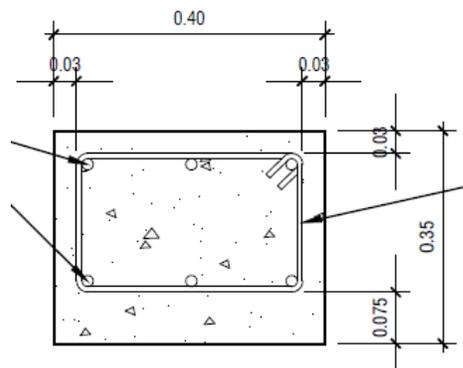
Se calcula el volumen de excavación suelto para determinar cuánto volumen de éste se ocupará para relleno de zapata, viga asísmica y cuánto se ocupará para rellenar las gradas.

Volumen de excavación viga asísmica

El volumen de excavación de la viga asísmica se obtiene al multiplicar la longitud de excavación por la sección de la viga incluyendo la manejabilidad. El valor de la manejabilidad se le adiciona a la base de la viga asísmica, 4" a cada lado.

El cálculo se hizo sumando las longitudes para cada viga excluyendo el área de la zapata (ver anexo IV).

Figura 45. Sección de viga asísmica VA-1



Fuente. Elaboración propia.

Volumen VA-1

$$L_{\text{Total VA-1}} = 10(6 - 2 \times 0.75) + 2(18 - 2) = 77.0 \text{ m}$$

$$\text{Vol. Exc. } VA-1 = (0.40 + 2 \times 0.10) \times 0.35 \times 77.0 = 16.17 \text{ m}^3 \text{ (banco)}$$

$$\text{Vol. Exc. } VA-1 = 16.17 \times 1.10 = 17.79 \text{ m}^3 \text{ (suelto)}$$

4.1.1.2.2. Subetapa 02: relleno y compactación

Se rellenará de tierra y se compactará en capas no mayores de 20 cm desde la parte superior de la retorta hasta el nivel de terreno natural.

Volumen de relleno = Sección de la retorta (ancho*largo) multiplicado por la altura del pedestal hasta el nivel terreno natural, menos la sección del pedestal por su altura (volumen de concreto del pedestal).

$$\text{Volumen a rellenar } z-1 = 2.0 \times 1.50 \times 1.0 - 0.50 \times 0.50 \times 1.0 = 2.75 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen a rellenar } z-1 = 2.75 \text{ m}^3 \text{ compacto.}$$

$$\text{Volumen a rellenar } v_{A-1} = 0.60 \times 0.35 \times 77 - 0.35 \times 0.40 \times 77 = 5.39 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen a rellenar } v_{A-1} = 5.39 \text{ m}^3$$

Como el material a rellenar se encuentra en estado suelto y al ser depositado tiene que ser compactado, se tendrá que afectar el volumen a rellenar antes calculado por los factores de abundamiento (depende del tipo de suelo) y enjutamiento (según el grado de compactación que se especifique) de la manera siguiente:

Tipo de suelo natural: factor de abundamiento es 10% y el enjutamiento es 90%.

$$\text{Volumen de relleno total } z-1 = 12 \times 2.75 \times 1.10 / 0.90 = 40.33 \text{ m}^3 \text{ suelto.}$$

$$\text{Volumen de relleno total } v_{A-1} = 5.39 \times 1.10 / 0.90 = 6.59 \text{ m}^3 \text{ suelto.}$$

4.1.1.2.3. Subetapa 03: Acarreo de tierras

Acarreo del material selecto a utilizar para el mejoramiento de las fundaciones (30 cm), el cual se estima a como sigue:

$$\text{Vol. Mejoramiento} = \text{Área Zapata} \times \text{Espesor}$$

$$\text{Vol.} = 1.50 \times 2.00 \times 0.30 = 0.90 \text{ m}^3 \text{ compacto (para una zapata, en total son 12)}$$

$$\text{Vol. Total} = 12 \times 0.90 \times 1.1 / 0.9 = 13.20 \text{ m}^3 \text{ (suelto)}$$

El volumen de 13.20 m³, si se divide en 8 m³ que es la capacidad del camión, resultará una cantidad de dos viajes.

4.1.1.2.4. Subetapa 04: Acero de refuerzo

En esta actividad se calculó la cantidad total del acero principal y secundario que se utilizará en la etapa de fundaciones. Se estableció calculando por elemento estructural tales como la parrilla de las zapatas y el acero de pedestales (ver planos en anexo IV).

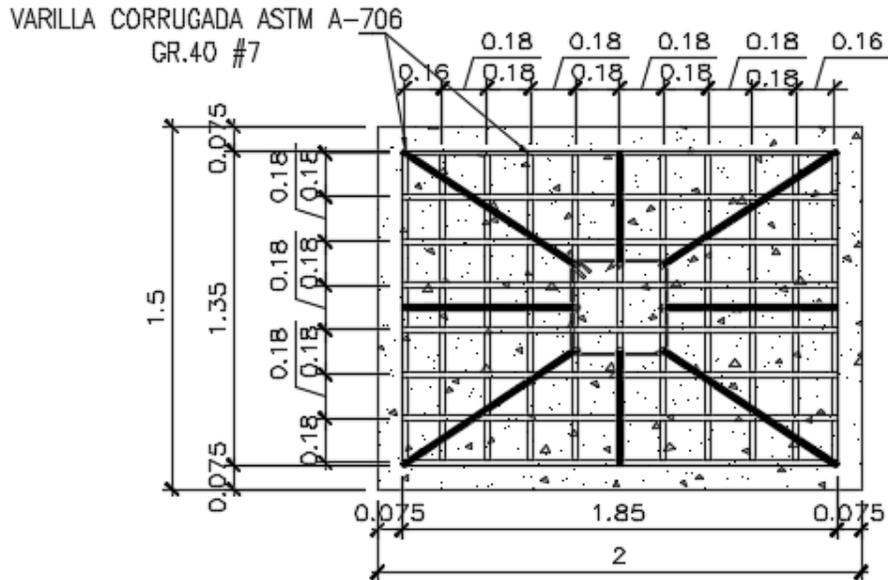
La parrilla de la retorta de Z-1 consta de 11 varillas # 7 @ 0.18 m en la dirección larga y 8 varillas #7 @ 0.18 m en la dirección corta, la longitud de cada varilla (considerando recubrimiento lateral de 0.075 m a ambos lados y en ambas direcciones) es de 1.35 m y 1.85 m respectivamente (ver planos en anexo IV).

Una vez que se tiene el sitio de colocación de la zapata, se procede a alistar, armar y colocar el acero de refuerzo. Esto consistirá en enderezar, cortar, doblar y manipular el acero (acero para elemento principales y de estribos); luego habrá que amarrar entre sí los diferentes elementos que componen el conjunto armado.

El acero principal de la parrilla se calcula con base a la longitud de la varilla que conforman la parrilla, multiplicada por el número de varillas que la integran, estas a su vez afectadas por un factor de desperdicio de 3% (tabla de factores en anexo I) el cual sirve de seguridad para los cálculos a fin de no verse afectados por pequeños errores de manejabilidad del cortador del hierro.

- Acero de refuerzo parilla (ver figura 46)

Figura 46. Detalle de parilla



Fuente. Elaboración propia.

Longitud varilla 7/8" eje X = $2.0 - 2 \times 0.075 = 1.85$ m

Nº varillas eje X (según diseño) = 8

Longitud varilla 7/8" eje Y = $1.50 - 2 \times 0.075 = 1.35$ m

Nº varillas eje Y (según diseño) = 11

Longitud total acero 7/8" de parilla = $1.03(8 \times 1.85 + 11 \times 1.35) \times 12 = 366.47$ ml

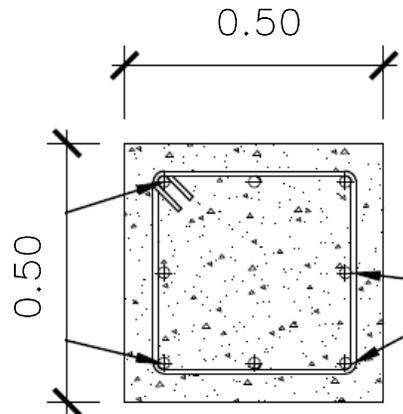
Factor de desperdicio varillas corrugadas = 3% (tabla de factores en anexo I)

Peso por metro lineal de la varilla de 7/8" = 6.70 lbs/ml (tabla 2: peso de varillas de acero).

Peso total = $366.47 \times 6.70 = 2455.38$ lbs = 24.55 qq

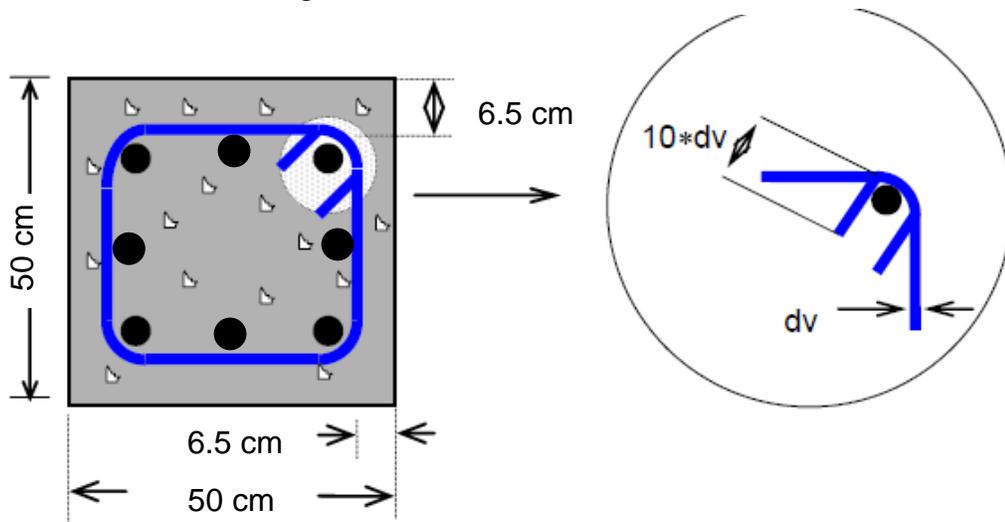
- Acero de refuerzo pedestal (ver planos en anexo IV)

Figura 47. Detalle de pedestal



Fuente. Elaboración propia.

Figura 48. Desarrollo de estribos



Fuente. Elaboración propia.

Para el cálculo de acero principal del pedestal fue necesario conocer la altura, sección y recubrimiento del pedestal (en base a éste se calcula la sección del estribo) y el tamaño de la parrilla; en dependencia de ésta se calculó el valor de anclaje entre la parrilla y el pedestal.

Altura = Nivel de desplante – recubrimiento inferior – altura de parilla

Altura de varilla 7/8" = $0.25 + 1.50 - 0.10 - 0.05 = 1.60$ m

N° varillas = 8

Factor de desperdicio varillas corrugadas = 3% (tabla de factores en anexo I)

Longitud total varilla 7/8" = $8 \times 1.60 \times 1.03 \times 12 = 158.21$ ml

Peso por metro lineal de la varilla de 7/8" = 6.70 lbs/ml (tabla 2: peso de varillas de acero)

Peso total = $158.21 \times 6.70 = 1059.99$ lbs = 10.60 qq

Estribos #3 (ver planos en anexo IV)

3/8" = 0.00953

Longitud estribo 3/8" = $4(0.381) + 2(10 \times 0.00953) = 1.72$ m

N° estribos = 22

Factor de desperdicio varillas corrugadas = 3% (tabla de factores en anexo I)

Longitud total varilla 3/8" = $22 \times 1.72 \times 1.03 \times 12 = 467.70$ ml

Peso por metro lineal de la varilla de 3/8" = 1.23 lbs/ml (tabla 2: peso de varillas de acero).

Peso total = $467.70 \times 1.23 = 575.27$ lbs = 5.75 qq

Acero de refuerzo ganchos

Ganchos en diagonal:

Longitud de desarrollo dentro del pedestal y zapata = 2×12 pulg = 24 pulg = 0.60m

Longitud de diagonales 7/8" = $\sqrt{1.93^2 + 1.43^2} - \sqrt{0.375^2 + 0.375^2} = 1.872$ m

N° diagonales = 2

Factor de desperdicio varillas corrugadas = 3% (tabla de factores en anexo I)

Longitud total varilla 7/8" = $2 \times 1.872 \times 1.03 \times 12 + 4 \times 0.60 \times 1.03 \times 12 = 75.94$ ml

Peso por metro lineal de la varilla de 7/8" = 6.70 lbs/ml (tabla 2: peso de varillas de acero).

$$\text{Peso total} = 75.94 \times 6.70 = 508.8 \text{ lbs} = 5.09 \text{ qq}$$

Ganchos en los laterales:

$$\text{Longitud de desarrollo dentro del pedestal y zapata} = 2.5(0.18) + 0.35 + 0.30 = 1.1 \text{ m.}$$

Factor de desperdicio varillas corrugadas = 3% (tabla de factores en anexo I)

$$\text{Longitud total varilla } 7/8" = 4 \times 1.10 \times 1.03 \times 12 = 54.38 \text{ ml}$$

Peso por metro lineal de la varilla de 7/8" = 6.70 lbs/ml (tabla 2: peso de varillas de acero).

$$\text{Peso total} = 54.38 \times 6.70 = 364.35 \text{ lbs} = 3.64 \text{ qq}$$

Alambre de amarre #18 = 5% del acero principal de la zapata

Acero principal de la zapata = acero de la parrilla + acero principal del pedestal

$$\text{Apz} = 24.55 + 10.60 + 5.09 + 3.64 = 43.88 \text{ qq}$$

Factor de desperdicio alambre de amarre = 10% (tabla de factores en anexo I)

$$\text{Alambre de amarre } \#18 = 0.05 \times 4388 \times 1.10 = 241.34 \text{ lbs}$$

- Acero de refuerzo viga asísmica (ver planos en anexo IV)

Traslape para varilla de 5/8" = 0.50 m (tabla 3: traslapes varillas de acero)

$$\text{Long. } v_{A-1} = 30 \times 2 + 2 \times (18 + 0.5/2) = 96.50 \text{ m}$$

$$\text{N}^\circ \text{ traslapes} = 4$$

$$\text{Un traslape es igual a } 0.50 + 0.50 = 1.0 \text{ m}$$

Factor de desperdicio varillas corrugadas = 3% (tabla de factores en anexo I)

$$\text{Cantidad de varillas} = 6$$

$$\text{Acero \#5} = (96.5+4 \times 1) \times 6 \times 1.03 = 621.09 \text{ ml}$$

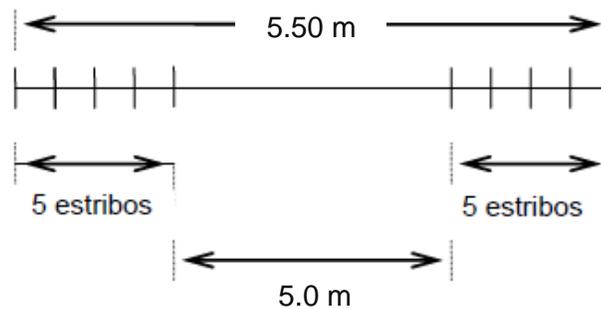
Peso por metro lineal de la varilla de 5/8" = 3.41 lbs/ml (tabla 2: peso de varillas de acero).

$$\text{Peso total} = 621.09 \times 3.41 = 2117.92 \text{ lbs} = 21.18 \text{ qq}$$

Estribos #3

Se obtienen las longitudes a estribar de la siguiente manera: a las longitudes centro a centro de las columnas se le resta la distancia de la sección de la mismas (50 cm). Se colocan los primeros 5 estribos a 5 cm en los extremos y el resto a 15 cm.

Figura 49. Longitud a estribar tramo 1

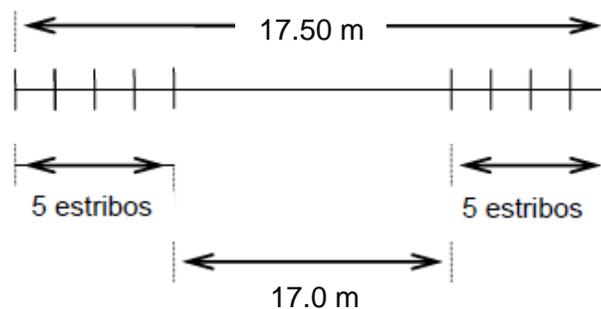


Fuente. Elaboración propia.

$$\text{Longitud a estribar tramo 1} = 6 - 2 \times 0.25 = 5.50 \text{ m}$$

$$\text{Cantidad de estribos} = 10 + 5/0.15 + 1 = 45 \text{ estribos}$$

Figura 50. Longitud a estribar tramo 2



Fuente. Elaboración propia.

$$\text{Longitud a estribar tramo 2} = 18 - 2 \times 0.25 = 17.50 \text{ m}$$

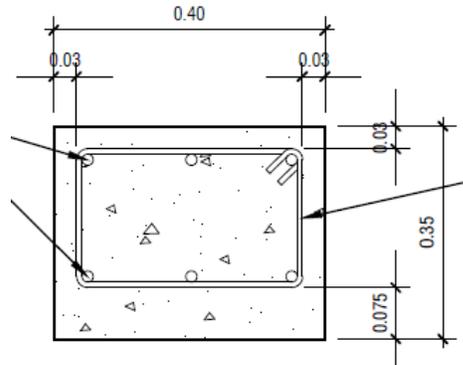
Cantidad de estribos = $10+17/0.15+1 = 125$ estribos

Cantidad total de estribos #3 = $10 \times 45 + 2 \times 125 = 700$ estribos

Long. Desarrollo estribos = $(0.40-2 \times 0.03) \times 2 + (0.35-0.03-0.075) \times 2 + 2 \times 10 \times 5/8 \times 0.025$

Long. Desarrollo estribos = 1.488 m

Figura 51. Estribo de viga asísmica VA-1



Fuente. Elaboración propia.

Factor de desperdicio varillas corrugadas = 3% (tabla de factores en anexo I)

Acero #3 = $1.488 \times 700 \times 1.03 = 1072.85$ ml

Peso por metro lineal de la varilla de 3/8" = 1.23 lbs/ml (tabla 2: peso de varillas de acero).

Peso total = $1072.85 \times 1.23 = 1319.60$ lbs = 13.20 qq

Alambre de amarre #18 = 5% del acero principal de la VA-1

Acero principal de la VA-1 = 2117.92 lbs

Factor de desperdicio alambre de amarre = 10% (tabla de factores en anexo I)

Alambre de amarre #18 = $0.05 \times 2117.92 \times 1.10 = 116.49$ lbs

4.1.1.2.5. Subetapa 05: formaletas zapatas y viga asísmica

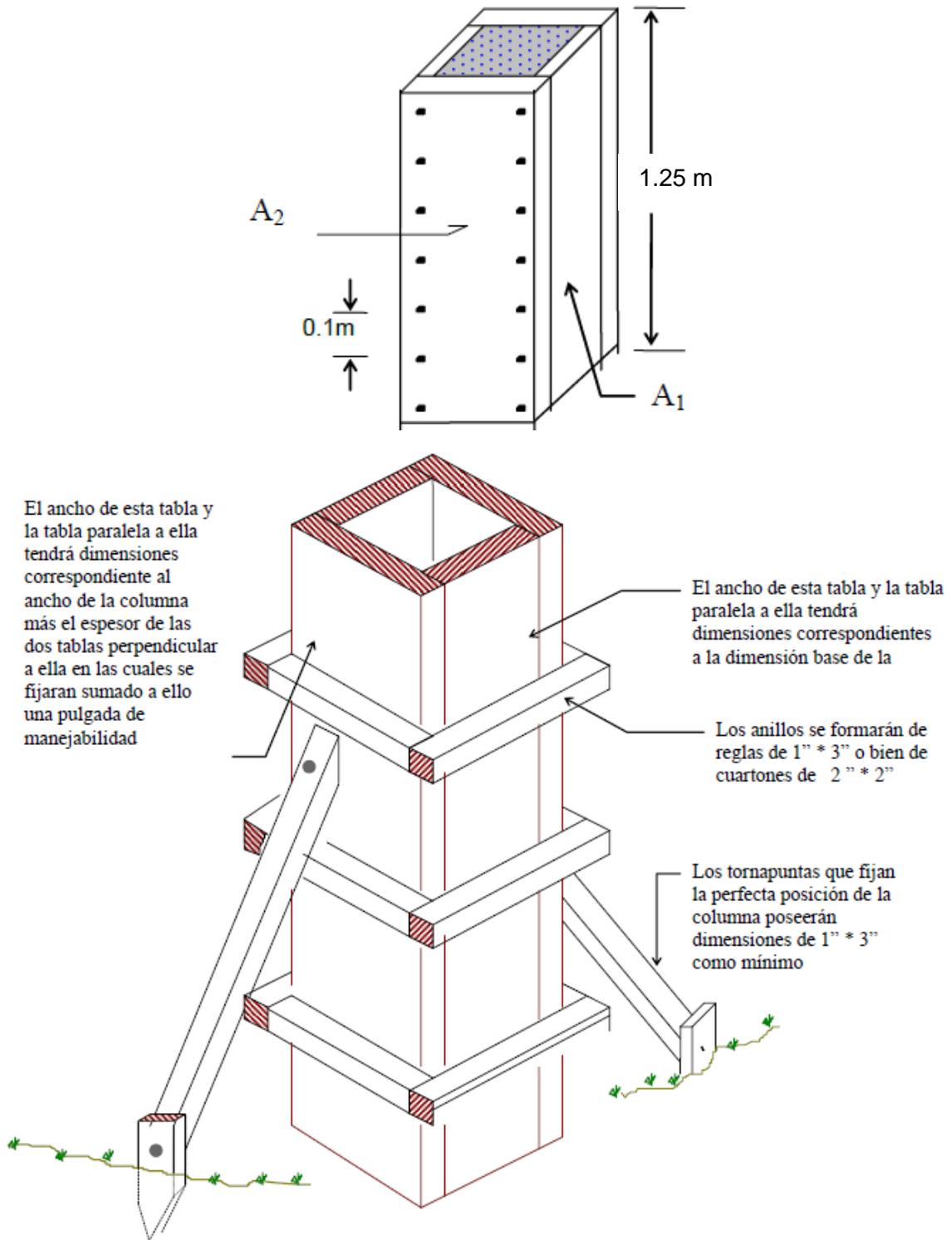
- Formaletas de Zapata Z-1

Para este caso se formaleteará solamente el pedestal debido a que la retorta se ajustará a las dimensiones de excavación del terreno (2.0x1.50 m) según las especificaciones dadas inicialmente, hay otros casos en los cuales tanto para la retorta como el pedestal se usan formaletas.

Se calcula el área de contacto en base a las dimensiones del pedestal y al valor de manejabilidad que se desee proporcionar para facilitar el desencofrado (retiro de la formaleta una vez fraguado el nuevo elemento), se le aplica un factor de desperdicio relativo al material en uso, se determinarán solo medidas comerciales y estas se tendrán que ajustar posteriormente a las medidas requeridas por medio de un confinamiento.

Dimensiones del pedestal: 0.50x0.50x1.25 m

Figura 52. Formaleta para pedestal



Fuente. Elaboración propia.

Cálculo de las áreas de contacto

Se tienen dos caras A_1 , dos caras A_2 , aunque la sección del pedestal es cuadrada, las áreas de contacto no lo serán, A_2 se clavará en A_1 , donde A_1 tendrá un ancho de 0.50 m correspondiente al ancho del pedestal, mientras A_2 será igual a la base del pedestal más los espesores correspondientes a las dos caras de A_1 , sumando a esto la manejabilidad que se deje para facilitar el desencofre.

A_1 = ancho del pedestal multiplicado por su altura

$$A_1 = 0.50 \times 1.25 \times 2 = 1.25 \text{ m}^2$$

Normalmente los espesores de las tablas oscilan entre $\frac{3}{4}$ " y $1 \frac{1}{2}$ ", se trabajará con un espesor de 1" y dejando 1" de manejabilidad a cada lado.

$$A_2 = (0.50 + 2 \times 0.025 + 2 \times 0.025) \times 1.25 \times 2 = 1.50 \text{ m}^2$$

Las unidades de la madera comercializada en Nicaragua vienen dadas en ancho (pulgadas), largo (varas) y espesor (pulgadas). Es por ello que para obtener las medidas de madera a requerir se convierten las dimensiones de las áreas en pulgadas y varas.

El A_1 tiene un ancho de 0.50 m = 19.69" equivalente a 20" medida comercial

El A_2 tiene un ancho de 0.60 m = 23.62" equivalente a 24" medida comercial

La altura del pedestal es de 1.25 m = 1.49 varas, al ser dos trozos de 1.25 m por cada tabla es equivalente a tener una longitud de 2.98 vrs \approx 3.0 vrs. En total son 12 zapatas.

Cantidad a usar: 12 tablas de 1"x20"x3 vrs y 12 tablas de 1"x24"x3 vrs, o bien, 24 tablas de 1"x10"x3 vrs y 24 tablas de 1"x12"x3 vrs.

En caso de usar tablas de 10" y 12" se tendrían que estimar cuartones de 2"x2" para colocar 3 anillos a cada 40 cm en el perímetro de las tablas. Desperdicio del 20% (tabla de factores en anexo I).

$$L = 2(0.50 + 2 \times 0.025 + 2 \times 0.05 + 0.50 + 2 \times 0.025) = 2.40 \text{ m}$$

En total serán $3 \times 2.40 \times 12 \times 1.2 = 103.68 \text{ m} = 123.43 \text{ vrs}$. Para cuartones de $2'' \times 2'' \times 5$ vrs, serán necesarios

Nº cuartones = $123.43/5 \approx 25$ cuartones de $2'' \times 2'' \times 5$ vrs.

Clavos para anillos

Usando 2 clavos de $3''$ en cada junta, serán necesarios $2(4) = 8$ clavos por anillo

Factor de desperdicio de clavos = 30% (tabla de factores en anexo I).

En total serán = $3 \times 8 \times 12 \times 1.3 = 375$ clavos de $3''$

La libra de clavos de $3''$ son 60 unidades (ver tabla de clavos galvanizados en anexo I).

Total libras = $375/60 = 6.25$ libras.

Las tablas se fijarán con clavos de $2''$, la longitud de éste estará repartida en $1''$ de espesor en la tabla que se está clavando (A_2) y $1''$ de penetración a la tabla que se está fijando (A_1). La cantidad de clavos dependerá de la longitud a clavar entre la separación que exista entre uno y otro. Para el caso en análisis dicha separación es $0.10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$.

Se tiene un total de $1.25 \text{ m}/0.10 \text{ m} = 13$ clavos por cada hilera a clavar, se tienen 4 hileras = 52 clavos, esta cantidad se multiplica por un factor de desperdicio del 30% (tabla de factores en anexo I), lo cual da como resultado 68 clavos de $2''$. Para el total de 12 zapatas se requieren $12(68) = 816$ clavos.

Para determinar la cantidad de libras a requerir de clavos se procede a dividir los clavos a utilizar entre el número de clavos que contiene la libra dependiendo la longitud de este.

La libra de clavos de $2''$ son 245 unidades (ver tabla de clavos galvanizados en anexo I).

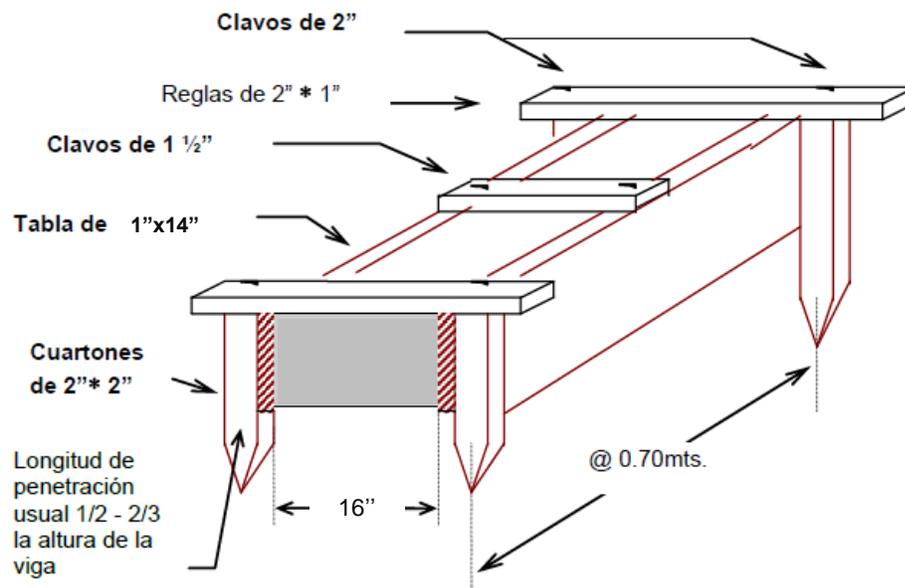
Total libras = $816/245 = 3.33$ lbs de clavos de $2''$.

- Formaletas para viga asísmica VA-1

Tablas 1"x14"

Para el formaleteo de la viga asísmica se usarán tablas, cuartones, reglas y clavos de igual forma como se muestra en la figura 53, dejando en las reglas 1" de manejabilidad para facilitar el desencofre.

Figura 53. Formaleta para viga asísmica VA-1



Fuente. Elaboración propia.

Se tienen dos caras de formaleteo equivalentes a los laterales de la viga VA-1. La distancia que se calcula es el perímetro de la VA-1:

$$\text{Perímetro VA-1} = (30+0.50+18+0.50) \times 2 = 98 \text{ ml}$$

La altura de la VA-1 es 0.35 m \approx 14"

Para determinar la cantidad de tablas a requerir se prueban longitudes de 6 varas, 5 varas y 4 varas; el resultado más aproximado al inmediato superior, es el que será tomado:

Tabla 31. Cantidad de tablas a usar para formaletas de VA-1			
Long. Tablas	6 vrs (5.04 m)	5 vrs (4.2 m)	4 vrs (3.36 m)
N° de tablas	$L/5.04 = 98/5.04 = 19.44$	23.33	29.17
Fuente: elaboración propia.			

Se afecta por un factor de desperdicio del 20% (tabla de factores anexo I).

$$19.44 \times 1.20 = 23.33 \approx 24 \text{ tablas de } 1'' \times 14'' \times 6 \text{ vrs}$$

Cuartones 2''x2''

Los cuartones se anclarán en el terreno y servirán para fijar las tablas. La cantidad de cuartones es igual a la longitud total de la viga asísmica, entre la separación de los cuartones:

Se afecta por un factor de desperdicio del 20% (tabla de factores anexo I).

$$LT/\text{separación de cuartones} = 98/0.70 \times 1.20 \times 2 \text{ (ambos lados)} = 336 \text{ cuartones } 2'' \times 2''.$$

Para determinar la longitud de los cuartones, L_c , se suma la altura de la viga asísmica y la longitud de penetración en el terreno (se toma como la mitad de la altura de la VA-1).

$$L_c = 0.35 \text{ m} + 0.5(0.35) = 0.525 \text{ m}$$

$$\text{Longitud total de cuartones} = 0.525 \times 336 = 176.4 \text{ m} = 210.0 \text{ vrs}$$

Considerando cuartones 2''x2''x6 vrs, se requieren:

$$N^\circ \text{ cuartones} = 210.0/6 = 35 \text{ cuartones.}$$

Reglas 1''x2''

Cálculo de la longitud de regla, LR:

$$LR = 0.40 + 2 \times 0.025 + 2 \times 0.050 + 2 \times 0.025 = 0.60 \text{ m}$$

La cantidad de reglas será igual a la cantidad de anillo que se formen, es decir $\frac{1}{2}$ de la cantidad de cuartones 2''x2'':

Cantidad de reglas = $0.5 \times 336 = 168$ reglas

Cantidad de reglas intermedias = $168 - 1 = 167$ reglas intermedias

Long. Regla intermedia = $0.40 + 2 \times 0.025 + 2 \times 0.0125 = 0.475$ m

Desperdicio del 20% para madera (tabla de factores en anexo I).

Longitud total requerida, L_{TR} :

$L_{TR} = 0.60 \times 168 \times 1.20 + 0.475 \times 167 \times 1.20 = 216.15 \text{ m} = 257.32 \text{ vrs}$

Usando reglas de 1"x2"x6 vrs:

N° reglas = $257.32 / 6 = 42.89 \approx 43$ reglas

Clavos

Se considera que cada regla se une tanto a las tablas como a los cuartones por medio de dos clavos, para las uniones entre cuartones y tabla llevará dos clavos por cada cuartón.

Desperdicio del 30% para clavos (tabla de factores en anexo I). Resultan

Clavos de 2" = $336 \times 1.30 = 437$ unidades

Clavos de 1 ½" = $336 \times 2 \times 1.30 + 167 \times 2 \times 1.30 = 1308$ unidades

La libra de clavos de 2" son 245 unidades (ver tabla de clavos galvanizados en anexo I).

Total libras clavos de 2" = $437 / 245 = 1.78$ libras.

La libra de clavos de 1½" son 315 unidades (ver tabla de clavos galvanizados en anexo I).

Total libras clavos de 1½" = $1308 / 315 = 4.15$ libras.

4.1.1.2.6. Subetapa 06: Concreto

El concreto empleado en la fundación de una zapata por normas del Reglamento Nacional de la Construcción debe alcanzar una resistencia mínima de 3000 PSI a los 28 días.

El concreto a requerir será igual al volumen de vacío a llenar de la retorta más el volumen a llenar del pedestal, más el volumen de la viga asísmica multiplicado por el factor de desperdicio el cuál servirá como seguridad a los cálculos efectuados.

Factor de desperdicio del concreto para fundaciones = 5.0% (tabla de factores en anexo I).

$$\text{Volumen retorta} = 2.0 \times 1.50 \times 0.50 = 1.5 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen pedestal} = 0.50 \times 0.50 \times 1.25 = 0.313 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen VA-1} = 96.5 \times 0.4 \times 0.35 = 13.51 \text{ m}^3$$

$$\text{Cantidad de zapatas} = 12$$

$$\text{Volumen total} = 12(1.5 + 0.313) \times 1.05 + 13.51 \times 1.05 = 37.03 \text{ m}^3 \text{ de concreto de 4000 psi.}$$

Tabla 32. Dosificaciones de mezclas para 1 m³ de concretos convencionales.					
f'c (psi)	Proporción	Cemento (kg)	Arena (m³)	Grava (m³)	Agua (L)
4000	1:2:2	450	0.67	0.67	240
Fuente: Plazola A., Normas y Costos de Construcción.					

1 bolsa de cemento = 42.5 kg, factor de desperdicio = 5% (tabla de factores en anexo I).

$$\text{Cemento} = 37.03 \times 450 \times 1.05 = 17,496.68 \text{ kg} / 42.5 = 411.69 \text{ bolsas}$$

Factor de desperdicio de la arena = 30% (tabla de factores en anexo I).

$$\text{Arena} = 37.03 \times 0.67 \times 1.30 = 32.25 \text{ m}^3$$

Factor de desperdicio de la grava = 15% (tabla de factores en anexo I).

$$\text{Grava} = 37.03 \times 0.67 \times 1.15 = 28.53 \text{ m}^3$$

Factor de desperdicio del agua = 30% (tabla de factores en anexo I).

$$\text{Agua} = 37.03 \times 240 \times 1.30 / 1000 = 11.55 \text{ m}^3$$

El volumen total de m^3 de concreto a colocar en las fundaciones será de 37.03 m^3 . Los volúmenes de dosificación a utilizar están acorde a resistencia a la compresión solicitada en los planos.

4.1.1.2.7. Subetapa 17: Mejoramiento de fundaciones

Se realizará el mejoramiento hasta una profundidad de 30 cm, este se calcula multiplicando el ancho por el largo y por la profundidad de la zapata, el resultado se multiplica por el número de veces que se repite al que se le aplica un factor de enjuntamiento.

$$\text{Volumen de material selecto} = 12 \times 2.0 \times 1.50 \times 0.30 = 10.80 \text{ m}^3 \text{ compacto.}$$

$$\text{Volumen de relleno} = 10.80 \times 1.10 / 0.90 = 13.20 \text{ m}^3 \text{ suelto.}$$

4.1.1.3. Etapa 040: Estructuras de Concreto

Se tiene que reconstruir las partes demolidas de la losa con concreto de 3000 psi y refuerzo mínimo por contracción y temperatura.

4.1.1.3.1. Subetapa 01: Acero de refuerzo

Acero de refuerzo por contracción y temperatura para losa.

Se consideró proveer un porcentaje de acero mínimo por contracción y temperatura a la losa igual al 0.18% (0.0018).

Factor de desperdicio = 3% (tabla de factores en anexo I).

$$L \text{ acero \#3} = 8(5 \times 1.4 + 6 \times 0.90) \times 1.03 + 4(5 \times 0.65 + 3 \times 0.90) \times 1.03 = 126.70 \text{ ml}$$

Peso por metro lineal de la varilla 3/8" = 1.23 lbs/ml (tabla 2: peso de varillas de acero).

$$\text{Peso total} = 126.70 \times 1.23 = 155.84 \text{ lbs}$$

Alambre de amarre #18 = 5% acero de refuerzo = $0.05 \times 155.84 \times 1.1 = 8.57$ lbs

4.1.1.3.2. Subetapa 05: Formaleta de losas de piso

También se calculan tablas de 1"x12"x2.5 vrs como formaletas para concreto de la losa de 15 cm de espesor.

Longitud necesaria = $4(1.10+0.80)+8(1.60) = 20.4$ ml = 24.29 vrs

Entonces se necesitan $24.29/2.5 \times 1.20 = 11.65 \approx 12$ tablas de 1"x12"x2.5 vrs.

4.1.1.3.3. Subetapa 11: Concreto estructural

Cálculo del volumen de concreto para reconstrucción de losa demolida

Área demolida = $4 \times 0.75 \times 1.0 + 8 \times 1.0 \times 1.50 = 15.0$ m²

Espesor de losa = 0.15 m

Volumen de concreto = $15.0 \times 0.15 \times 1.03 = 2.32$ m³

Tabla 33. Dosificaciones de mezclas para 1 m³ de concretos convencionales.					
f'c (kg/cm²)	Proporción	Cemento (kg)	Arena (m ³)	Grava (m ³)	Agua (L)
210	1:2:3	382.5	0.56	0.84	200
Arena natural tipo Motastepe y Grava basáltica. Fuente: Nueva Cartilla de la Construcción, 2011.					

1 bolsa de cemento = 42.5 kg, factor de desperdicio = 5% (tabla de factores en anexo I).

Cemento = $2.32 \times 382.5 \times 1.05 = 931.77$ kg/42.5 = 21.92 bolsas

Factor de desperdicio de la arena = 30% (tabla de factores en anexo I).

Arena = $2.32 \times 0.56 \times 1.30 = 1.69$ m³

Factor de desperdicio de la grava = 15% (tabla de factores en anexo I).

Grava = $2.32 \times 0.84 \times 1.15 = 2.24$ m³

Factor de desperdicio del agua = 30% (tabla de factores en anexo I).

$$\text{Agua} = 2.32 \times 200 \times 1.30 / 1000 = 0.60 \text{ m}^3$$

4.1.1.3.4. Subetapa 20: Otro tipo de estructura (gradas de bloques)

Esta sub etapa posee diversas actividades las cuales se calcularán a continuación:

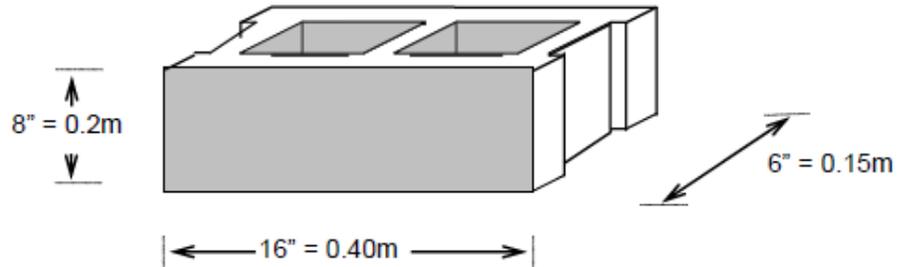
a) paredes de mampostería

Cantidad de materiales para gradas de bloques de concreto de 40x20x15 cm

Bloques de 0.40x0.20x0.15 m

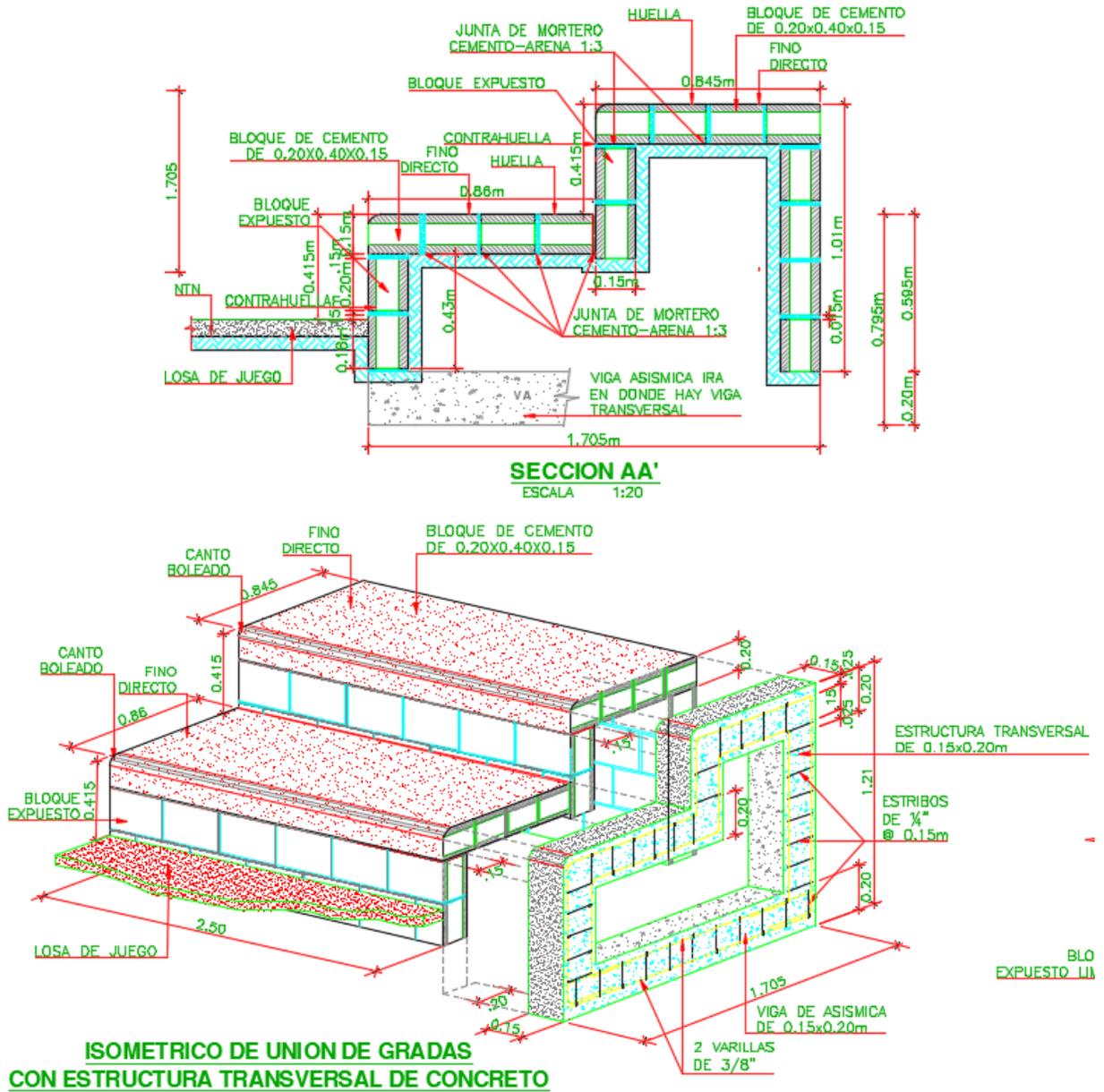
Factor de desperdicio de bloques = 7% (tabla de factores en anexo I)

Figura 54. Detalle de Bloque para gradas



Fuente. Elaboración propia.

Figura 55. Detalles de Gradasc.



Fuente. Elaboración propia.

En total son 12 tramos de 2.50 m cada uno

N° bloques = $16 \times 6 \times 12 \times 1.07 = 1233$ bloques

Cálculo de volumen de mortero

Una vez calculado el número de bloques se procede a calcular el volumen de mortero que se necesitará para pegarlos. Cada junta tendrá en cada bloque la forma de “L” con un espesor de junta igual a 1.5 cm.

El volumen de mortero para un bloque ($V_{M-BLOQUE}$), se obtiene al sumar el volumen de mortero contenido en la base del bloque (V_1) con el volumen de mortero contenido en la altura del bloque (V_2), es decir que estos volúmenes dependen de las dimensiones del bloque a usar.

$$V_{M-BLOQUE} = V_1 + V_2$$

$$V_1 = 0.40 \times 0.15 \times 0.015 = 0.0009 \text{ m}^3$$

$$V_1 = 0.0009 \text{ m}^3$$

$$V_2 = (0.20 + 0.015) \times 0.15 \times 0.015 = 0.000484 \text{ m}^3$$

$$V_{M-BLOQUE} = 0.0009 + 0.000484 = 0.001384 \text{ m}^3$$

Este volumen es afectado por un factor de desperdicio del 30% (tabla de factores en anexo I).

$$V_{M-BLOQUE} = 0.001384 \times 1.3 = 0.0018 \text{ m}^3 \text{ por bloque}$$

Esta cantidad de mortero es necesaria para un bloque, para obtener el volumen total de mortero se multiplica el volumen requerido para pegar un bloque por el número total de bloques:

$$V_{\text{total mortero}} = 0.0018 \times 1233 = 2.22 \text{ m}^3$$

Tabla 34. Dosificaciones de mezclas para 1 m³ de morteros convencionales.				
f'c (kg/cm ²)	Proporción	Cemento (kg)	Arena (m ³)	Agua (L)
180-220	1:5	303.88	1.20	150-170
Fuente: Plazola A., Normas y Costos de Construcción.				

1 bolsa de cemento = 42.5 kg, factor de desperdicio = 5% (tabla de factores en anexo I).

Cemento = $2.22 \times 303.88 \times 1.05 = 708.34 \text{ kg} / 42.5 = 16.67 \text{ bolsas}$

Factor de desperdicio de la arena = 30% (tabla de factores en anexo I)

Arena = $2.22 \times 1.20 \times 1.30 = 3.46 \text{ m}^3$

Factor de desperdicio del agua = 30% (tabla de factores en anexo I)

Agua = $2.22 \times 160 \times 1.30 / 1000 = 0.46 \text{ m}^3$

b) Acero de refuerzo para estructura transversal (ver planos en anexo IV)

Cálculo del acero de refuerzo de estructura transversal de concreto

Estimación de la longitud varillas #3 = $1.03(4.37+3.62) = 8.23 \text{ ml}$

Total = $8.23 \times 13 = 107 \text{ ml}$

Peso por metro lineal de la varilla de 3/8" = 1.23 lbs/ml (tabla 2: peso de varillas de acero).

Peso total = $107 \times 1.23 = 131.61 \text{ lbs} = 1.32 \text{ qq}$

Varilla #3 viga asísmica (gradas) = $4(1.705-2 \times 0.025+0.20) \times 1.03 = 7.64 \text{ ml}$

Total = $7.64 \times 13 = 99.32 \text{ ml}$

Peso total = $99.32 \times 1.23 = 122.16 \text{ lbs} = 1.22 \text{ qq}$

Estribos #2

Longitud de desarrollo = $0.15+6(1/4) \times 0.0254 = 0.188 \text{ ml}$

Total = $0.188 \times 25 = 4.70 \text{ ml}$

Longitud de desarrollo = $4 \times 0.10+2(10 \times 1/4) \times 0.0254 = 0.527 \text{ ml}$

Total = $0.527 \times 11 = 5.80 \text{ ml}$

Total longitud acero para estribos #2 = $(4.70+5.80) \times 13 \times 1.03 = 140.60 \text{ ml}$

Peso por metro lineal de la varilla de 1/4" = 0.544 lbs/ml (tabla 2: peso de varillas de acero).

$$\text{Peso total} = 140.60 \times 0.544 = 76.49 \text{ lbs} = 0.77 \text{ qq}$$

Alambre de amarre #18 = 5% acero principal

$$\text{Alambre de amarre \#18} = 5\%(131.61+122.16) \times 1.1 = 13.96 \text{ lbs}$$

c) Concreto para estructura transversal (ver planos en anexo IV)

Volumen de concreto =

$$(1.705 \times 0.20 + 0.595 \times 0.20 + 0.66 \times 0.20 + 0.615 \times 0.20 + 0.645 \times 0.20 + 0.81 \times 0.20) \times 0.15$$

Volumen concreto = 0.151 m^3 . En total son 13 estructuras transversales.

$$\text{Volumen total} = 0.151 \times 13 \times 1.05 = 2.06 \text{ m}^3.$$

1 bolsa de cemento = 42.5 kg, factor de desperdicio = 5% (tabla de factores en anexo I).

$$\text{Cemento} = 2.06 \times 403.75 \times 1.05 = 873.31 \text{ kg} / 42.5 = 20.55 \text{ bolsas}$$

Factor de desperdicio de la arena = 30% (tabla de factores en anexo I).

$$\text{Arena} = 2.06 \times 0.55 \times 1.30 = 1.47 \text{ m}^3$$

Factor de desperdicio de la grava = 15% (tabla de factores en anexo I).

$$\text{Grava} = 2.06 \times 0.55 \times 1.15 = 1.30 \text{ m}^3$$

Factor de desperdicio del agua = 30% (tabla de factores en anexo I).

$$\text{Agua} = 2.06 \times 225 \times 1.30 / 1000 = 0.60 \text{ m}^3$$

d) Cálculo de volumen de relleno de gradas con material del sitio

$$\text{Área de la sección a rellenar} = 0.43(1.71 - 0.15 \times 2) + 0.42(0.85 - 0.15 \times 2) = 0.837 \text{ m}^2$$

$$V = A \times L = 0.837 \times 2.5 \times 12 = 25.12 \text{ m}^2 \text{ compacto}$$

$$\text{Volumen de relleno} = 25.12 \times 1.10 / 0.90 = 30.70 \text{ m}^3 \text{ suelto.}$$

Estimación del área total de mampostería

$$A = (1.01 + 0.85 + 0.86 + 0.60 + 0.42) \times 31.95 = 119.50 \approx 120 \text{ m}^2$$

4.1.1.4. Etapa 060: Techos y fascias

4.1.1.4.1. Subetapa 02: Estructura de acero

La estructura de acero consta de 6 cerchas transversales y 3 cerchas longitudinales formadas por tubos de acero HSS circulares, que sirven de apoyo para los largueros de techo (perlines de 6"x2"x3/16"), también lleva riostras diagonales y tensores de techo. Toda esta estructura la soportan columnas de acero (perfiles WF) que a la vez están unidas a las fundaciones por medio de placas base y pernos de anclaje.

Estimación de perfiles de acero

El software ETABS V16 (en el cual se efectuó el análisis y diseño estructural) estima las longitudes exactas de los perfiles requeridos, a estas longitudes restaría afectarlas por factores de desperdicio, que para tubos de acero es 2% (tabla de factores en anexo I). Las columnas y los perlines se fabrican a medidas exactas para evitar desperdicios.

Tabla 35. Perfiles de acero requeridos					
PERFILES	L (m)	% desperdicio	L total (m)	L com. (m)	N° (Unidades)
Perlín de 6"x2"x3/16"	768.00	0.0%	768.00	6.00	128
Varilla lisa 3/4" de 9 m	360.00	0.0%	360.00	9.00	40
Varilla lisa 3/4" de 12 m	120.00	0.0%	120.00	12.00	10
Perfil HSS48.26x3.17 mm	671.50	2.0%	684.93	6.00	115
Perfil HSS114.30x3.17 mm	439.20	2.0%	447.98	6.00	75
Perfil WF10"x10"x60	72.00	0.0%	72.00	6.00	12

Las longitudes L (m) las proporciona el software ETABS V16. Cotización efectuada en INDENICSA.
Fuente: elaboración propia.

Tabla 36. Especificaciones de los perfiles de acero requeridos.	
PERFILES	ESPECIFICACIONES
Perlín de 6"x2"x3/16"	Lámina caliente, fabricado bajo norma ASTM A-36.
Varilla lisa 3/4" de 9 m (riostros)	Fabricada bajo norma ASTM A-615. Acero Gr. 40.
Varilla lisa 3/4" de 12 m (tensores)	Fabricada bajo norma ASTM A-615. Acero Gr. 40.
Perfil HSS48.26x3.17 mm	Lámina caliente, fabricado bajo norma ASTM A-500 Gr. B.
Perfil HSS114.30x3.17 mm	Lámina caliente, fabricado bajo norma ASTM A-500 Gr. B.
Perfil WF10"x10"x60	Acero ASTM A-992 Gr. 50.
Fuente: elaboración propia.	

Para las placas base, se estima cortar una lámina de 4x10 pies de acero A-36 y espesor $\frac{3}{4}$ ". En total son 12 placas base y sus dimensiones son 17"x17" (1.42'x1.42').

En lo que respecta a los pernos de anclaje se usan 6 por cada placa base, en total son $6 \times 12 = 72$ pernos. Se usan 1 arandela y 1 tuerca por cada perno, lo que resulta en 72 tuercas y 72 arandelas. Se detalla a continuación:

Tabla 37. Materiales para placas base		
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	ESPECIFICACIÓN
Placa base de 17"x17"	12	Acero A-36, espesor $\frac{3}{4}$ ".
Pernos ϕ 3/4"	72	F1554-Gr. 36, largo 17".
Arandelas Flat	72	Arandela lisa F-436.
Tuercas	72	Tuerca 2H reforzadas.
Fuente: elaboración propia.		

Cálculo de soldadura

Tabla 38. Cálculo de soldadura de filete 3/16".				
Conexión	N°	L (pulg)	L (m)	L total (m)
K	225.0	12.552	0.319	71.775
KN	12.0	12.493	0.317	3.804
KT	234.0	18.958	0.482	112.788
T	234.0	6.028	0.153	35.802
P-A ³⁷	144	2.00	0.051	7.344
A-P ³⁸	12	22.00	0.559	6.708
P-C ³⁹	12	60.00	1.524	18.288
Σ				256.51

Nota: Tabla correspondiente a soldaduras de filete 3/16"
Fuente: elaboración propia.

Tabla 39. Cálculo de soldadura de filete 5/16".				
Conexión	N°	L (pulg)	L (m)	L total (m)
C-P⁴⁰	12	59.96	1.523	18.276
Σ				18.28

Nota: Tabla correspondiente a soldaduras de filete 5/16"
Fuente: elaboración propia.

³⁷ Conexión perlín-arco

³⁸ Conexión arco-placa superior

³⁹ Conexión placa superior-columna

⁴⁰ Conexión columna placa-placa base

Tabla 40. Cálculo de soldadura de penetración parcial.				
Conexión	N°	L (pulg)	L (m)	L total (m)
A-C⁴¹	24	14.20	0.361	8.664
C-C⁴²	40	14.20	0.361	14.44
Σ				23.10
Nota: Tabla correspondiente a soldaduras de penetración parcial				
Fuente: elaboración propia.				

Cálculo del peso de electrodos requeridos para soldadura de filete 3/16" (4.76 mm, eficiencia de deposición del 65% en proceso SMAW).

$$A_1 = \frac{1}{2}(4.76)(4.76) = 11.34 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 0.20A_1 = 0.20(11.34) = 2.27 \text{ mm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 11.34 + 2.27 = 13.61 \text{ mm}^2$$

$$\text{Peso electrodo } \frac{\text{kg}}{\text{ml}} = \frac{A\gamma}{\text{Eficiencia deposición (\%)}} = \frac{(13.61) \left(\frac{1}{1000}\right)^2 (7850)}{65\%} = 0.164$$

$$\text{Peso electrodo} = 0.164 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Peso total requerido} = (0.164 \text{ kg/ml})(256.51 \text{ ml}) = 42.16 \text{ kg}$$

Cálculo del peso de electrodos requeridos para soldadura de filete 5/16" (7.94 mm, eficiencia de deposición de 65% en proceso SMAW).

$$A_1 = \frac{1}{2}(7.94)(7.94) = 31.52 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 0.20A_1 = 0.20(31.52) = 6.30 \text{ mm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 31.52 + 6.30 = 37.82 \text{ mm}^2$$

⁴¹ Conexión arco-columna

⁴² Conexión cercha-columna

$$\text{Peso electrodo } \frac{\text{kg}}{\text{ml}} = \frac{A\gamma}{\text{Eficiencia deposición (\%)}} = \frac{(37.82) \left(\frac{1}{1000}\right)^2 (7850)}{65\%} = 0.457$$

$$\text{Peso electrodo} = 0.457 \text{ kg/ml}$$

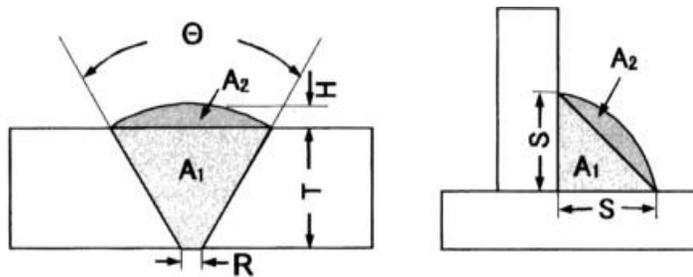
$$\text{Peso total requerido} = (0.457 \text{ kg/ml})(18.28 \text{ ml}) = 8.35 \text{ kg}$$

Figura 56. Eficiencia de deposición según proceso de soldadura (%).

Proceso	Eficiencia Deposición (%)
Electrodo Manual	60 - 70
MIG Sólido	90
MIG Tubular c/protección	83
MIG Tubular s/protección	79
TIG	95
Arco Sumergido	98

Fuente: Manual de sistemas y materiales de soldadura, INDURA.

Figura 57. Soldadura de penetración y de filetes.



Fuente: Manual de sistemas y materiales de soldadura, INDURA.

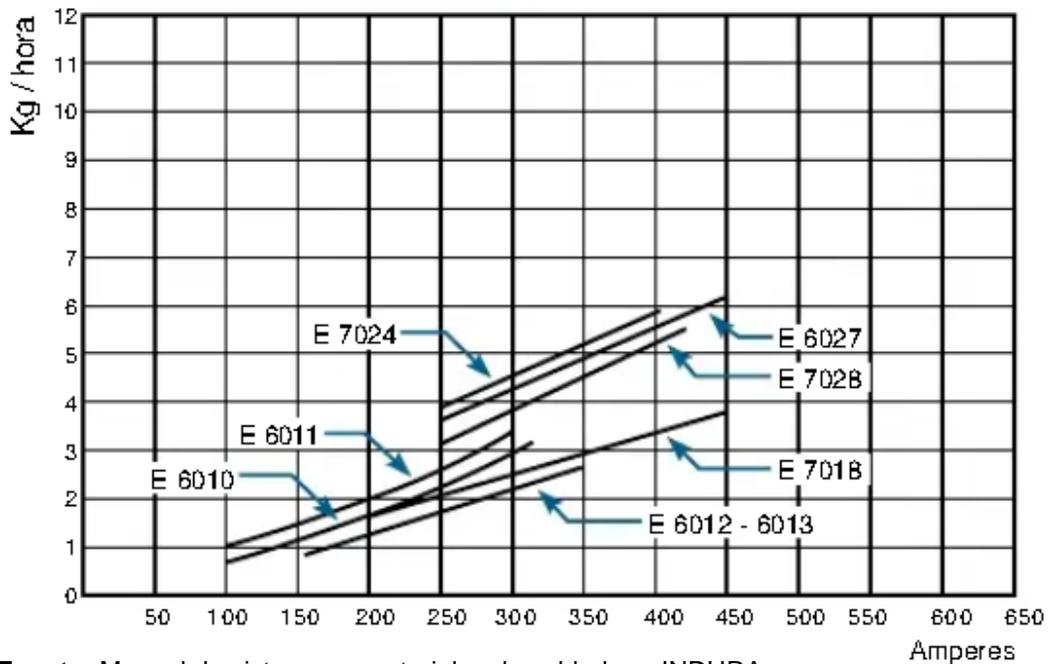
Figura 58. Peso metal depositado, pmd

Unión de Soldadura		METAL DEPOSITADO (kg/ml) (Acero)					
Espesor (E)							
pulg.	mm.						
1/8	3.2	0.045	0.098				
1/4	6.4	0.177	0.190	0.380		0.358	
3/8	9.5	0.396		0.638		0.605	
1/2	12.5	0.708		1.168		1.066	
5/8	16	1.103		1.731		1.707	1.089
3/4	19	1.592		2.380	1.049	2.130	1.449
1	25	2.839		3.987	2.578	3.554	2.322
1 1/4	32				3.768		3.380
1 1/2	37.5				5.193		4.648
2	51				8.680		7.736
2 1/2	63.5				13.674		11.617
3	76				18.432		16.253

Fuente: Manual de sistemas y materiales de soldadura, INDURA.

Cálculo del peso de electrodos requeridos para soldadura de penetración completa 5/16" (7.94 mm, eficiencia de deposición del 65% en proceso SMAW).

Figura 59. Velocidad de deposición (kg/hr) según



Fuente: Manual de sistemas y materiales de soldadura, INDURA.

Peso de electrodos requerido = 0.638 kg/ml

Peso total requerido = (0.638 kg/ml)(23.10 ml) = 14.74 kg

En total se requieren = 42.16+8.35+26.98 = 77.50 kg = 170.89 lbs

Se estiman electrodos E6011, cuatro cajas de 20 kg (44 lbs).

Cálculo del tiempo de soldadura (intensidad de corriente 220 A, factor de operación del 25%)

$$\text{Tiempo } \frac{\text{hr}}{\text{ml}} = \frac{\text{Pmd (kg/ml)}}{\text{Velocidad Deposición (kg/hr)} \times \text{F. Operación (\%)}}$$

$$\text{Tiempo } \frac{\text{hr}}{\text{ml}} \text{ 3/16"} = \frac{0.164 \text{ kg/ml}}{2.2 \text{ kg/hr} \times 25\%} = 0.30 \text{ hr/ml}$$

$$\text{Tiempo } \frac{\text{hr}}{\text{ml}} \text{ 5/16"} = \frac{0.457 \text{ kg/ml}}{2.2 \text{ kg/hr} \times 25\%} = 0.83 \text{ hr/ml}$$

$$\text{Tiempo } \frac{\text{hr}}{\text{ml}} \text{ 1/2"} = \frac{0.638 \text{ kg/ml}}{2.2 \text{ kg/hr} \times 25\%} = 1.16 \text{ hr/ml}$$

Tiempo estimado soldadura 3/16" = 0.30(256.51) = 76.95 hr

Tiempo estimado soldadura 5/16" = 0.83(18.28) = 15.17 hr

Tiempo estimado soldadura 3/8" = 1.16(14.74) = 17.10 hr

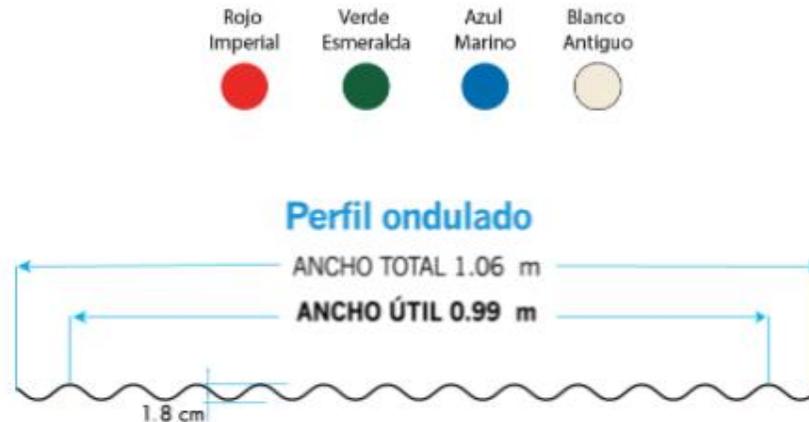
4.1.1.4.2. Subetapa 03: Cubierta de lámina

Para esta sub etapa se tomó en cuenta el cálculo para las láminas de cubierta, se necesita conocer el área a cubrir y así obtener la cantidad de láminas ColorAlum perfil ondulado calibre 26 de 20 pies a utilizar.

Cálculo de láminas para cubierta de techo

Se propone la lámina ColorAlúm distribuida por FERROMAX S.A con las características: color rojo imperial, perfil ondulado calibre 26 (0.40 mm), resistencia estructural grado 80 y largo 20 pies (6.10 m).

Figura 60. Perfil de lámina de techo.



Fuente: elaboración propia.

Ancho a cubrir = 21.30 m

Largo a cubrir = 32.0 m

Área a cubrir = $21.3 \times 32.0 = 681.6 \text{ m}^2$

Ancho útil = 0.99 m

Largo útil = 5.70 m

Área útil = $0.99 \times 5.70 = 5.643 \text{ m}^2$

% desperdicio lámina = 2% (tabla de factores en anexo I)

$$\text{N}^\circ \text{ láminas} = \frac{\text{Área a cubrir}}{\text{Área útil}} \times \% \text{ desperdicio} = \frac{681.6}{5.643} \times 1.02 = 124 \text{ láminas}$$

Acorde a especificaciones, se requieren pernos autoperforantes cortos de 2" para fijar la cubierta de techo, con densidad de 3.7 Uni/m² y desperdicio del 5% (tabla de factores en anexo I):

$$\text{N}^\circ \text{ pernos} = 3.7(681.6)(1.05) = 2648 \text{ pernos}$$

4.1.1.5. Etapa 070: Acabados

4.1.1.5.1. Subetapa 05: Fino corriente directo

Para el fino, se tomó 0.50 cm de espesor y una relación de mortero 1:3. El área de fino debe ser igual al área de mampostería (una sola cara).

Área de fino = 120.0 m².

Volumen de mortero para fino = Área de fino x espesor x fd

Volumen de mortero para fino = 120.0 m² x 0.005 m x 1.07 = 0.64 m³

4.1.1.6. Etapa 160: Electricidad

4.1.1.6.1. Subetapa 04: Lámparas y accesorios

En el caso de la iluminación, se proponen 6 lámparas LED solar Street 90W 6500K IP66, las cuales se han de instalar directamente en la estructura de techo.

Tabla 41. Cantidad de lámparas requeridas.

Descripción	Unidades
Luminaria led solar Street 90W 6500K IP66	6
Fuente: Elaboración propia	

4.1.1.7. Etapa 200: pintura

4.1.1.7.1. Subetapa 03: pintura anticorrosiva

Durante la fabricación y el montaje la estructura metálica se le aplicará una mano de 1.5 mm secos de pintura modelo anticorrosiva industrial. Su cálculo se detalla a continuación:

Superficie de un perfil HSS circular de diámetro “D” y longitud “L”:

$$A = \pi DL$$

Para el tensor o riostras de $\frac{3}{4}$ " (19.05 mm)

$$A = \pi \left(\frac{19.05}{1000} \right) L = 0.060L$$

Para el perfil HSS48.26x3.17mm

$$A = \pi \left(\frac{48.26}{1000} \right) L = 0.152L$$

Para el perfil HSS114.30x3.17mm

$$A = \pi \left(\frac{114.30}{1000} \right) L = 0.359L$$

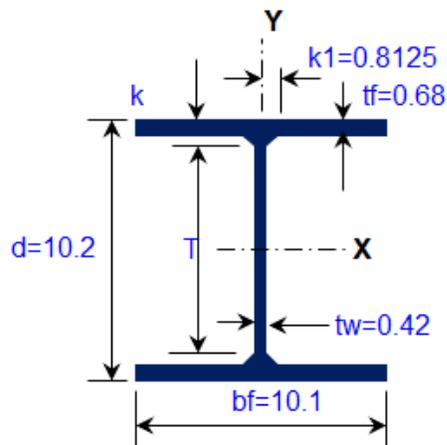
Superficie de ambas caras para un perfil de 6"x2" (150mmx50mm):

$$A = (0.05+0.15+0.05)(L) \times 2 = 0.50L$$

Superficie de una columna WF10"X10"X60

$$A = [2(10.1)+2(10.1-0.42)+2(10.2-2 \times 0.68)+4(0.68)](0.0254)L = 1.523L$$

Figura 61. Propiedades perfil W10X60.



Fuente: elaboración propia.

Tabla 42. Cálculo de pintura anticorrosiva para estructura metálica.		
PERFIL	LONGITUD TOTAL (m)	ÁREA TOTAL (M²)
C6X2X3/16"	768.00	0.500(768) = 384
TENSOR 3/4"	106.39	0.060(106.39) = 6.37
RIOSTRA 3/4"	303.33	0.060(303.33) = 18.20
HSS48.26X3.17	671.50	0.152(671.50) = 102.07
HSS114.30X3.17	439.20	0.359(439.20) = 157.67
WF10"X10"X60	72.00	1.523(72) = 109.66
Longitudes estimadas según ETABS V16.		∑ = 777.97 M²
Fuente: Elaboración propia		

Rendimiento de anticorrosivo industrial modelo a una mano (1.5 mm secos) = 27 m²/galón (incluye desperdicios, etc.).

Rendimiento de anticorrosivo óptima modelo a una mano (1.5 mm secos) = 37 m²/galón.

Cálculo de consumo de pintura (galones):

$$N^{\circ} = \frac{777.97 \text{ m}^2}{27 \text{ m}^2/\text{galón}} \times 2 = 57.63 \text{ galones} \approx 11 \text{ cubetas} + 3 \text{ galones}$$

4.1.1.7.2. Subetapa 06: otro tipo de pinturas

Se deben efectuar las señalizaciones deportivas sobre la losa, para tal fin se consideran 2 galones de pintura especial resistente a la abrasión.

4.1.1.8. Etapa 201: limpieza y entrega

4.1.1.8.1. Subetapa 03: limpieza final

El área a limpiar será igual al área de la limpieza inicial, 208 m².

4.1.2. Presupuesto de costo base y costo de oferta

Para las cotizaciones de los costos de materiales, se utilizó como fuente primaria, los responsables de ventas de ferreterías, distribuidoras de materiales u otras empresas o comerciales que distribuyen productos de la construcción localizadas

en el Municipio de Chinandega o sus cercanías; las cotizaciones pueden ser consultadas en el anexo VI.

Se tomó como referencia el listado de precios de mano de obra establecido por el Ministerio del Trabajo y para las actividades que no aparecen en dicho listado se utilizaron las normas de rendimiento de oficiales y ayudantes. En la tabla 43 se desglosan el presupuesto de costo base y costo de oferta. Los costos unitarios pueden ser consultados en el anexo II.

Tabla 43. Presupuesto de Costo Base y Costo de Oferta
CONSTRUCCIÓN DE CANCHA DEPORTIVA MULTIUSOS INSTITUTO FILEMÓN RIVERA Q.
 UBICACIÓN: KM 134.5 CARRETERA CHINANDEGA-EL VIEJO.

ITEM	DESCRIPCIÓN	U.M	CANTIDAD	MATERIALES		MANO DE OBRA		TRANSPORTE		SUB CONTRATOS		TOTALES	
				P. UNIT	TOTAL	P. UNIT	TOTAL	P. UNIT	TOTAL	P. UNIT	TOTAL	P. UNIT	TOTAL
010	PRELIMINARES												8,493.30
	LIMPIEZA MANUAL INICIAL	M2	208.00	-	-	5.05	1,050.00	4.81	1,000.00	-	-	9.86	2,050.00
	TRAZO Y NIVELACIÓN	M2	208.00	2.40	499.55	1.25	260.00	-	-	-	-	3.65	759.55
	DEMOLICIONES	M2	15.00	-	-	70.00	1,050.00	66.67	1,000.00	149.33	2,240.00	286.00	4,290.00
	REMOCIÓN DE ÁRBOLES DE 30CM	C/U	2.00	-	-	196.88	393.75	500.00	1,000.00	-	-	696.88	1,393.75
030	FUNDACIONES												582,564.11
	EXCAVACIÓN MANUAL EN T. NATURAL PROF = 0.00-1.00 M	M3	17.79	-	-	172.17	3,062.91	-	-	-	-	172.17	3,062.91
	EXCAVACIÓN MANUAL EN T. NATURAL PROF = 1.01-2.00 M	M3	71.30	-	-	166.55	11,875.27	-	-	-	-	166.55	11,875.27
	RELLENO Y COMPACTACIÓN MANUAL MATERIAL DEL SITIO	M3	46.92	3.13	147.00	105.70	4,959.27	-	-	-	-	108.83	5,106.27
	RELLENO Y COMPACTACIÓN MANUAL MEJORAMIENTO FUNDACIÓN	M3	13.20	4.24	56.00	79.58	1,050.45	-	-	178.98	2,362.50	262.80	3,468.95
	ACARREO DE MATERIAL SELECTO	M3	13.20	250.00	3,300.00	-	-	151.52	2,000.00	-	-	401.52	5,300.00
	ACERO GRADO 40 (alistar, armar y colocar)	LBS	8,401.31	26.95	226,417.15	1.54	12,965.59	0.36	3,000.00	-	-	28.85	242,382.74
	FORMALETA PARA ZAPATAS	M2	33.00	529.67	17,479.13	96.40	3,181.20	30.30	1,000.00	-	-	656.37	21,660.33
	FORMALETA PARA VIGA ASÍSMICA	M2	68.60	335.73	23,031.00	96.40	6,613.04	29.15	2,000.00	-	-	461.28	31,644.04
	CONCRETO DE 4,000 PSI (con mezcladora)	M3	37.03	3,798.59	140,661.63	229.54	8,500.00	515.96	19,106.06	2,344.05	86,800.00	6,888.14	255,067.69
	COLADO VACIADO, VIBRADO Y CURADO DE CONCRETO ZAPATAS	M3	18.00	27.22	489.90	116.67	2,100.00	-	-	-	-	143.88	2,589.90
	COLADO VACIADO, VIBRADO Y CURADO DE CONCRETO VIGA ASÍSMICA	M3	13.51	27.32	369.15	2.73	36.88	-	-	-	-	30.05	406.03
040	ESTRUCTURAS DE CONCRETO												71,400.94
	ACERO GRADO 40 (alistar, armar y colocar)	LBS	155.84	15.79	2,459.99	1.61	250.90	1.93	300.00	-	-	19.32	3,010.89
	FORMALETA PARA LOSA	M2	5.10	658.87	3,360.25	107.73	549.44	44.12	225.00	-	-	810.72	4,134.69
	CONCRETO DE 2,500 PSI (con mezcladora)	M3	2.32	3,375.65	7,831.50	452.59	1,050.00	513.25	1,190.74	-	-	4,341.48	10,072.24
	COLADO VACIADO, VIBRADO Y CURADO DE CONCRETO EN LOSA	M3	2.32	48.28	112.00	1,056.03	2,450.00	-	-	-	-	1,104.31	2,562.00
	OTRO TIPO DE ESTRUCTURA: GRADAS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	GRADAS DE BLOQUES DE 6"x8"x16"	M2	107.00	277.78	29,722.27	61.33	6,562.50	37.60	4,023.37	-	-	376.71	40,308.14
	RELLENO Y COMPACTACIÓN MANUAL CON MATERIAL DEL SITIO	M3	30.70	2.53	77.63	77.70	2,385.39	-	-	-	-	80.23	2,463.02
	CONCRETO DE 3000 PSI	M3	2.06	3,355.45	6,912.23	509.71	1,050.00	430.93	887.73	-	-	4,296.09	8,849.95

Fuente: Elaboración propia

Continuación Tabla 43. Presupuesto de Costo Base y Costo de Oferta

ITEM	DESCRIPCIÓN	U.M	CANTIDAD	MATERIALES		MANO DE OBRA		TRANSPORTE		SUB CONTRATOS		TOTALES	
				P. UNIT	TOTAL	P. UNIT	TOTAL	P. UNIT	TOTAL	P. UNIT	TOTAL	P. UNIT	TOTAL
060	TECHOS Y FASCIAS												1,874,625.73
	ESTRUCTURAS DE ACERO CON PERLINES (A-36) MÁS ELEMENTOS DE FIJACIÓN	LBS	29,706.49	42.73	1,269,451.10	8.05	239,250.66	0.13	4,000.00	0.55	16,434.78	51.47	1,529,136.54
	PERNOS DE ACERO TIPO L ϕ 3/4", l = 17" CON TUERCA LISA FLAT Y ARANDELA 2H REFORZADA	C/U	72.00	598.00	43,056.00	-	-	-	-	-	-	598.00	43,056.00
	TENSORES DE ACERO Gr. 40 de ϕ 3/4" Y LONGITUD 12 M	ML	120.00	74.13	8,895.60	-	-	-	-	-	-	74.13	8,895.60
	CUBIERTA DE TECHO DE LÁMINA COLORALÚM DE 20' CAL. 26 (INCLUYE ELEMENTOS DE FIJACIÓN)	M2	680.96	405.86	276,375.51	23.00	15,662.08	2.20	1,500.00	-	-	431.06	293,537.59
070	ACABADOS												6,520.64
	FINO CORRIENTE DIRECTO	M2	120.00	16.45	1,974.25	35.42	4,250.75	2.46	295.64	-	-	54.34	6,520.64
160	INSTALACIONES ELÉCTRICAS												32,135.22
	LAMPARAS Y/O ACCESORIOS	C/U	6.00	5,205.87	31,235.22	150.00	900.00	-	-	-	-	5,355.87	32,135.22
200	PINTURA												2,632.03
	PINTURA ESPECIAL (2MANOS)	M2	30.00	75.73	2,272.03	12.00	360.00	-	-	-	-	87.73	2,632.03
201	LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA												2,615.00
	LIMPIEZA MANUAL FINAL	M2	208.00	1.15	240.00	4.21	875.00	7.21	1,500.00	-	-	12.57	2,615.00
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS C\$:					2,096,426.08		332,695.07		44,028.53		107,837.28	28,010.89	2,580,986.97
TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS (CI = 8%CD)													206,478.96
SUB TOTAL1 (ST1 = CD+CI)													2,787,465.93
ADMINISTRACIÓN (6%ST1)													167,247.96
UTILIDADES (4%ST1)													111,498.64
SUB TOTAL2 (ST1 + ADMÓN + UTILID)													3,066,212.52
IMPUESTOS MUNICIPALES (1% DE ST2)													30,662.13
IVA (15% DE ST2)													459,931.88
SUB-TOTAL3 (ST3 = ST2 + IM + IVA)													3,556,806.52
PRECIO DE VENTA TOTAL C\$ (ST3)													3,556,806.52
PRECIO DE VENTA TOTAL \$ (ST3)													101,391.29

Fuente: Elaboración propia

4.2. PROGRAMACIÓN DE LA OBRA

La estimación de los tiempos de duración para cada una de las actividades que comprenden el proyecto, se efectúa con base tanto en las Normas de Rendimiento Horario del FISE⁴³ oficializadas en junio de 1988 como en consultas con entendidos de las áreas respectivas. La tabla siguiente muestra algunos rendimientos horarios útiles para calcular la duración de las actividades de la obra:

⁴³ Fondo de Inversión Social de Emergencia.

Tabla 44. Normas de Rendimiento Horario.

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	U.M.	NTH	NRH	F. DE TRABAJO
4150303	<p>DEMOLER PISOS DE CONCRETO</p> <p>Especificación:</p> <p>Demoler pisos de concreto sobre suelos apartando escombros en pequeños montones en el área de demolición.</p> <p>✓ Demoler pisos de concreto de hasta 10 cm de espesor</p>	M ²	1.355	0.738	1
	<p>EXCAVACIÓN EN TIERRA NATURAL</p> <p>Especificación:</p> <p>Realizar excavaciones con dimensiones mayores de 1,00 m de ancho por 1,00 m de largo, a las profundidades siguientes:</p> <p>✓ Exc. De 0,00 a 1,00 M de profundidad</p> <p>✓ Exc. De 1,01 a 2,00 M de profundidad</p>	M ³	2.727	0.367	1
		M ³	2.777	0.360	1
4050900	<p>RELLENO Y COMPACTACIÓN ZANJAS MÁXIMAS</p> <p>Especificación:</p> <p>Rellenar y compactar zanjas en capas de 20cm, de más de 51 cm de ancho por más de 51 cm de profundidad, usando los métodos siguientes:</p>				
4050901	<p>✓ Relleno y compactación a mano</p>	M ³	1.271	0.787	1
4050902	<p>✓ Relleno y compactación a máquina</p>	M ³	0.650	1.549	1
7020000	<p>ARMADURÍA</p> <p>Alistar, armar y colocar acero en vigas columnas, losas y muros, en aceros menor o igual al No. 4.</p> <p>Alistar, armar y colocar acero en vigas columnas, losas y muros, en aceros mayor al No. 4.</p> <p>Alistar, armar y colocar acero en pedestales y zapatas, en aceros menor o igual al No. 4.</p> <p>Alistar, armar y colocar acero en pedestales y zapatas, en aceros mayor al No. 4.</p>	Kg	0.1157	8.64	1
		Kg	0.055	18	1
		Kg	0.106	9.43	1
		Kg	0.0945	10.58	1

Fuente: Fondo de Inversión Social de Emergencia

Continuación tabla 43. Normas de Rendimiento Horario.

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	U.M.	NTH	NRH	F. DE TRABAJO
5030200	MOLDES EN PEDESTALES Y COLUMNAS LIBRES Especificación: Hacer y colocar moldes para pedestales y columnas aisladas incluye: rajados y canteado de madera. Perforación, hechura y colocación de ligas de alambre y/o madera. Hacer y colocar soportes, riendas puntales, arriostres. En columnas mayores se incluye chiquero (torres de fijación) y todo lo necesario para la fijación completa y segura.				
5030201	✓ Hechura	M ²	2.000	0.5	1 of
5030202	✓ Colocación	M ²	1.666	0.6	1 of
5030203	✓ Desencofre y limpieza	M ²	0.357	2.8	1 of
5090041	COLOCAR PERNOS PARA ANCLAJE EN ZAPATAS ✓ Colocar pernos de 20 a 25 cm	C/PAR	0.29	3.44	1 of
5040000	TECHOS Especificación: Colocar láminas metálicas sobre estructura incluye: Perforaciones, colocación de cuñas y fijaciones necesarias.				
5040111	✓ Colocar cubiertas Metálicas	M ²	0.21	4.76	1 of
6000000	MAMPOSTERÍA				
6010000	HACER PAREDES DE BLOQUES DE CEMENTO EN MAMPOSTERÍA CONFINADA Especificación: Hacer paredes de bloque de cemento en mampostería aparente o a repellarse, incluye recortada, rematada y limpieza de juntas dos caras.				
6010012	Hacer paredes con bloque 0,40x0,20x0,15 mts.	M ²	0.724	1.38	1.0 ½ ayud.

Fuente: Fondo de Inversión Social de Emergencia

Continuación tabla 43. Normas de Rendimiento Horario.

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	U.M.	NTH	NRH	F. DE TRABAJO
6030020	FINOS EN PAREDES Especificación: Los finos en paredes incluyen el untado de la mezcla, enderezado, codaleado, llaneado y esponjeado de la superficie. Además del punteado y enmaestrado.				
6030021	Hacer fino Directo arenillado, asentado	M ²	0.409	2.44	1.0 ½ ayud.

Fuente: Fondo de Inversión Social de Emergencia

La programación de la obra se efectuó en MS PROJECT, se muestra en el anexo III.

5. CONCLUSIONES

Con base en los resultados obtenidos en cada una de las etapas de este trabajo monográfico, se pueden concluir los siguientes aspectos:

- A partir del estudio geotécnico se clasificó el suelo como arena limosa (SM) no plástica (NP), al igual se estimó 1.50 metros como la profundidad de desplante para las zapatas dado que la capacidad de carga admisible del suelo a dicha profundidad es de 3.50 kg/cm^2 según las ecuaciones de Terzaghi y de 5.0 kg/cm^2 según Meyerhof.
- Acorde a las cargas de cimentación obtenidas a partir del Análisis Estructural en el software ETABS V16 y a la capacidad de carga admisible del suelo estimada en el estudio Geotécnico, se diseñaron las zapatas, resultando las dimensiones $B = 1.50 \text{ m}$, $L = 2.00 \text{ m}$ y $h = 0.50 \text{ m}$.
- El diseño estructural realizado en el software ETABS V16 permitió localizar elementos críticos de la estructura de techo y verificar que los perfiles de acero propuestos para dichos elementos tienen relaciones demanda-capacidad por debajo del 50%, lo que indica que las secciones ensayadas son satisfactorias. Las verificaciones de los perfiles estructurales se detallan en el anexo V.
- La implementación del software de análisis y diseño ETABS V16, permitió probar diferentes perfiles estructurales, resultando así una disminución de costos en materiales y mejorando el comportamiento de la estructura.
- Basado en los costos unitarios estimados, se calculó el costo directo total de C\$ 2,580,986.97 y el costo indirecto total de C\$ 206,478.96, la sumatoria de ambos, más el porcentaje de impuesto municipal, el IVA, gastos administrativos y utilidades, determinan el costo base de la obra, resultando un monto total de C\$ 3,556,806.52 (tres millones quinientos cincuenta y seis mil ochocientos seis córdobas netos con cincuenta y dos centavos).

- La ejecución de este proyecto incurre en un tiempo de 80 días laborales (aproximadamente 3.5 meses), este lapso de tiempo puede variar de acuerdo a la programación presentada para la ejecución del mismo (anexo III), señalando que no se contempló algún tipo de cambio climático y días feriados.

6. RECOMENDACIONES

A partir de los resultados obtenidos se recomienda:

- En la etapa de construcción deberán respetarse las dimensiones resultantes del diseño estructural tanto para las cimentaciones como para los diferentes perfiles de la estructura de techo, esto a fin de garantizar el óptimo desempeño de la misma.
- Todos los elementos estructurales de acero que se muestran en los planos deberán estar fabricados de láminas de acero que cumplan con las designaciones de la ASTM (American Society for Testing and Materials) y con esfuerzos de fluencia según indicaciones.
- En lo que respecta a obras de concreto, habrá que exigir materiales (cemento, arena, grava, etc.) según las especificaciones, certificados y de calidad óptima para la construcción.
- Cualquier cambio del diseño estructural durante la construcción ha de ser consultado forzosamente con el encargado del diseño a fin de evaluar sus posibles repercusiones estructurales.
- Convendrá actualizar la lista de precios, a fin de obtener costos reales, ya sea por el incremento de los materiales, así como por la mano de obra y el transporte. Cabe mencionar que los costos planteados se obtuvieron en base a información utilizada a inicios del año 2021.
- Realizar una visita de campo en el sitio donde se llevará a cabo el proyecto, ya que esto permitirá analizar los inconvenientes que puedan surgir durante su ejecución y tomar mejores decisiones durante la misma.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Alonso, L. V. (2009). *Ingeniería de costos, teoría y práctica en construcción*. México.
- American Institute of Steel Construction, A. (2006). *Design Guide 01: Base Plate and Anchor Rod Design* (Segunda ed.). EEUU.
- American Institute of Steel Construction, A. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. EEUU.
- Asamblea Nacional. (15 de Junio de 2015). Ley N° 522, Ley General de Deporte, Educación Física y Recreación Física. *La Gaceta - Diario Oficial*, pág. 4666.
- Badillo, J., & Rodriguez, R. (2005). *Mecánica de Suelos* (Segunda ed., Vol. I). México: Editorial Limusa S.A.
- Bowles, J. E. (1984). *Diseño de Acero Estructural*. México: Editorial Limusa S.A.
- Bowles, J. E. (1995). *Foundation Analysis and Design* (Quinta ed.). McGraw-Hill.
- Cámara Peruana de la Construcción, C. (2003). *Costo y presupuesto en edificaciones*. Lima.
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones* (Quinta ed.). México: Editorial Limusa S.A.
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (Cuarta ed.). México: Editorial Cengage Learning.
- FISE. (1988). *Normas de Rendimiento Horario*. Managua.
- FISE. (2008). *Catálogo de Etapas y Sub-etapas*. Managua.
- Fondo de Inversión Social de Emergencia, F. (1988). *Norma de Rendimiento Horario*. Managua.

- Fondo de Inversión Social de Emergencia, F. (2008). *Catálogo de Etapas y Sub-etapas*. Managua.
- Institute American Concrete, A. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. EEUU.
- Instituto Nicaragüense de Fomento Municipal, I. (2006). *Manual de presupuestos de obras municipales*. Managua.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado* (Octava ed.). México: Editorial Alfaomega S.A.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero* (Quinta ed.). México: Editorial Alfaomega S.A.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura, M. (2007). *Reglamento Nacional de la Construcción*. Managua.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura, M. (2011). *Nueva cartilla de la construcción*. Managua.
- Nadim, H. M. (2015). *Theory and Design of Structural Concrete* (Sexta ed.). New Jersey: Wiley & Sons.
- Plazola C., A. (1977). *Normas y Costos de Construcción* (Vol. III). México: Diseño y Arte Editorial.
- Ponce, M. A. (2006). *Guía práctica para la elaboración de presupuestos*. Valdivia.
- Razura, I. A. (2012). *Costos y Presupuestos*. México.
- Skempton, A. W. (1986). *Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sand of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation*. Londres.

ANEXOS

ANEXO I

Tablas de Factores

Tabla 1. Factores de desperdicios.

Concepto	% De desperdicio
Cemento	5
Arena	30
Grava	15
Agua	30
Concreto para fundaciones	5
Concreto para columnas y vigas	5
Mortero para acabado	7
Mortero para juntas	30
Mortero para cerámica	10
Estribos	2
Varillas corrugadas	3
Alambre de amarre #18	10
Clavos	30
Bloques	7
Cerámicas	5
Azulejos	5
Formaletas	20
Láminas de zinc	2
Tubos de acero	2
Tornillos	5

Fuente: Plazola A., Normas y Costos de Construcción.

Tabla 2. Dosificaciones para concreto.

Proporción (C-A-G)	Cemento (bolsa)	Arena (m ³)	Grava (m ³)	Resistencia a la compresión a los 28 días	
				Kg/cm ²	PSI
1:2:2	10	0.67	0.67	220-260	3080-3540
1:2:3	9	0.56	0.84	200-240	2800-3360
1:2:4	7	0.48	0.95	180-240	2520-3360
1:3:3	7	0.72	0.92	150-190	2100-2666
1:3:4	6.3	0.63	0.84	140-180	1960-2520
1:3:5	5.5	0.56	0.92	110-140	1540-1820
1:3:6	5	0.50	1.00	100-130	1400-1800
1:2.5:4	6.13	0.52	0.94	170-230	2380-3220
1:4:7	4.25	0.55	0.97	80-100	1120-1540

Fuente: Plazola A., Normas y Costos de Construcción.

Tabla 3. Dosificaciones de morteros.

Proporción	Cemento	Arena	Resistencia	Resistencia
	(bls)	m ³	kg/cm ²	lb/plg ²
1-2	14.33	1.07	280-340	3920-4760
1-3	10.66	1.09	250-300	3500-4200
1-4	8.50	1.16	220-260	3080-3640
1-5	7.15	1.2	180-220	2520-3080
1-6	6.14	1.2	140-180	1960-2560
1-7	5.33	1.2	120-140	1680-1960
1-8	4.75	1.25	90-120	1260-1680
1-10	4.00	1.25	70-90	980-1260
1-12	3.33	1.25	50-70	700-960

Fuente: Plazola A., Normas y Costos de Construcción.

Tabla 4. Clavos galvanizados.

Longitud		Calibre (BWG)	Diámetro (mm)	No. Clavos/lbs
2.54	1	15	1.83	560
3.18	1¼	14	2.11	420
3.81	1½	12.5	2.5	315
4.44	1 3/4	12.5	2.5	262
5.08	2	13	2.3	245
5.72	2¼	11.5	2.92	176
6.35	2½	10	3.5	80
7.62	3	9	3.8	60
8.89	3½	8.5	3.9	49
10.16	4	5	5.2	22
11.43	4½	5	5.2	20
12.70	5	5	5.3	17
13.97	5½	2.5	6.4	11

Fuente: Plazola A., Normas y Costos de Construcción.

ANEXO II

Tabla de Costos Unitarios

DESGLOCE DE COSTOS UNITARIOS

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE CANCHA DEPORTIVA MULTIUSOS INSTITUTO FILEMÓN RIVERA Q.
UBICACIÓN: MUNICIPIO DE CHINANDEGA, DEPARTAMENTO DE CHINANDEGA.
MONTO DEL PROYECTO: C\$3,556,806.52
FECHA: JULIO 2021
ELABORADO POR: BR. GERSON MOISÉS GALLEGOS OBANDO
REVISADO POR: MSC. ING. JUAN CARLOS MENDOZA

		DÍA
Costo Hora Oficial	62.50	500.00
Costo Hora Ayudante	43.75	350.00
F. Prestaciones S.	-	
F. Subcontratista	-	
	-	

010	PRELIMINARES
------------	---------------------

<i>Actividad</i>	LIMPIEZA INICIAL	Cantidad	208.00	U/M	M2
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Ayudante	hrs	16.00	43.75	700.00
O	Acarreo de Desperdicios	hrs	8.00	43.75	350.00
T	Acarreo de Desperdicios	glb	1.00	1,000.00	1,000.00
			Costo Total de Actividad		C\$ 2,050.00
			Costo Unitario de Actividad		C\$ 9.86
			<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>
M	Costo de Materiales		C\$ 0.00		C\$ 0.00
	% de materiales		0.00%		
MO	Costo M. de obra		C\$ 1,050.00		C\$ 5.05
	% de m. de obra		51.22%		
T	Costo Transporte		C\$ 1,000.00		C\$ 4.81
	% de transporte		48.78%		
S	Costo Subcontrato		C\$ 0.00		C\$ 0.00
	% de Subcontrato		0.00%		
TOTAL			C\$ 2,050.00		C\$ 9.86

Actividad	TRAZO Y NIVELACIÓN	Cantidad	120.00	U/M	M2
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Ayudante	hr	2.00	43.75	87.50
O	Oficial	hr	1.00	62.50	62.50
M	Reglas 1 x 2 x 4vr (pino)	c/u	-	44.00	-
M	Cuartones 2 x 2 x 5vr (pino)	c/u	1.00	101.20	101.20
M	nylon de 1.1	c/u	2.00	93.50	187.00
M	Clavos de 3 ½"	lbs	-	84.77	-
M	Clavos de 2 ½"	lbs	-	99.20	-
M	Clavos de 1 ½"	lbs	-	431.20	-
T	Traslado de materiales	viaje	-	1,000.00	-

Costo Total de Actividad		C\$ 438.20
Costo Unitario de Actividad		C\$ 3.65
	<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>
M	Costo de Materiales	C\$ 288.20
	% de materiales	65.77%
MO	Costo M. de obra	C\$ 150.00
	% de m. de obra	34.23%
T	Costo Transporte	C\$ 0.00
	% de transporte	0.00%
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00
	% de Subcontrato	0.00%
TOTAL		C\$ 438.20
		C\$ 3.65

Actividad	DEMOLICIÓN DE LOSA	Cantidad	15.00	U/M	M2
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
M	Disco para corte de concreto 14" marca RTI	c/u	0.00	3186.75	-
S	Cortadora de concreto empuje de combustión	hrs	8.00	280.00	2,240.00
O	Ayudante	hrs	21.00	43.75	918.75
O	Acarreo de Desperdicios	hrs	3.00	43.75	131.25
T	Acarreo de Desperdicios	glb	1.00	1000.00	1,000.00
			Costo Total de Actividad		C\$ 4,290.00
			Costo Unitario de Actividad		C\$ 286.00
			<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>
M	Costo de Materiales	C\$ 0.00	C\$ 0.00		
	% de materiales	0.00%			
MO	Costo M. de obra	C\$ 1,050.00	C\$ 70.00		
	% de m. de obra	24.48%			
T	Costo Transporte	C\$ 1,000.00	C\$ 66.67		
	% de transporte	23.31%			
S	Costo Subcontrato	C\$ 2,240.00	C\$ 149.33		
	% de Subcontrato	52.21%			
			TOTAL	C\$ 4,290.00	C\$ 286.00

Actividad	REMOCIÓN DE ARBOLES	Cantidad	2.00	U/M	C/U
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Ayudante	hrs	6.00	43.75	262.50
O	Acarreo de Desperdicios	hrs	3.00	43.75	131.25
T	Acarreo de Desperdicios	glb	1.00	1,000.00	1,000.00

Costo Total de Actividad		C\$ 1,393.75
---------------------------------	--	---------------------

Costo Unitario de Actividad		C\$ 696.88
------------------------------------	--	-------------------

	Recursos	Cantidades	Costos Unitarios de Recursos
--	----------	------------	------------------------------

M	Costo de Materiales	C\$ 0.00	C\$ 0.00
	% de materiales	0.00%	
MO	Costo M. de obra	C\$ 393.75	C\$ 196.88
	% de m. de obra	28.25%	
T	Costo Transporte	C\$ 1,000.00	C\$ 500.00
	% de transporte	71.75%	
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00	C\$ 0.00
	% de Subcontrato	0.00%	
TOTAL		C\$ 1,393.75	C\$ 696.88

030	FUNDACIONES
------------	--------------------

Actividad	EXCAVACIÓN ESTRUCTURAL	Cantidad	71.30	U/M	M3
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Excavaciones en T.N de zapatas aisladas	m³	71.30	164.45	11,725.29
O	Rayado del terreno (oficial)	hr	1.00	62.50	62.50
O	Conformación de fondo de zanja	m²	36.00	2.43	87.48
Costo Total de Actividad					C\$ 11,875.27
Costo Unitario de Actividad					C\$ 166.55
		<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	
M	Costo de Materiales	C\$ 0.00		C\$ 0.00	
	% de materiales	0.00%			
MO	Costo M. de obra	C\$ 11,875.27		C\$ 166.55	
	% de m. de obra	100.00%			
T	Costo Transporte	C\$ 0.00		C\$ 0.00	
	% de transporte	0.00%			
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00		C\$ 0.00	
	% de Subcontrato	0.00%			
TOTAL					C\$ 11,875.27
					C\$ 166.55

Actividad	EXCAVACION ESTRUCTURAL	Cantidad	17.79	U/M	M3																																										
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total																																										
O	Excavaciones en T.N de vigas asísmicas	m3	17.79	164.45	2,925.57																																										
O	Rayado del terreno (oficial)	hr	1.00	62.50	62.50																																										
O	Conformación de fondo de zanja	m²	30.80	2.43	74.84																																										
<table border="1" style="margin-left: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Costo Total de Actividad</th> <th>C\$ 3,062.91</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Costo Unitario de Actividad</th> <th>C\$ 172.17</th> </tr> <tr> <th></th> <th><i>Recursos</i></th> <th><i>Cantidades</i></th> <th><i>Costos Unitarios de Recursos</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">M</td> <td>Costo de Materiales</td> <td>C\$ 0.00</td> <td>C\$ 0.00</td> </tr> <tr> <td>% de materiales</td> <td>0.00%</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">MO</td> <td>Costo M. de obra</td> <td>C\$ 3,062.91</td> <td>C\$ 172.17</td> </tr> <tr> <td>% de m. de obra</td> <td>100.00%</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">T</td> <td>Costo Transporte</td> <td>C\$ 0.00</td> <td>C\$ 0.00</td> </tr> <tr> <td>% de transporte</td> <td>0.00%</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">S</td> <td>Costo Subcontrato</td> <td>C\$ 0.00</td> <td>C\$ 0.00</td> </tr> <tr> <td>% de Subcontrato</td> <td>0.00%</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2">TOTAL</td> <td>C\$ 3,062.91</td> <td>C\$ 172.17</td> </tr> </tbody> </table>						Costo Total de Actividad		C\$ 3,062.91	Costo Unitario de Actividad		C\$ 172.17		<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	M	Costo de Materiales	C\$ 0.00	C\$ 0.00	% de materiales	0.00%		MO	Costo M. de obra	C\$ 3,062.91	C\$ 172.17	% de m. de obra	100.00%		T	Costo Transporte	C\$ 0.00	C\$ 0.00	% de transporte	0.00%		S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00	C\$ 0.00	% de Subcontrato	0.00%		TOTAL		C\$ 3,062.91	C\$ 172.17
Costo Total de Actividad		C\$ 3,062.91																																													
Costo Unitario de Actividad		C\$ 172.17																																													
	<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>																																												
M	Costo de Materiales	C\$ 0.00	C\$ 0.00																																												
	% de materiales	0.00%																																													
MO	Costo M. de obra	C\$ 3,062.91	C\$ 172.17																																												
	% de m. de obra	100.00%																																													
T	Costo Transporte	C\$ 0.00	C\$ 0.00																																												
	% de transporte	0.00%																																													
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00	C\$ 0.00																																												
	% de Subcontrato	0.00%																																													
TOTAL		C\$ 3,062.91	C\$ 172.17																																												

Actividad	RELLENO Y COMPACTACIÓN MATERIAL SITIO	Cantidad	46.92	U/M	M3																																										
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total																																										
O	Relleno y Compactación	m³	46.92	28.01	1,314.23																																										
O	Acarreo de Tierra Suelta	m³	46.92	21.74	1,020.04																																										
M	Agua	gln	420.00	0.35	147.00																																										
S	Compactadora manual RTI motor KIPOR 170F Diesel	hr	-	262.50	-																																										
O	Ayudante	hr	60.00	43.75	2,625.00																																										
<table border="1" style="margin-left: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Costo Total de Actividad</th> <th>C\$ 5,106.27</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Costo Unitario de Actividad</th> <th>C\$ 108.83</th> </tr> <tr> <th></th> <th><i>Recursos</i></th> <th><i>Cantidades</i></th> <th><i>Costos Unitarios de Recursos</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">M</td> <td>Costo de Materiales</td> <td>C\$ 147.00</td> <td>C\$ 3.13</td> </tr> <tr> <td>% de materiales</td> <td>2.88%</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">MO</td> <td>Costo M. de obra</td> <td>C\$ 4,959.27</td> <td>C\$ 105.70</td> </tr> <tr> <td>% de m. de obra</td> <td>97.12%</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">T</td> <td>Costo Transporte</td> <td>C\$ 0.00</td> <td>C\$ 0.00</td> </tr> <tr> <td>% de transporte</td> <td>0.00%</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">S</td> <td>Costo Subcontrato</td> <td>C\$ 0.00</td> <td>C\$ 0.00</td> </tr> <tr> <td>% de Subcontrato</td> <td>0.00%</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">TOTAL</td> <td>C\$ 5,106.27</td> <td>C\$ 108.83</td> </tr> </tbody> </table>						Costo Total de Actividad		C\$ 5,106.27	Costo Unitario de Actividad		C\$ 108.83		<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	M	Costo de Materiales	C\$ 147.00	C\$ 3.13	% de materiales	2.88%		MO	Costo M. de obra	C\$ 4,959.27	C\$ 105.70	% de m. de obra	97.12%		T	Costo Transporte	C\$ 0.00	C\$ 0.00	% de transporte	0.00%		S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00	C\$ 0.00	% de Subcontrato	0.00%		TOTAL		C\$ 5,106.27	C\$ 108.83
Costo Total de Actividad		C\$ 5,106.27																																													
Costo Unitario de Actividad		C\$ 108.83																																													
	<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>																																												
M	Costo de Materiales	C\$ 147.00	C\$ 3.13																																												
	% de materiales	2.88%																																													
MO	Costo M. de obra	C\$ 4,959.27	C\$ 105.70																																												
	% de m. de obra	97.12%																																													
T	Costo Transporte	C\$ 0.00	C\$ 0.00																																												
	% de transporte	0.00%																																													
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00	C\$ 0.00																																												
	% de Subcontrato	0.00%																																													
TOTAL		C\$ 5,106.27	C\$ 108.83																																												

Actividad	RELLENO Y COMPACTACIÓN MEJORAMIENTO	Cantidad	13.20	U/M	M3																																										
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total																																										
O	Relleno y Compactación	m³	13.20	28.01	369.73																																										
O	Acarreo de Selecto	m³	13.20	21.74	286.97																																										
M	Agua	gln	160.00	0.35	56.00																																										
S	Compactadora manual RTI motor KIPOR 170F Diesel	hrs	9.00	262.50	2,362.50																																										
O	Ayudante	hr	9.00	43.75	393.75																																										
<table border="1" style="margin-left: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Costo Total de Actividad</th> <th>C\$ 3,468.95</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Costo Unitario de Actividad</th> <th>C\$ 262.80</th> </tr> <tr> <th></th> <th><i>Recursos</i></th> <th><i>Cantidades</i></th> <th><i>Costos Unitarios de Recursos</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">M</td> <td>Costo de Materiales</td> <td>C\$ 56.00</td> <td>C\$ 4.24</td> </tr> <tr> <td>% de materiales</td> <td>1.61%</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">MO</td> <td>Costo M. de obra</td> <td>C\$ 1,050.45</td> <td>C\$ 79.58</td> </tr> <tr> <td>% de m. de obra</td> <td>30.28%</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">T</td> <td>Costo Transporte</td> <td>C\$ 0.00</td> <td>C\$ 0.00</td> </tr> <tr> <td>% de transporte</td> <td>0.00%</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">S</td> <td>Costo Subcontrato</td> <td>C\$ 2,362.50</td> <td>C\$ 178.98</td> </tr> <tr> <td>% de Subcontrato</td> <td>68.10%</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">TOTAL</td> <td>C\$ 3,468.95</td> <td>C\$ 262.80</td> </tr> </tbody> </table>						Costo Total de Actividad		C\$ 3,468.95	Costo Unitario de Actividad		C\$ 262.80		<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	M	Costo de Materiales	C\$ 56.00	C\$ 4.24	% de materiales	1.61%		MO	Costo M. de obra	C\$ 1,050.45	C\$ 79.58	% de m. de obra	30.28%		T	Costo Transporte	C\$ 0.00	C\$ 0.00	% de transporte	0.00%		S	Costo Subcontrato	C\$ 2,362.50	C\$ 178.98	% de Subcontrato	68.10%		TOTAL		C\$ 3,468.95	C\$ 262.80
Costo Total de Actividad		C\$ 3,468.95																																													
Costo Unitario de Actividad		C\$ 262.80																																													
	<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>																																												
M	Costo de Materiales	C\$ 56.00	C\$ 4.24																																												
	% de materiales	1.61%																																													
MO	Costo M. de obra	C\$ 1,050.45	C\$ 79.58																																												
	% de m. de obra	30.28%																																													
T	Costo Transporte	C\$ 0.00	C\$ 0.00																																												
	% de transporte	0.00%																																													
S	Costo Subcontrato	C\$ 2,362.50	C\$ 178.98																																												
	% de Subcontrato	68.10%																																													
TOTAL		C\$ 3,468.95	C\$ 262.80																																												

Actividad	ACARREO DE MATERIAL SELECTO	Cantidad	13.20	U/M	M3		
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total		
M	Material selecto	m3	13.20	250.00	3,300.00		
T	Acarreo de material	glb	2.00	1,000.00	2,000.00		
					Costo Total de Actividad	C\$ 5,300.00	
					Costo Unitario de Actividad	C\$ 401.52	
					<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>
M	Costo de Materiales				C\$ 3,300.00	C\$ 250.00	
	% de materiales				62.26%		
MO	Costo M. de obra				C\$ 0.00	C\$ 0.00	
	% de m. de obra				0.00%		
T	Costo Transporte				C\$ 2,000.00	C\$ 151.52	
	% de transporte				37.74%		
S	Costo Subcontrato				C\$ 0.00	C\$ 0.00	
	% de Subcontrato				0.00%		
TOTAL					C\$ 5,300.00	C\$ 401.52	

Actividad	ACERO DE REFUERZO	Cantidad	8,401.31	U/M	LBS
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Armador (alistar, armar y colocar) acero ≥ No.4	lbs	6,506.44	1.61	10,475.37
O	Armador (alistado de acero) ≤ No.3	lbs	1,894.87	0.48	915.22
O	Traslado de separadores y estribos (ayudante)	hr	2.00	43.75	87.50
O	Oficial para colocación de estribos	hr	14.00	62.50	875.00
O	Ayudante para colocación de estribos	hr	14.00	43.75	612.50
M	Acero principal ≥ No.4	lbs	6,506.44	29.70	193,241.27
M	Acero de refuerzo ≤ No.3	lbs	1,894.87	13.33	25,258.62
M	Alambre de Amarre No. 18	lbs	357.83	22.00	7,872.26
M	Marcador permanente	c/u	3.00	15.00	45.00
T	Traslado de acero	glb	3.00	1,000.00	3,000.00
Costo Total de Actividad					C\$ 242,382.74
Costo Unitario de Actividad					C\$ 28.85
		<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	
M	Costo de Materiales	C\$ 226,417.15		C\$ 26.95	
	% de materiales	93.41%			
MO	Costo M. de obra	C\$ 12,965.59		C\$ 1.54	
	% de m. de obra	5.35%			
T	Costo Transporte	C\$ 3,000.00		C\$ 0.36	
	% de transporte	1.24%			
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00		C\$ 0.00	
	% de Subcontrato	0.00%			
TOTAL					C\$ 242,382.74
					C\$ 28.85

Actividad	FORMALETA PARA ZAPATA Y PEDESTAL	Cantidad	33.00	U/M	M2
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Hacer el molde	m ²	33.00	22.51	742.83
O	Colocar el molde	m ²	33.00	54.06	1,783.98
O	Desencofre	m ²	33.00	19.83	654.39
M	Clavos de acero de 2"	lbs	3.33	21.87	72.83
M	Clavos de acero de 3"	lbs	6.25	30.00	187.50
M	Tabla de 1x10"x3vrs	c/u	24.00	230.00	5,520.00
M	Tabla de 1x12"x3vrs	c/u	24.00	331.20	7,948.80
M	Cuartones de 2"x2"x5vrs	c/u	25.00	150.00	3,750.00
T	Acarreo de los materiales	glb	1.00	1,000.00	1,000.00

Costo Total de Actividad		C\$ 21,660.33
Costo Unitario de Actividad		C\$ 656.37
	<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>
M	Costo de Materiales	C\$ 17,479.13
	% de materiales	80.70%
MO	Costo M. de obra	C\$ 3,181.20
	% de m. de obra	14.69%
T	Costo Transporte	C\$ 1,000.00
	% de transporte	4.62%
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00
	% de Subcontrato	0.00%
TOTAL		C\$ 21,660.33
		C\$ 656.37

Actividad	FORMALETA PARA VIGA ASISMICA	Cantidad	68.60	U/M	M2
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Hacer el molde	m ²	68.60	22.51	1,544.19
O	Colocar el molde	m ²	68.60	54.06	3,708.52
O	Desencofre	m ²	68.60	19.83	1,360.34
M	Clavos de acero de 2"	lbs	2.00	21.87	43.74
M	Clavos de acero de 1 1/2"	lbs	4.50	21.87	98.42
M	Tabla de 1x14x6vr	c/u	24.00	596.16	14,307.84
M	Cuartón de 2x2x6vr	c/u	35.00	151.80	5,313.00
M	Reglas de 1x2x6vr	c/u	43.00	76.00	3,268.00
T	Acarreo de los materiales	glb	2.00	1,000.00	2,000.00

Costo Total de Actividad		C\$ 31,644.04
Costo Unitario de Actividad		C\$ 461.28
	<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>
M	Costo de Materiales	C\$ 23,031.00
	% de materiales	72.78%
MO	Costo M. de obra	C\$ 6,613.04
	% de m. de obra	20.90%
T	Costo Transporte	C\$ 2,000.00
	% de transporte	6.32%
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00
	% de Subcontrato	0.00%
TOTAL		C\$ 31,644.04
		C\$ 461.28

Actividad	CONCRETO 280 kg/cm²	Cantidad	37.03	U/M	M3	
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total	
O	Oficial	hrs	80.00	62.50	5,000.00	
O	Ayudante	hrs	80.00	43.75	3,500.00	
	Concreto para fundaciones (f'c: 280 kg/cm ² ; rev 4"-6"; grava 3/4")	m ³	37.03		FALSO	
M	Arena Motastepe	m ³	32.25	360.87	11,638.06	
M	Cemento	bls	411.69	276.85	113,976.38	
M	Grava de 3/4"	m ³	28.53	490.00	13,979.70	
M	Agua	gln	3,050.00	0.35	1,067.50	
S	Mezcladora	hrs	80.00	1,085.00	86,800.00	
T	Transporte de arena	m ³	32.25	250.00	8,062.50	
T	Transporte de grava	m ³	28.53	250.00	7,132.50	
T	Transporte de cemento	bls	411.69	9.50	3,911.06	
Costo Total de Actividad					C\$ 255,067.69	
Costo Unitario de Actividad					C\$ 6,888.14	
				<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>
M	Costo de Materiales			C\$ 140,661.63	C\$ 3,798.59	
	% de materiales			55.15%		
MO	Costo M. de obra			C\$ 8,500.00	C\$ 229.54	
	% de m. de obra			3.33%		
T	Costo Transporte			C\$ 19,106.06	C\$ 515.96	
	% de transporte			7.49%		
S	Costo Subcontrato			C\$ 86,800.00	C\$ 2,344.05	
	% de Subcontrato			34.03%		
TOTAL				C\$ 255,067.69	C\$ 6,888.14	

Actividad	VIBRADO Y CURADO DEL CONCRETO EN ZAPATA	Cantidad	18.00	U/M	M3		
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total		
O	Ayudante	hrs	48.00	43.75	2,100.00		
M	Agua	gln	1,420.00	0.35	489.90		
					Costo Total de Actividad	C\$ 2,589.90	
					Costo Unitario de Actividad	C\$ 143.88	
					<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>
M	Costo de Materiales		C\$ 489.90		C\$ 27.22		
	% de materiales		18.92%				
MO	Costo M. de obra		C\$ 2,100.00		C\$ 116.67		
	% de m. de obra		81.08%				
T	Costo Transporte		C\$ 0.00		C\$ 0.00		
	% de transporte		0.00%				
S	Costo Subcontrato		C\$ 0.00		C\$ 0.00		
	% de Subcontrato		0.00%				
TOTAL					C\$ 2,589.90	C\$ 143.88	

Actividad	VIBRADO Y CURADO DEL CONCRETO EN VIGA ASÍSMICA	Cantidad	13.51	U/M	M3		
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total		
O	Ayudante	hrs	72.00	0.51	36.88		
M	Agua	gln	1,070.00	0.35	369.15		
					Costo Total de Actividad	C\$ 406.03	
					Costo Unitario de Actividad	C\$ 30.05	
					<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>
M	Costo de Materiales		C\$ 369.15		C\$ 27.32		
	% de materiales		90.92%				
MO	Costo M. de obra		C\$ 36.88		C\$ 2.73		
	% de m. de obra		9.08%				
T	Costo Transporte		C\$ 0.00		C\$ 0.00		
	% de transporte		0.00%				
S	Costo Subcontrato		C\$ 0.00		C\$ 0.00		
	% de Subcontrato		0.00%				
TOTAL					C\$ 406.03	C\$ 30.05	

040	ESTRUCTURAS DE CONCRETO
-----	-------------------------

Actividad	ACERO DE REFUERZO	Cantidad	155.84	U/M	LBS
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Armador (alistado, armar colocar) acero ≤ No.3	lbs	155.84	1.61	250.90
M	Acero refuerzo = No.3	lbs	155.84	14.46	2,253.45
M	Alambre de Amarre No. 18	lbs	8.57	22.00	188.54
M	Marcador permanente	c/u	1.000	18.00	18.00
T	Traslado de acero	glb	1.00	300.00	300.00
Costo Total de Actividad					C\$ 3,010.89
Costo Unitario de Actividad					C\$ 19.32
		<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	
M	Costo de Materiales	C\$ 2,459.99		C\$ 15.79	
	% de materiales	81.70%			
MO	Costo M. de obra	C\$ 250.90		C\$ 1.61	
	% de m. de obra	8.33%			
T	Costo Transporte	C\$ 300.00		C\$ 1.93	
	% de transporte	9.96%			
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00		C\$ 0.00	
	% de Subcontrato	0.00%			
TOTAL					C\$ 3,010.89
					C\$ 19.32

Actividad	FORMALETA PARA LOSA	Cantidad	5.10	U/M	M2
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Hacer el molde	m ²	5.70	22.51	128.28
O	Clocar el molde	m ²	5.70	54.06	308.15
O	Desencofre	m ²	5.70	19.83	113.01
M	Clavos de acero de 2"	lbs	0.01	25.15	0.25
M	Tabla de 1x12"x3vrs	c/u	12.00	280.00	3,360.00
T	Acarreo de los materiales	glb	0.15	1,500.00	225.00

Costo Total de Actividad		C\$ 4,134.69
Costo Unitario de Actividad		C\$ 810.72
	<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>
M	Costo de Materiales	C\$ 3,360.25
	% de materiales	81.27%
MO	Costo M. de obra	C\$ 549.44
	% de m. de obra	13.29%
T	Costo Transporte	C\$ 225.00
	% de transporte	5.44%
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00
	% de Subcontrato	0.00%
TOTAL		C\$ 4,134.69

	Costos Unitarios de Recursos
C\$ 658.87	
C\$ 107.73	
C\$ 44.12	
C\$ 0.00	
C\$ 810.72	

Actividad	CONCRETO 150 kg/cm²	Cantidad	2.32	U/M	M3
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Oficial	hrs	7.00	62.50	437.50
O	Ayudante	hrs	14.00	43.75	612.50
M	Arena	m ³	1.69	360.87	609.87
M	Cemento	bls	21.92	276.85	6,068.55
M	Grava 3/4"	m ³	2.24	490.00	1,097.60
M	Agua	gln	158.52	0.35	55.48
T	Transporte de Arena	m ³	1.69	250.00	422.50
T	Transporte de Grava	m ³	2.24	250.00	560.00
T	Transporte de Cemento	bls	21.92	9.50	208.24
Costo Total de Actividad					C\$ 10,072.24
Costo Unitario de Actividad					C\$ 4,341.48
		<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	
M	Costo de Materiales	C\$ 7,831.50		C\$ 3,375.65	
	% de materiales	77.75%			
MO	Costo M. de obra	C\$ 1,050.00		C\$ 452.59	
	% de m. de obra	10.42%			
T	Costo Transporte	C\$ 1,190.74		C\$ 513.25	
	% de transporte	11.82%			
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00		C\$ 0.00	
	% de Subcontrato	0.00%			
TOTAL					C\$ 10,072.24
					C\$ 4,341.48

Actividad	VIBRADO Y CURADO DEL CONCRETO EN LOSA	Cantidad	2.32	U/M	M3																																										
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total																																										
O	Ayudante	hrs	56.00	43.75	2,450.00																																										
M	Agua	gln	320.00	0.35	112.00																																										
<table border="1" style="margin-left: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Costo Total de Actividad</th> <th>C\$ 2,562.00</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Costo Unitario de Actividad</th> <th>C\$ 1,104.31</th> </tr> <tr> <th></th> <th><i>Recursos</i></th> <th><i>Cantidades</i></th> <th><i>Costos Unitarios de Recursos</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">M</td> <td>Costo de Materiales</td> <td>C\$ 112.00</td> <td>C\$ 48.28</td> </tr> <tr> <td>% de materiales</td> <td>4.37%</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">MO</td> <td>Costo M. de obra</td> <td>C\$ 2,450.00</td> <td>C\$ 1,056.03</td> </tr> <tr> <td>% de m. de obra</td> <td>95.63%</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">T</td> <td>Costo Transporte</td> <td>C\$ 0.00</td> <td>C\$ 0.00</td> </tr> <tr> <td>% de transporte</td> <td>0.00%</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">S</td> <td>Costo Subcontrato</td> <td>C\$ 0.00</td> <td>C\$ 0.00</td> </tr> <tr> <td>% de Subcontrato</td> <td>0.00%</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">TOTAL</td> <td>C\$ 2,562.00</td> <td>C\$ 1,104.31</td> </tr> </tbody> </table>						Costo Total de Actividad		C\$ 2,562.00	Costo Unitario de Actividad		C\$ 1,104.31		<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	M	Costo de Materiales	C\$ 112.00	C\$ 48.28	% de materiales	4.37%		MO	Costo M. de obra	C\$ 2,450.00	C\$ 1,056.03	% de m. de obra	95.63%		T	Costo Transporte	C\$ 0.00	C\$ 0.00	% de transporte	0.00%		S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00	C\$ 0.00	% de Subcontrato	0.00%		TOTAL		C\$ 2,562.00	C\$ 1,104.31
Costo Total de Actividad		C\$ 2,562.00																																													
Costo Unitario de Actividad		C\$ 1,104.31																																													
	<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>																																												
M	Costo de Materiales	C\$ 112.00	C\$ 48.28																																												
	% de materiales	4.37%																																													
MO	Costo M. de obra	C\$ 2,450.00	C\$ 1,056.03																																												
	% de m. de obra	95.63%																																													
T	Costo Transporte	C\$ 0.00	C\$ 0.00																																												
	% de transporte	0.00%																																													
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00	C\$ 0.00																																												
	% de Subcontrato	0.00%																																													
TOTAL		C\$ 2,562.00	C\$ 1,104.31																																												

OTROS TIPOS DE ESTRUCTURAS

Actividad	GRADAS DE BLOQUES	Cantidad	107.00	U/M	M2
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Ayudante para traslado de materiales de paredes	hr	40.00	43.75	1,750.00
O	Oficial, hacer gradadas de bloques	hr	77.00	62.50	4,812.50
M	Bloques de 15x20x40	c/u	1,233.00	15.75	19,419.75
	Mortero (f'c: 140kg/cm ² ; rev 4"-6")	m ³	2.22		
M	Arena Motastepe	m ³	3.46	360.87	1,248.61
M	Cemento	bls	16.67	276.85	4,615.09
M	Agua	gln	121.53	0.30	36.46
M	Acero refuerzo ≤ No.3	lb	330.26	13.33	4,402.37
T	Transporte de arena	m ³	3.46	250.00	865.00
T	Transporte de cemento	bls	16.67	9.50	158.37
T	Transporte de materiales	glb	3.00	1,000.00	3,000.00
Costo Total de Actividad					40,308.14
Costo Unitario de Actividad					C\$ 376.71
		<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	
M	Costo de Materiales		C\$ 29,722.27	C\$ 277.78	
	% de materiales		73.74%		
MO	Costo M. de obra		C\$ 6,562.50	C\$ 61.33	
	% de m. de obra		16.28%		
T	Costo Transporte		C\$ 4,023.37	C\$ 37.60	
	% de transporte		9.98%		
S	Costo Subcontrato		C\$ 0.00	C\$ 0.00	
	% de Subcontrato		0.00%		
TOTAL					C\$ 40,308.14
C\$ 376.71					

Actividad	RELLENO Y COMPACTACIÓN MATERIAL SITIO	Cantidad	30.70	U/M	M3
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Relleno y Compactación	m³	30.70	28.02	860.14
O	Acarreo de Tierra Suelta	m³	30.70	21.73	667.26
M	Agua	gln	225.00	0.35	77.63
S	Compactadora manual RTI motor KIPOR 170F Diesel	hr	-	262.50	-
O	Ayudante	hr	39.00	22.00	858.00
Costo Total de Actividad					C\$ 2,463.02
Costo Unitario de Actividad					C\$ 80.23
		<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	
M	Costo de Materiales	C\$ 77.63		C\$ 2.53	
	% de materiales	3.15%			
MO	Costo M. de obra	C\$ 2,385.39		C\$ 77.70	
	% de m. de obra	96.85%			
T	Costo Transporte	C\$ 0.00		C\$ 0.00	
	% de transporte	0.00%			
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00		C\$ 0.00	
	% de Subcontrato	0.00%			
TOTAL			C\$ 2,463.02	C\$ 80.23	

Actividad	CONCRETO 210 kg/cm²	Cantidad	2.06	U/M	M3
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Oficial	hrs	7.00	62.50	437.50
O	Ayudante	hrs	14.00	43.75	612.50
M	Arena	m ³	1.47	360.87	530.48
M	Cemento	bl	20.55	276.85	5,689.27
M	Grava 3/4	m ³	1.30	490.00	637.00
M	Agua	gln	158.52	0.35	55.48
T	Transporte de arena	m ³	1.47	250.00	367.50
T	Transporte de grava	m ³	1.30	250.00	325.00
T	Transporte de cemento	bl	20.55	9.50	195.23
Costo Total de Actividad					C\$ 8,849.95
Costo Unitario de Actividad					C\$ 4,296.09
		<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	
M	Costo de Materiales	C\$ 6,912.23		C\$ 3,355.45	
	% de materiales	0.78104687			
MO	Costo M. de obra	C\$ 1,050.00		C\$ 509.71	
	% de m. de obra	11.86%			
T	Costo Transporte	C\$ 887.73		C\$ 430.93	
	% de transporte	10.03%			
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00		C\$ 0.00	
	% de Subcontrato	0.00%			
TOTAL					C\$ 8,849.95
					C\$ 4,296.09

060	TECHOS Y FASCIAS
------------	-------------------------

Actividad	ESTRUCTURA DE ACERO	Cantidad	29,706.49	U/M	LBS
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Aplicación de pintura	m ²	777.97	8.05	6,262.66
M	Brochas de 3"	c/u	6.00	45.00	270.00
M	Pintura anticorrosiva modelo Industrial u óptima	gln	28.82	665.24	19,172.32
M	Diluyente (Thinner)	gln	3.00	250.00	750.00
M	Perlines de 6"x2"x3/16"x6 m (Fy = 36 ksi)	unid	128.00	2,826.09	361,739.52
M	Tubos circulares de 4.5"x1/8"x6 m (Fy = 42 ksi)	unid	75.00	2,566.20	192,465.00
M	Tubos circulares de 1.90"x1/8"x6 m (Fy = 42 ksi)	unid	115.00	1,354.50	155,768.00
M	Columnas WF10"x10"x60 (6 m, Fy = 50 ksi)	unid	12.00	40,005.91	480,070.96
M	Placas base de 17"x17"x3/4" (Fy = 36 ksi)	unid	12.00	2,216.24	26,594.89
M	Riostras de varilla lisa 3/4" y largo 9 m. (A-615 Gr. 40)	unid	40.00	580.15	23,205.91
M	Soldadura 6011- 1/8"	lbs	170.89	50.00	8,544.50
O	Fabricación de estructura	lbs	29,706.49	3.92	116,494.00
O	Montaje de estructura	lbs	29,706.49	3.92	116,494.00
M	Disco para cortar metal	c/u	6.00	145.00	870.00
S	Camión Grúa de 5 ton	hr	16.00	850.00	13,600.00
S	Andamios	día	25.00	113.39	2,834.78
T	Transporte de Materiales	viaje	4.00	1,000.00	4,000.00

Costo Total de Actividad		C\$ 1,529,136.54
Costo Unitario de Actividad		C\$ 51.47
	<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>
	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	
M	Costo de Materiales	C\$1269451.10
	% de materiales	83.02%
MO	Costo M. de obra	C\$ 239,250.66
	% de m. de obra	15.65%
T	Costo Transporte	C\$ 4,000.00
	% de transporte	0.26%
S	Costo Subcontrato	C\$ 16,434.78
	% de Subcontrato	1.07%
	TOTAL	C\$1529136.54
		100.00%
		C\$ 51.47

Actividad	CUBIERTA DE TECHO	Cantidad	680.96	U/M	M2
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
M	Pernos autoperforantes cortos de 2"	c/u	2,645.00	2.82	7,456.60
O	Colocar láminas ColorAlum	m ²	680.96	23.00	15,662.08
M	Láminas ColorAlum Rojo Ondulada Cal. 26 de 20' de longitud	c/u	124.00	2,164.43	268,389.91
M	Tapagoteras con resina	Lts	2.00	264.50	529.00
T	Transporte de Materiales	glb	1.00	1,500.00	1,500.00
Costo Total de Actividad					C\$ 293,537.59
Costo Unitario de Actividad					C\$ 431.06
		<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	
M	Costo de Materiales	C\$ 276,375.51	C\$ 405.86		
	% de materiales	94.15%			
MO	Costo M. de obra	C\$ 15,662.08	C\$ 23.00		
	% de m. de obra	5.34%			
T	Costo Transporte	C\$ 1,500.00	C\$ 2.20		
	% de transporte	0.51%			
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00	C\$ 0.00		
	% de Subcontrato	0.00%			
TOTAL					C\$ 293,537.59
TOTAL					C\$ 431.06

070	ACABADOS
------------	-----------------

Actividad	FINO DIRECTO GRADAS	Cantidad	120.00	U/M	M2
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	Fino	m2	120.00	34.50	4,140.00
O	Colar Arena por # 8	m³	0.96	115.00	110.75
M	Malla Cedazo # 8	yard	0.25	92.00	23.00
	Mortero 1:4	m³	0.64		FALSO
M	Cemento	bl	5.78	276.85	1,599.64
M	Arena fina	m³	0.96	345.00	332.24
M	Agua	gln	56.18	0.35	19.38
T	Transporte de arena	m³	0.96	250.00	240.75
T	Transporte de cemento	bl	5.78	9.50	54.89

Costo Total de Actividad		C\$ 6,520.64	
Costo Unitario de Actividad		C\$ 54.34	
	<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>
M	Costo de Materiales	C\$ 1,974.25	C\$ 16.45
	% de materiales	30.28%	
MO	Costo M. de obra	C\$ 4,250.75	C\$ 35.42
	% de m. de obra	65.19%	
T	Costo Transporte	C\$ 295.64	C\$ 2.46
	% de transporte	4.53%	
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00	C\$ 0.00
	% de Subcontrato	0.00%	
TOTAL		C\$ 6,520.64	C\$ 54.34

160	ELECTRICIDAD
-----	--------------

Actividad	ILUMINACIÓN Y ACCESORIOS	Cantidad	6.00	U/M	C/U
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
M	Luminaria LED solar street 90W 6500K IP66	c/u	6.00	5,205.87	31,235.22
O	Colocación de Accesorios	c/u	6.00	150.00	900.00
T	Transporte de Materiales	viaje	-	1,000.00	-
Costo Total de Actividad					C\$ 32,135.22
Costo Unitario de Actividad					C\$ 5,355.87
		<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	
M	Costo de Materiales		C\$ 31,235.22	C\$ 5,205.87	
	% de materiales		97.20%		
MO	Costo M. de obra		C\$ 900.00	C\$ 150.00	
	% de m. de obra		2.80%		
T	Costo Transporte		C\$ 0.00	C\$ 0.00	
	% de transporte		0.00%		
S	Costo Subcontrato		C\$ 0.00	C\$ 0.00	
	% de Subcontrato		0.00%		
TOTAL			C\$ 32,135.22	C\$ 5,355.87	

200	PINTURA
------------	----------------

Actividad	PINTURA SEÑALIZACIÓN DEPORTIVA	Cantidad	30.00	U/M	M2
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
M	Pintura deportiva	gln	2.00	951.02	1,902.03
M	Brocha de 4"	c/u	2.00	60.00	120.00
M	Brocha de 3"	c/u	2.00	55.00	110.00
M	Brocha de 2"	c/u	2.00	45.00	90.00
M	Diluyente (Thinner)	gln	0.20	250.00	50.00
O	Pintura para losa	m ²	30.00	12.00	360.00
T	Transporte de pintura	cubeta	-	35.00	-

Costo Total de Actividad		C\$ 2,632.03
Costo Unitario de Actividad		C\$ 87.73
<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>
M	Costo de Materiales	C\$ 2,272.03
	% de materiales	86.32%
MO	Costo M. de obra	C\$ 360.00
	% de m. de obra	13.68%
T	Costo Transporte	C\$ 0.00
	% de transporte	0.00%
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00
	% de Subcontrato	0.00%
TOTAL		C\$ 2,632.03
		C\$ 87.73

201	LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA
-----	--------------------------

Actividad	LIMPIEZA FINAL	Cantidad	208.00	U/M	M2
Código	Descripción	u/m	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
O	ayudante	hr	20.0	43.75	875.00
M	Escoba	c/u	2.0	60.00	120.00
M	Lanillas	c/u	4.00	30.00	120.00
T	Transporte de Materiales	viaje	1.00	1,500.00	1,500.00
Costo Total de Actividad					C\$ 2,615.00
Costo Unitario de Actividad					C\$ 12.57
		<i>Recursos</i>	<i>Cantidades</i>	<i>Costos Unitarios de Recursos</i>	
M	Costo de Materiales	C\$ 240.00		C\$ 1.15	
	% de materiales	9.18%			
MO	Costo M. de obra	C\$ 875.00		C\$ 4.21	
	% de m. de obra	33.46%			
T	Costo Transporte	C\$ 1,500.00		C\$ 7.21	
	% de transporte	57.36%			
S	Costo Subcontrato	C\$ 0.00		C\$ 0.00	
	% de Subcontrato	0.00%			
TOTAL					C\$ 2,615.00
					C\$ 12.57

ANEXO III

Programación del Proyecto

ANEXO IV

Planos

ANEXO V

**Verificación del diseño estructural de algunos
elementos a partir de softwares**

VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS EN ETABS V16

- Informe de diseño de columna.

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (in)	Combo	Element Type	Section	Classification
STORY2	C6	2048	200.7874	1.2CM+1.6CV	Ordinary Moment Frame	WF10"X10"X60	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (in)	LLRF	Stress Ratio Limit
236.22047	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.012	0.013	1	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (in ²)	J (in ⁴)	I ₃₃ (in ⁴)	I ₂₂ (in ⁴)	A _{v3} (in ²)	A _{v2} (in ²)
17.7376	2.361114	343.455619	116.309076	13.7293	4.3121

Design Properties

S ₃₃ (in ³)	S ₂₂ (in ³)	Z ₃₃ (in ³)	Z ₂₂ (in ³)	r ₃₃ (in)	r ₂₂ (in)	C _w (in ⁶)
67.105944	23.080082	75.050002	35.07836	4.40035	2.5607	2652.724

Material Properties

E (N/m ²)	f _y (N/m ²)	R _y	α
1.999E+11	344737894.48	1.1	NA

Stress Check forces and Moments

Location (in)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
200.7874	-4992.28	5950.97	2.43	-2150.59	-2.77	-0.07

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.852	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.85	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0.85	1	1.6

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.164 =	0.011 + 0.153 + 1.335E-04

Axial Force and Capacities

P_u Force (kgf)	ϕP_{nc} Capacity (kgf)	ϕP_{nt} Capacity (kgf)
4992.28	230960.88	362054.77

Moments and Capacities

	M_u Moment (kgf-m)	ϕM_n (kgf-m)	ϕM_n No LTB (kgf-m)	$\phi M_n C_b=1$ (kgf-m)
Major Bending	5950.97	38910.13	38910.13	34721.02
Minor Bending	2.43	18186.59		

Shear Design

	V_u Force (kgf)	ϕV_n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	2150.59	52810.37	0.041
Minor Shear	2.77	168142.76	1.647E-05

- Informe de diseño de larguero

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (in)	Combo	Element Type	Section	Classification
STORY2	B51	232	236.22047	1.2CM+1.6CV	Ordinary Moment Frame	C6X2X3/16"	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (in)	LLRF	Stress Ratio Limit
236.22047	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.001	0.005	1	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (in ²)	J (in ⁴)	I ₃₃ (in ⁴)	I ₂₂ (in ⁴)	A _{v3} (in ²)	A _{v2} (in ²)
1.6509	0.017272	7.796721	0.593506	0.3209	0.8579

Design Properties

S ₃₃ (in ³)	S ₂₂ (in ³)	Z ₃₃ (in ³)	Z ₂₂ (in ³)	r ₃₃ (in)	r ₂₂ (in)	C _w (in ⁶)
2.64049	0.406215	3.513619	0.855576	2.20565	0.65968	

Material Properties

E (N/m ²)	f _y (N/m ²)	R _y	α
1.999E+11	248211284.02	1.5	NA

Stress Check forces and Moments

Location (in)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
236.22047	-34.71	172.69	30.79	-161.99	-45.22	4.616E-03

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.5	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0.5	1	1.095

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.382 =	0.003 + 0.175 + 0.203

Axial Force and Capacities

P_u Force (kgf)	ϕP_{nc} Capacity (kgf)	ϕP_{nt} Capacity (kgf)
34.71	5277.31	24262.09

Moments and Capacities

	M_u Moment (kgf-m)	ϕM_n (kgf-m)	ϕM_n No LTB (kgf-m)	$\phi M_n C_b=1$ (kgf-m)
Major Bending	172.69	985.66	985.66	985.66
Minor Bending	30.79	151.64		

Shear Design

	V_u Force (kgf)	ϕV_n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	161.99	7565.06	0.021
Minor Shear	45.22	2829.21	0.016

- Informe de diseño de diagonal de cerchas

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (in)	Combo	Element Type	Section	Classification
STORY2	D331	2198	0	1.2CM+1.6CV	Ordinary Moment Frame	HSS 48.26X3.17	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (in)	LLRF	Stress Ratio Limit
36.25004	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.217	0.106	1	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (in ²)	J (in ⁴)	I ₃₃ (in ⁴)	I ₂₂ (in ⁴)	A _{v3} (in ²)	A _{v2} (in ²)
0.696	0.551057	0.275528	0.275528	0.348	0.348

Design Properties

S ₃₃ (in ³)	S ₂₂ (in ³)	Z ₃₃ (in ³)	Z ₂₂ (in ³)	r ₃₃ (in)	r ₂₂ (in)	C _w (in ⁶)
0.29003	0.29003	0.393943	0.393943	0.62918	0.62918	

Material Properties

E (N/m ²)	f _y (N/m ²)	R _y	α
1.999E+11	289579831.36	1.1	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check forces and Moments

Location (in)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
0	-2881.51	0	0	-0.26	0	-0.1

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	1	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
1	1	1.316

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + \text{Sqrt}[\left(\frac{8}{9}\right)(M_{r33} / M_{c33})^2 + \left(\frac{8}{9}\right)(M_{r22} / M_{c22})^2]$
0.296 =	0.296 + Sqrt[(0) ² + (0) ²]

Axial Force and Capacities

P _u Force (kgf)	φP _{nc} Capacity (kgf)	φP _{nt} Capacity (kgf)
2881.51	9732.76	11933.82

Moments and Capacities

	M _u Moment (kgf-m)	φM _n (kgf-m)	φM _n No LTB (kgf-m)	φM _n C _b =1 (kgf-m)
Major Bending	0	171.56	171.56	171.56
Minor Bending	0	171.56		

Torsion Moment and Capacities

T _u Moment (kgf-m)	T _n Capacity (kgf-m)	φT _n Capacity (kgf-m)
-0.1	449.81	404.83

Shear Design

	V _u Force (kgf)	φV _n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	0.26	3580.15	7.339E-05
Minor Shear	0	3580.15	0

End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
-3792.56	DStIS28	-3788.70	DStIS28

- Informe de diseño de cuerdas de cerchas

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (in)	Combo	Element Type	Section	Classification
STORY2	D357	2256	7.39478	1.2CM+1.6CV	Ordinary Moment Frame	HSS 114.30X3.17	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (in)	LLRF	Stress Ratio Limit
14.78956	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.324	0.004	1	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (in ²)	J (in ⁴)	I ₃₃ (in ⁴)	I ₂₂ (in ⁴)	A _{v3} (in ²)	A _{v2} (in ²)
1.7154	8.216019	4.10801	4.10801	0.8577	0.8577

Design Properties

S ₃₃ (in ³)	S ₂₂ (in ³)	Z ₃₃ (in ³)	Z ₂₂ (in ³)	r ₃₃ (in)	r ₂₂ (in)	C _w (in ⁶)
1.825782	1.825782	2.389673	2.389673	1.54749	1.54749	

Material Properties

E (N/m ²)	f _y (N/m ²)	R _y	α
1.999E+11	289579831.36	1.1	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check forces and Moments

Location (in)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
7.39478	-10586.74	-147.41	0.21	-608.82	0.3	-1.01

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	1	1	1	1	1	0.651
Minor Bending	1	1	1	1	1	0.833

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
1	1	1.538

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + \text{Sqrt}[\left(\frac{8}{9}\right)(M_{r33} / M_{c33})^2 + \left(\frac{8}{9}\right)(M_{r22} / M_{c22})^2]$
0.488 =	0.362 + Sqrt[(0.126) ² + (1.821E-04) ²]

Axial Force and Capacities

P _u Force (kgf)	φP _{nc} Capacity (kgf)	φP _{nt} Capacity (kgf)
10586.74	29247.87	29412.41

Moments and Capacities

	M _u Moment (kgf-m)	φM _n (kgf-m)	φM _n No LTB (kgf-m)	φM _n C _b =1 (kgf-m)
Major Bending	147.41	1040.71	1040.71	1040.71
Minor Bending	0.21	1040.71		

Torsion Moment and Capacities

T _u Moment (kgf-m)	T _n Capacity (kgf-m)	φT _n Capacity (kgf-m)
-1.01	3712.62	3341.36

Shear Design

	V _u Force (kgf)	φV _n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	608.82	8823.72	0.069
Minor Shear	0.3	8823.72	3.404E-05

End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
-13804.09	DStIS28	-13802.39	DStIS28

- Informe de diseño de tensor

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (in)	Combo	Element Type	Section	Classification
STORY2	B30	304	18.2927	1.2CM+1.6CV	Ordinary Moment Frame	TENSOR 3/4"	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (in)	LLRF	Stress Ratio Limit
36.58539	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
-0.035	-0.235	1	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (in ²)	J (in ⁴)	I ₃₃ (in ⁴)	I ₂₂ (in ⁴)	A _{v3} (in ²)	A _{v2} (in ²)
0.4418	0.031063	0.015532	0.015532	0.3976	0.3976

Design Properties

S ₃₃ (in ³)	S ₂₂ (in ³)	Z ₃₃ (in ³)	Z ₂₂ (in ³)	r ₃₃ (in)	r ₂₂ (in)	C _w (in ⁶)
0.041417	0.041417	0.070313	0.070313	0.1875	0.1875	

Material Properties

E (N/m ²)	f _y (N/m ²)	R _y	α
1.999E+11	344737894.48	1.1	NA

Stress Check forces and Moments

Location (in)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
18.2927	354	0.29	0	0	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1.2,H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	1	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
1	1	1.462

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.2,H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + \text{Sqrt}[(M_{r33} / M_{c33})^2 + (M_{r22} / M_{c22})^2]$
0.028 =	0.02 + Sqrt[(0.008) ² + (0) ²]

Axial Force and Capacities

P_u Force (kgf)	ϕP_{nc} Capacity (kgf)	ϕP_{nt} Capacity (kgf)
354	1189.06	9017.59

Moments and Capacities

	M_u Moment (kgf-m)	ϕM_n (kgf-m)	ϕM_n No LTB (kgf-m)	ϕM_n $C_b=1$ (kgf-m)
Major Bending	0.29	34.36	34.36	36.45
Minor Bending	0	34.36		

Shear Design

	V_u Force (kgf)	ϕV_n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	0	4869.5	0
Minor Shear	0	4869.5	0

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
1.45	DStIS28	1.45	DStIS28

VERIFICACIÓN DE PLACAS BASE Y CONEXIONES EN RAM CONNECTION

- Verificación de placa base.

Resultados

Nombre de la conexión : Fixed biaxial BP
ID de la conexión : 1

Familia: Columna - Base (CB)
 Tipo: Base plate
 Código de diseño: AISC 360-16 LRFD, ACI 318-11

SOLICITACIONES

Descripción	Pu [kip]	Mu22 [kip*ft]	Mu33 [kip*ft]	Vu2 [kip]	Vu3 [kip]	Tipo de carga
CM	-3.94	0.00	-8.76	-1.14	0.00	Design
CV	-1.42	0.00	-4.96	-0.65	0.00	Design
Pz	3.08	0.00	10.24	1.35	0.00	Design
C1	-5.51	0.00	-12.27	-1.60	0.00	Design
C2	-7.00	0.00	-18.44	-2.41	0.00	Design
C3	-1.21	0.00	0.91	0.14	0.00	Design

Diseño en el eje mayor Placa base (AISC 360-16 LRFD)

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Placa base</u>					
Distancia del ancla al borde	[in]	1.12	0.25	--	✓
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	5	3	--	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
<u>Pedestal</u>					
Aplastamiento por axial DG1 3.1.1;	[Kip/in ²]	2.60	0.34	C2	0.13
<u>Placa base</u>					
Flexión en fluencia (interfaz de aplastamiento) DG1 Eq. 3.3.13,	[Kip*ft/ft]	4.56	3.14	C2	0.69
DG1 Sec 3.1.2 Flexión en fluencia (interfaz de tensión) DG1 Eq. 3.3.13	[Kip*ft/ft]	4.56	2.79	C2	0.61
<u>Columna</u>					
Resistencia de la soldadura p. 8-9, Sec. J2.5, Sec. J2.4, DG1 p. 35	[Kip/ft]	107.39	13.27	C2	0.12

Resistencia de la soldadura a corte método elástico p. 8-9, Sec. J2.5,	[Kip/ft]	71.59	1.85	C2	0.03
Sec. J2.4					
Resistencia de la soldadura a axial método elástico p. 8-9, Sec. J2.5,	[Kip/ft]	107.39	12.20	C2	0.11
Sec. J2.4					
Relación		0.69			

**Diseño en el eje menor
Placa base (AISC 360-16 LRFD)**

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Placa base</u>					
Distancia del ancla al borde	[in]	1.12	0.25	--	✓
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	5	3	--	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
<u>Pedestal</u>					
Aplastamiento por axial DG1 3.1.1;	[Kip/in ²]	2.60	0.34	C2	0.13
<u>Placa base</u>					
Flexión en fluencia (interfaz de aplastamiento) DG1 Sec 3.1.2	[Kip*ft/ft]	4.56	0.24	C2	0.05
Flexión en fluencia (interfaz de tensión) DG1 Eq. 3.3.13	[Kip*ft/ft]	4.56	2.79	C2	0.61
<u>Columna</u>					
Resistencia de la soldadura p. 8-9, Sec. J2.5, Sec. J2.4,	[Kip/ft]	107.39	13.27	C2	0.12
DG1 p. 35					
Resistencia de la soldadura a corte método elástico p. 8-9, Sec. J2.5,	[Kip/ft]	71.59	0.00	CM	0.00
Sec. J2.4					
Resistencia de la soldadura a axial método elástico p. 8-9, Sec. J2.5,	[Kip/ft]	107.39	1.00	Pz	0.01
Sec. J2.4					
Relación		0.61			

**Eje mayor
Anclas**

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
Anclas					
Espaciamiento entre anclas Sec. D.8.1	[in]	7.00	3.00	--	✓
Recubrimiento de concreto Sec. 7.7.1	[in]	2.62	2.00	--	✓
Longitud efectiva	[in]	12.75	--	47.25	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
Tensión en anclas Eq. D-2	[Kip]	18.81	4.20	C2	0.22
Arrancamiento de ancla en tensión Eq. D-3, Sec. D.3.3.4.4	[Kip]	13.20	4.20	C2	0.32
Arrancamiento de grupo de anclas en tensión Eq. D-4, Sec. D.3.3.4.4	[Kip]	13.20	12.61	C2	0.96
Extracción por deslizamiento de ancla en tensión Sec. D.3.3.4.4	[Kip]	8.93	4.20	C2	0.47
Corte en el ancla Eq. D-29, Sec. D.6.1.3	[Kip]	7.83	0.40	C2	0.05
Arrancamiento de ancla a corte Table D.4.1.1, Sec. D.4.3	[Kip]	2.17	0.40	C2	0.18
Arrancamiento de grupo de anclas a corte Table D.4.1.1, Sec. D.4.3	[Kip]	11.27	2.41	C2	0.21
Desprendimiento de ancla a corte Eq. D-3, Table D.4.1.1, Sec. D.4.3	[Kip]	26.40	0.40	C2	0.02
Desprendimiento de grupo de anclas a corte Eq. D-4, Table D.4.1.1, Sec. D.4.3	[Kip]	26.40	1.21	C2	0.05
Interacción tensión corte Eq. D-2, Eq. D-3, Sec. D.3.3.4.4, Eq. D-4, Eq. D-29,	[Kip]	1.20	1.17	C2	0.97

Sec. D.6.1.3,

Table D.4.1.1,

Sec. D.4.3,

Eq. D-42

Relación **0.97**

**Eje menor
Anclas**

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

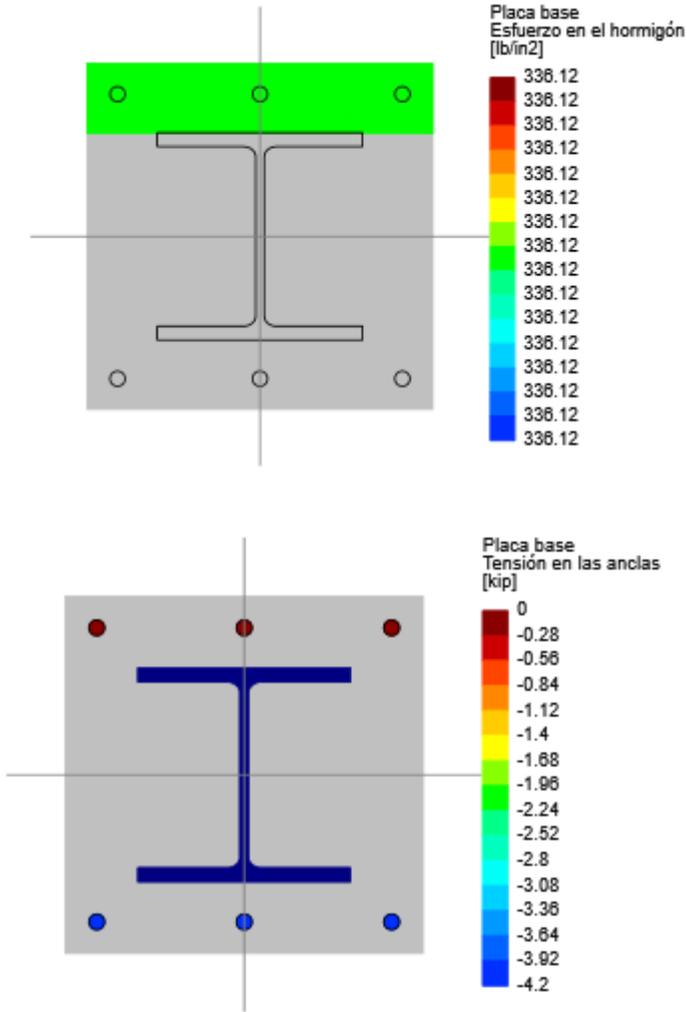
Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<hr/>					
<u>Anclas</u>					
Espaciamiento entre anclas Sec. D.8.1	[in]	7.00	3.00	--	✓
Recubrimiento de concreto Sec. 7.7.1	[in]	2.62	2.00	--	✓
Longitud efectiva	[in]	12.75	--	47.25	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
<hr/>					
Tensión en anclas Eq. D-2	[Kip]	18.81	4.20	C2	0.22
Arrancamiento de ancla en tensión Eq. D-3, Sec. D.3.3.4.4	[Kip]	13.20	4.20	C2	0.32
Arrancamiento de grupo de anclas en tensión Eq. D-4, Sec. D.3.3.4.4	[Kip]	13.20	12.61	C2	0.96
Extracción por deslizamiento de ancla en tensión Sec. D.3.3.4.4	[Kip]	8.93	4.20	C2	0.47
Corte en el ancla Eq. D-29, Sec. D.6.1.3	[Kip]	7.83	0.00	CM	0.00
Arrancamiento de ancla a corte Table D.4.1.1, Sec. D.4.3	[Kip]	2.17	0.00	CM	0.00
Desprendimiento de ancla a corte Eq. D-3, Table D.4.1.1, Sec. D.4.3	[Kip]	26.40	0.00	CM	0.00
Desprendimiento de grupo de anclas a corte Eq. D-4, Table D.4.1.1, Sec. D.4.3	[Kip]	26.40	0.00	CM	0.00

Relación **0.96**

Biaxial
Máximas compresión y tensión (C2)



Máximo esfuerzo en el concreto	336.12	[lb/in ²]
Mínimo esfuerzo en el concreto	336.12	[lb/in ²]
Máxima tensión en las anclas	4.20	[kip]
Mínima tensión en las anclas	0.00	[kip]
Ángulo del eje neutro	0.00	[deg]
Longitud de aplastamiento	3.43	[in]

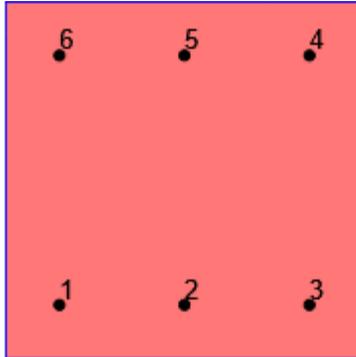
Tensiones en anclas

Ancla	Transversal [in]	Longitudinal [in]	Corte [kip]	Tensión [kip]
1	-7.00	-7.00	-0.40	4.20
2	0.00	-7.00	-0.40	4.20
3	7.00	-7.00	-0.40	4.20
4	7.00	7.00	-0.40	0.00
5	0.00	7.00	-0.40	0.00

6 -7.00 7.00 -0.40 0.00

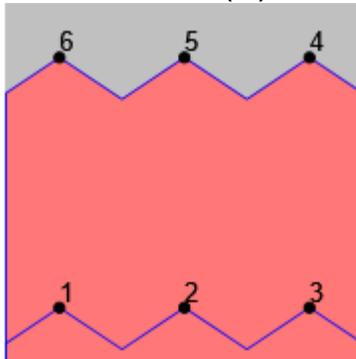
Eje mayor

Resultados para arrancamiento en tensión (C2)



Grupo	Área [in2]	Tensión [kip]	Anclas
1	400.00	12.61	1, 2, 3

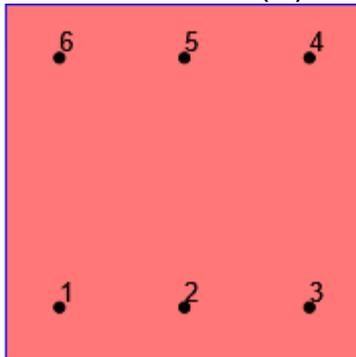
Resultados para arrancamiento a corte (C2)



Grupo	Área [in2]	Corte [kip]	Anclas
1	90.00	1.21	1, 2, 3
2	510.00	2.41	1, 2, 3, 4, 5, 6

Eje menor

Resultados para arrancamiento en tensión (C2)



Grupo	Área [in ²]	Tensión Anclas [kip]	
1	400.00	12.61	1, 2, 3

- Conexión 1

Resultados

Conexión K con abertura - Rama 1 - (Superior derecha)

DEMANDAS

Descripción	Rama	Cordón	
	Ax [kip]	Pro [kip]	Mro [kip*ft]
CM	1.39	-3.30	0.00
CV	2.69	-6.11	0.00
C1	5.98	-13.74	0.00

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Soldadura</u>					
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	3	2	--	✓

LÍMITES DE APLICACIÓN

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Cordón</u>					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		38.79	--	50.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓
<u>Rama</u>					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		17.12	--	50.00	✓
Relación de ancho de la pared más larga Table K3.1A		0.42	0.40	1.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
Rama					
Plastificación de la pared del cordón Eq. K3-4	[Kip]	12.20	5.98	C1	0.49
Fluencia por corte (punzonamiento) Eq. K3-1	[Kip]	20.37	5.98	C1	0.29
Rama					
Resistencia de soldadura AWS D1.1-2015 Sec 9.5.4, Eq. J2-4	[Kip]	24.69	5.98	C1	0.24
Relación		0.49			

Conexión K con abertura - Rama 2 - (Superior)**DEMANDAS**

Descripción	Rama	Cordón	
	Ax [kip]	Pro [kip]	Mro [kip*ft]
CM	-1.39	-3.30	0.00
CV	-2.69	-6.11	0.00
C1	-5.98	-13.74	0.00

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
Soldadura					
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	3	2	--	✓

LÍMITES DE APLICACIÓN

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
Cordón					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		38.79	--	50.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓
Rama					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		17.12	--	34.52	✓
Relación de ancho de la pared más larga Table K3.1A		0.42	0.40	1.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
<u>Rama</u>					
Plastificación de la pared del cordón Eq. K3-4	[Kip]	12.20	5.98	C1	0.49
Fluencia por corte (punzonamiento) Eq. K3-1	[Kip]	20.37	5.98	C1	0.29
<u>Rama</u>					
Resistencia de soldadura AWS D1.1-2015 Sec 9.5.4, Eq. J2-4	[Kip]	24.69	5.98	C1	0.24
Relación		0.49			

Conexión K con abertura - Rama 2 - (Superior)**DEMANDAS**

Descripción	Rama	Cordón	
	Ax [kip]	Pro [kip]	Mro [kip*ft]
CM	-0.07	-3.30	0.00
CV	-0.15	-6.11	0.00
C1	-0.33	-13.74	0.00

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Soldadura</u>					
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	3	2	--	✓

LÍMITES DE APLICACIÓN

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Cordón</u>					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		38.79	--	50.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓
<u>Rama</u>					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		17.12	--	34.52	✓
Relación de ancho de la pared más larga Table K3.1A		0.42	0.40	1.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
<u>Rama</u>					
Plastificación de la pared del cordón Eq. K3-4	[Kip]	11.25	0.33	C1	0.03
Fluencia por corte (punzonamiento) Eq. K3-1	[Kip]	20.37	0.33	C1	0.02
<u>Rama</u>					
Resistencia de soldadura AWS D1.1-2015 Sec 9.5.4, Eq. J2-4	[Kip]	24.69	0.33	C1	0.01
Relación		0.03			

Conexión K con abertura - Rama 3 - (Superior izquierda)

DEMANDAS

Descripción	Cordón		
	Rama Ax [kip]	Pro [kip]	Mro [kip*ft]
CM	-0.08	-3.30	0.00
CV	-0.15	-6.11	0.00
C1	-0.35	-13.74	0.00

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Soldadura</u>					
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	3	2	--	✓

LÍMITES DE APLICACIÓN

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Cordón</u>					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		38.79	--	50.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓
<u>Rama</u>					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		17.12	--	34.52	✓
Relación de ancho de la pared más larga Table K3.1A		0.42	0.40	1.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
Rama					
Plastificación de la pared del cordón Eq. K3-4	[Kip]	9.82	0.35	C1	0.04
Fluencia por corte (punzonamiento) Eq. K3-1	[Kip]	16.58	0.35	C1	0.02
Rama					
Resistencia de soldadura AWS D1.1-2015 Sec 9.5.4, Eq. J2-4	[Kip]	23.02	0.35	C1	0.02
Relación		0.04			

INTERACCIÓN					
Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
Relación total de utilización para la rama 1		1.00	0.49	C1	0.49
Relación de interacción para capacidades de soldadura		1.00	0.24	C1	0.24
Relación total de utilización para la rama 2		1.00	0.52	C1	0.52
Relación de interacción para capacidades de soldadura		1.00	0.26	C1	0.26
Relación total de utilización para la rama 3		1.00	0.04	C1	0.04
Relación de interacción para capacidades de soldadura		1.00	0.02	C1	0.02
Relación de resistencia crítica global		0.52			

- **Conexión 2**

Conexión Y - Rama 1 - (Superior derecha)

DEMANDAS

Descripción	Rama		Cordón	
	Ax [kip]	Pro [kip]	Mro [kip*ft]	
CM	-1.25	-0.64	0.00	
CV	-2.43	-1.23	0.00	
C1	-5.39	-2.74	0.00	

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Soldadura</u>					
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	3	2	--	✓

LÍMITES DE APLICACIÓN

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Cordón</u>					
Esbeltez de pared Table K3.1A		38.79	--	50.00	✓
Resistencia del material Table K3.1A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.1A		0.72	--	0.80	✓
<u>Rama</u>					
Esbeltez de pared Table K3.1A		17.12	--	50.00	✓
Esbeltez de pared Table K3.1A		17.12	--	34.52	✓
Relación de ancho Table K3.1A		0.42	0.20	1.00	✓
Resistencia del material Table K3.1A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.1A		0.72	--	0.80	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
<u>Rama</u>					
Fluencia por corte (punzonamiento) Eq. K3-1	[Kip]	20.37	5.39	C1	0.26
Plastificación de la pared del cordón Eq. K3-2	[Kip]	6.12	5.39	C1	0.88
Resistencia de soldadura AWS D1.1-2015 Sec 9.5.4, Eq. J2-4	[Kip]	27.00	5.39	C1	0.20

Relación

0.88

Conexión K con abertura - Rama 1 - (Superior derecha)

DEMANDAS

Descripción	Rama	Cordón	
	Ax [kip]	Pro [kip]	Mro [kip*ft]
CM	0.00	-4.93	0.00
CV	0.00	-9.18	0.00
C1	0.00	-20.61	0.00

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Soldadura</u>					
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	3	2	--	✓

LÍMITES DE APLICACIÓN

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Cordón</u>					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		38.79	--	50.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓
<u>Rama</u>					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		17.12	--	34.52	✓
Relación de ancho de la pared más larga Table K3.1A		0.42	0.40	1.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓

Conexión K con abertura - Rama 2 - (Superior)

DEMANDAS

Descripción	Rama	Cordón	
	Ax [kip]	Pro [kip]	Mro [kip*ft]
CM	0.64	-4.93	0.00
CV	1.26	-9.18	0.00
C1	2.79	-20.61	0.00

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Soldadura</u>					
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	3	2	--	✓

LÍMITES DE APLICACIÓN

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Cordón</u>					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		38.79	--	50.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓
<u>Rama</u>					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		17.12	--	50.00	✓
Relación de ancho de la pared más larga Table K3.1A		0.42	0.40	1.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
<u>Rama</u>					
Plastificación de la pared del cordón Eq. K3-4	[Kip]	8.10	2.79	C1	0.34
Fluencia por corte (punzonamiento) Eq. K3-1	[Kip]	16.58	2.79	C1	0.17
<u>Rama</u>					
Resistencia de soldadura AWS D1.1-2015 Sec 9.5.4, Eq. J2-4	[Kip]	26.85	2.79	C1	0.10
Relación		0.34			

Límites adicionales para conexiones K con abertura

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
Excentricidad de junta Table K3.2A, Table K3.1A		0.41	-0.55	0.25	✗
Tamaño de la abertura Table K3.2A	[in]	0.25	0.22	--	✓

INTERACCIÓN

Verificación	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
--------------	--------	-----------	---------	---------	----------

Referencias

Relación total de utilización para la rama 1		1.00	0.88	C1	0.88
Relación de interacción para capacidades de soldadura		1.00	0.20	C1	0.20
Relación total de utilización para la rama 2		1.00	0.34	C1	0.34
Relación de interacción para capacidades de soldadura		1.00	0.10	C1	0.10

Relación de resistencia crítica global	0.88
---	-------------

- **Conexión 3**

Conexión Y - Rama 1 - (Superior derecha)**DEMANDAS**

Descripción	Rama		Cordón	
	Ax [kip]	Pro [kip]	Mro [kip*ft]	
CM	0.15	0.01	0.00	

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
-------------	--------	-------	------------	------------	------

ReferenciasSoldadura

Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	3	2	--	✓
-----------------------------------	----------	---	---	----	---

LÍMITES DE APLICACIÓN

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
-------------	--------	-------	------------	------------	------

ReferenciasCordón

Esbeltez de pared Table K3.1A		38.79	--	50.00	✓
Resistencia del material Table K3.1A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.1A		0.72	--	0.80	✓

Rama

Esbeltez de pared Table K3.1A		17.12	--	50.00	✓
Esbeltez de pared Table K3.1A		17.12	--	34.52	✓
Relación de ancho Table K3.1A		0.42	0.20	1.00	✓
Resistencia del material Table K3.1A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.1A		0.72	--	0.80	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
<u>Rama</u>					
Fluencia por corte (punzonamiento) Eq. K3-1	[Kip]	18.71	0.15	CM	0.01
Plastificación de la pared del cordón Eq. K3-2	[Kip]	5.86	0.15	CM	0.03
Resistencia de soldadura AWS D1.1-2015 Sec 9.5.4, Eq. J2-4	[Kip]	26.21	0.15	CM	0.01
Relación	0.03				

Conexión Y - Rama 2 - (Superior izquierda)

DEMANDAS

Descripción	Rama		Cordón	
	Ax [kip]	Pro [kip]	Mro [kip*ft]	
C1	0.43	0.04	0.00	

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Soldadura</u>					
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	3	2	--	✓

LÍMITES DE APLICACIÓN

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Cordón</u>					
Esbeltez de pared Table K3.1A		38.79	--	50.00	✓
Resistencia del material Table K3.1A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.1A		0.72	--	0.80	✓
<u>Rama</u>					
Esbeltez de pared Table K3.1A		17.12	--	50.00	✓
Relación de ancho Table K3.1A		0.42	0.20	1.00	✓
Resistencia del material Table K3.1A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.1A		0.72	--	0.80	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
<u>Rama</u>					
Fluencia por corte (punzonamiento) Eq. K3-1	[Kip]	18.71	0.43	C1	0.02
Plastificación de la pared del cordón Eq. K3-2	[Kip]	5.86	0.43	C1	0.07
Resistencia de soldadura AWS D1.1-2015 Sec 9.5.4, Eq. J2-4	[Kip]	26.21	0.43	C1	0.02
Relación			0.07		

Conexión K con abertura - Rama 1 - (Superior derecha)**DEMANDAS**

Descripción	Cordón		
	Rama Ax [kip]	Pro [kip]	Mro [kip*ft]
CM	-0.07	0.65	0.00
CV	-0.18	1.56	0.00
C1	-0.19	3.18	0.00

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Soldadura</u>					
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	3	2	--	✓

LÍMITES DE APLICACIÓN

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Cordón</u>					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		38.79	--	50.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓
<u>Rama</u>					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		17.12	--	34.52	✓
Relación de ancho de la pared más larga Table K3.1A		0.42	0.40	1.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
<u>Rama</u>					
Plastificación de la pared del cordón Eq. K3-4	[Kip]	9.97	0.19	C1	0.02
Fluencia por corte (punzonamiento) Eq. K3-1	[Kip]	18.71	0.19	C1	0.01
<u>Rama</u>					
Resistencia de soldadura AWS D1.1-2015 Sec 9.5.4, Eq. J2-4	[Kip]	27.96	0.19	C1	0.01
Relación		0.02			

Conexión K con abertura - Rama 2 - (Superior izquierda)

DEMANDAS

Descripción	Cordón		
	Rama Ax [kip]	Pro [kip]	Mro [kip*ft]
CM	-0.07	0.65	0.00
CV	0.20	1.56	0.00
C1	-0.19	3.18	0.00

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Soldadura</u>					
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	3	2	--	✓

LÍMITES DE APLICACIÓN

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Cordón</u>					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		38.79	--	50.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓
<u>Rama</u>					
Esbeltez de la pared más larga Table K3.1A		17.12	--	34.52	✓
Relación de ancho de la pared más larga Table K3.1A		0.42	0.40	1.00	✓
Resistencia del material Table K3.2A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.2A		0.72	--	0.80	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
Rama					
Plastificación de la pared del cordón Eq. K3-4	[Kip]	9.97	0.20	CV	0.02
Fluencia por corte (punzonamiento) Eq. K3-1	[Kip]	18.71	0.20	CV	0.01
Rama					
Resistencia de soldadura AWS D1.1-2015 Sec 9.5.4, Eq. J2-4	[Kip]	27.96	0.20	CV	0.01
Relación	0.02				

Límites adicionales para conexiones K con abertura

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
Excentricidad de junta Table K3.2A, Table K3.1A		0.12	-0.55	0.25	✓
Tamaño de la abertura Table K3.2A	[in]	0.25	0.22	--	✓

INTERACCIÓN

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
Relación total de utilización para la rama 1		1.00	0.03	CM	0.03
Relación de interacción para capacidades de soldadura		1.00	0.01	CM	0.01
Relación total de utilización para la rama 2		1.00	0.09	C1	0.09
Relación de interacción para capacidades de soldadura		1.00	0.02	C1	0.02
Relación de resistencia crítica global	0.09				

- Conexión 4

Conexión Y - (Superior)

DEMANDAS

Descripción	Rama	Cordón	
	Ax [kip]	Pro [kip]	Mro [kip*ft]
CM	-0.03	-3.45	0.00
CV	-0.07	-6.38	0.00
C1	-0.15	-14.35	0.00

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Soldadura</u>					
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	3	2	--	✓

LÍMITES DE APLICACIÓN

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.
<u>Cordón</u>					
Esbeltez de pared Table K3.1A		38.79	--	50.00	✓
Resistencia del material Table K3.1A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.1A		0.72	--	0.80	✓
<u>Rama</u>					
Esbeltez de pared Table K3.1A		17.12	--	50.00	✓
Esbeltez de pared Table K3.1A		17.12	--	34.52	✓
Relación de ancho Table K3.1A		0.42	0.20	1.00	✓
Resistencia del material Table K3.1A	[Kip/in ²]	42.00	--	52.00	✓
Ductilidad del material Table K3.1A		0.72	--	0.80	✓

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Demanda	EC ctrl	Relación
<u>Rama</u>					
Fluencia por corte (punzonamiento) Eq. K3-1	[Kip]	16.58	0.15	C1	0.01
Plastificación de la pared del cordón Eq. K3-2	[Kip]	4.99	0.15	C1	0.03
Resistencia de soldadura AWS D1.1-2015 Sec 9.5.4, Eq. J2-4	[Kip]	25.17	0.15	C1	0.01

Relación **0.03**

INTERACCIÓN

Verificación **Unidad** **Capacidad** **Demanda** **EC ctrl** **Relación**
Referencias

Interacción para carga axial y flexión combinadas par... 1.00 0.03 C1 **0.03**
Relación de interacción para capacidades de soldadura 1.00 0.00 CM **0.00**

Relación de resistencia crítica global **0.03**

- Verificación de cimentaciones con GEO5

Añadir suelos
✕

Identificación

Nombre:
Arena limosa (SM)

Datos Básicos ?

Peso unitario: $\gamma =$ [kN/m³] 18.0

Ángulo de fricción interna: $\varphi_{ef} =$ [°] 28 - 30

Cohesión de suelo: $c_{ef} =$ [kPa] 0 - 10

Asentamiento - Módulos edométricos ?

Coefficiente de Poisson: $\nu =$ [-] 0.30

Tipo E_{oed} :

Análisis de asentamiento:

Módulo edométrico: $E_{oed} =$ [MPa] 7 - 20

Subpresión ?

Modo de cálculo de subpresión:

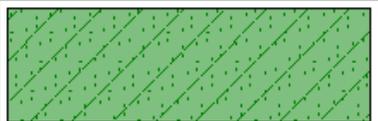
Peso unitario de suelo saturado: $\gamma_{sat} =$ [kN/m³]

Dibujar

Categoría de patrón:

Buscar:

Subcategoría:

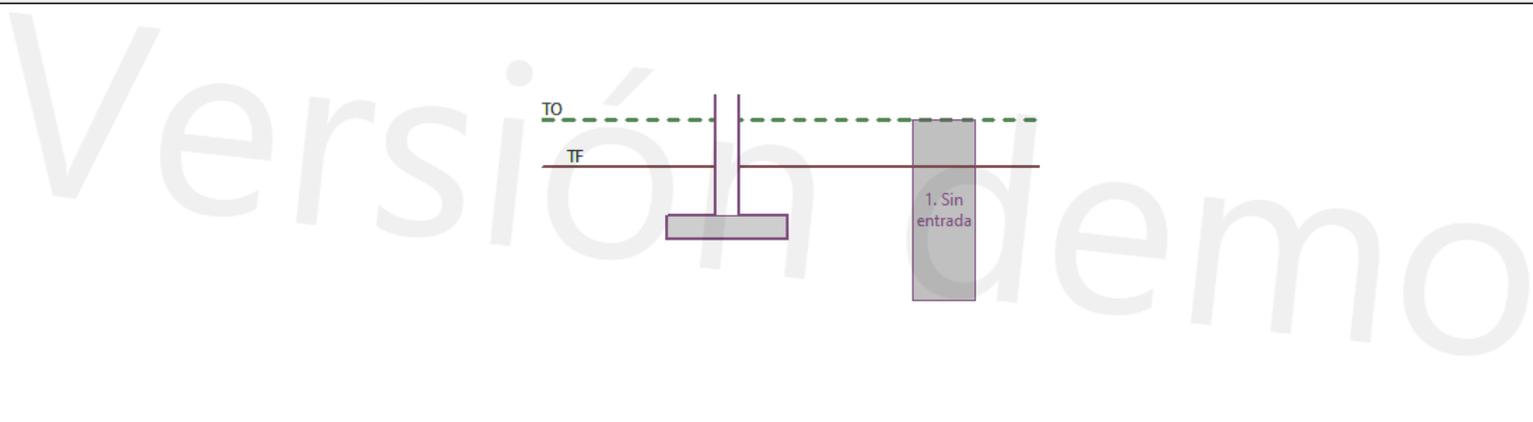
Patrón: 
10 Arena limosa

Color:

Fondo:

Saturación <10 - 90>: [%]

2D
3D
↕
🔍
📏
📊
📍
⚙️



Cuadros

- Proyecto
- Configuración
- Perfil
- Suelos**
- Asignar
- Cimentación
- Cargar - LC
- Geometría
- Fondo de la zapata
- Yacimiento AG
- Material
- Sobrecarga
- NF + subsuelo
- Sismo
- Configuración de etapa

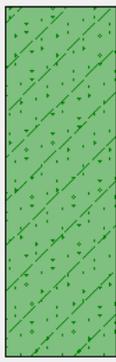
Salidas

- Añadir gráfico
- Perfil y asignación: 0
- Total: 0
- Lista de gráficos
- Listado de Anexos
- 🖨️
- 🖨️
- Copiar vista

➕ Añadir ✎ Editar Nro. 1 ✖ Eliminar Nro. 1

Nro.	Nombre
1	Arena limosa (SM)

Arena limosa (SM)
 Peso unitario : $\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$
 Ángulo de fricción interna : $\phi_{ef} = 32.50^\circ$
 Cohesión de suelo : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Módulo edométrico : $E_{oed} = 13.50 \text{ MPa}$
 Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$



📄 Copiar

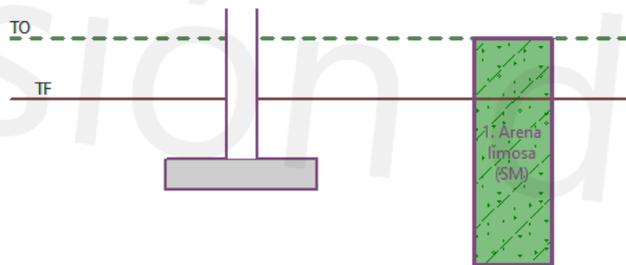
- ▶ suelos seleccionados
- ▶ todos los suelos

GeoClipboard™

Archivo Editar Entrada Análisis Salidas Configuración Ayuda

Archivo [1] Etapa [1]

2D 3D [Navigation icons]



Cuadros

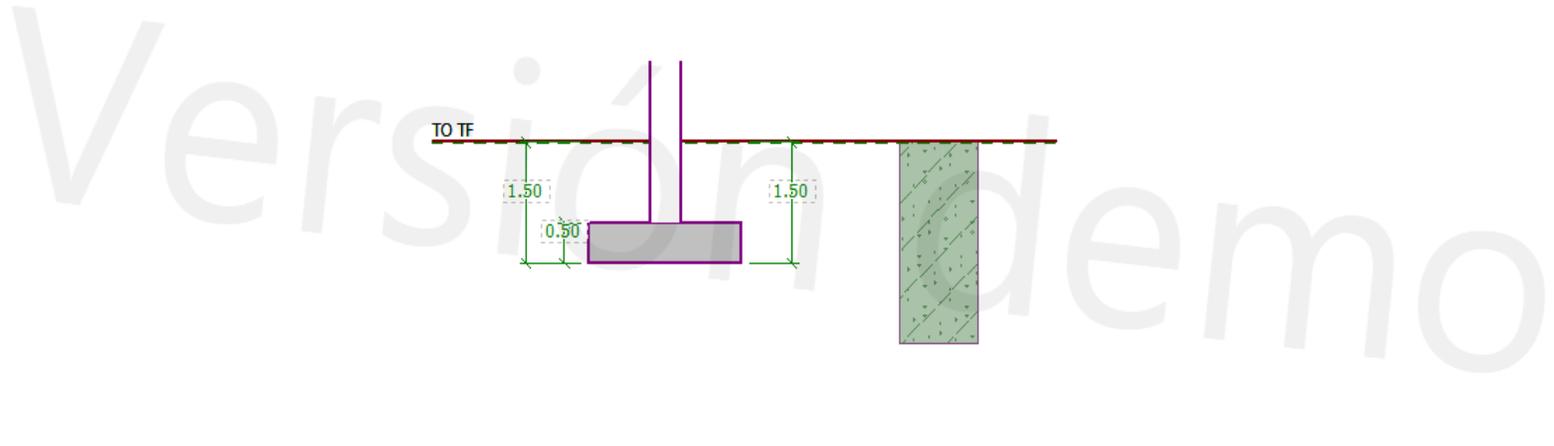
- Proyecto
- Configuración
- Perfil
- Suelos
- Asignar
- Cimentación
- Cargar - LC
- Geometría
- Fondo de la zapata
- Yacimiento AG
- Material
- Sobrecarga
- NF + subsuelo
- Sismo
- Configuración de etapa

Salidas

- Añadir gráfico
- Perfil y asignación: 0
- Total: 0
- Lista de gráficos
- Listado de Anexos
- Copiar vista

Asignación por click-izquierdo :
Arena limosa (SM)

Nro.	Espesor [m]	Terreno asignado
1	4.57	Arena limosa (SM)
2		Arena limosa (SM)



Cuadros

- Proyecto
- Configuración
- Perfil
- Suelos
- Asignar
- Cimentación**
- Cargar - LC
- Geometría
- Fondo de la zapata
- Yacimiento AG
- Material
- Sobrecarga
- NF + subsuelo
- Sismo
- Configuración de etapa

Salidas

- Añadir gráfico
- Cimentación: 0
- Total: 0
- Lista de gráficos

Tipo de cimentación: Zapata centrada

Dimensiones

Prof. desde el terreno original: $h_z = 1.50$ [m]

Prof. del fondo de la zapata: $d = 1.50$ [m]

Espesor de la cimentación: $t = 0.50$ [m]

Inclinación del terreno final: $s_1 = 0.00$ [°]

Inclinación del fondo de la zapata: $s_2 = 0.00$ [°]

Nombre: Carga Nro. 1

Fuerza vertical: $N = 17.50$ [kN]

Momento flector: $M_x = 0.00$ [kNm]

$M_y = 11.88$ [kNm]

Fuerza horizontal: $H_x = 5.09$ [kN]

$H_y = 0.00$ [kN]

diseño servicio

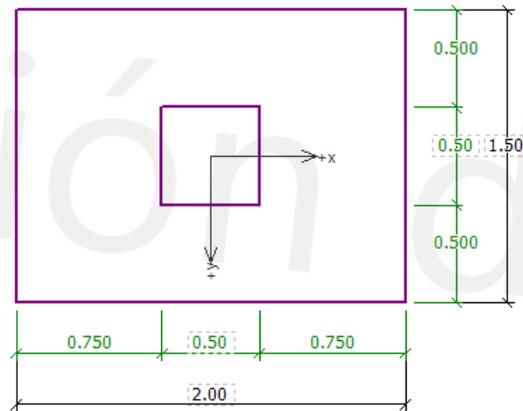
Archivo Editar Entrada Análisis Salidas Configuración Ayuda

Etapa [1]

2D 3D

↕ 🔍

📊 📈 ⚙️



Cuadros

- Proyecto
- Configuración
- Perfil
- Suelos
- Asignar
- Cimentación
- Cargar - LC
- Geometría**
- Fondo de la zapata
- Yacimiento AG
- Material
- Sobrecarga
- NF + subsuelo
- Sismo
- Configuración de etapa

Salidas

- Añadir gráfico
- Geometría: 0
- Total: 0
- Lista de gráficos
- Listado de Anexos
- Copiar vista

Tipo de cimentación: Zapata centrada

Dimensiones básicas

Coordenadas : x = 2.00 [m]
y = 1.50 [m]

Dimensión de columna : c_x = 0.50 [m]
 c_y = 0.50 [m]

Rotación Zapata : α = 0.00 [°]

Diseño de dimensiones

Geometría

Archivo Editar Entrada Análisis Salidas Configuración Ayuda

Etapa [1]

Verificación de la capacidad portante VERTICAL

Forma de tensión de contacto : Rectángulo
 Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1)
 Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1086.77$ kPa
 Tensión extrema de contacto $\sigma = 36.35$ kPa

Factor de seguridad = $29.89 > 3.00$
 Capacidad portante en la dirección vertical **ES SATISFACTORIA**

Verificación de excentricidad de carga

Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.047 < 0.333$
 Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$
 Máx. excentricidad general $e_t = 0.047 < 0.333$
 Excentricidad de carga **ES SATISFACTORIA**

Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL

Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1)
 Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 115.86$ kN
 Fuerza horizontal extrema $H = 5.09$ kN

Analisis : [1]

Encontrar automáticamente los valores max.

— Verificación Capacidad portante vertical — — Verificación Capacidad portante horizontal — — **Verificación de la Capacidad portante** —

Forma de tensión de contacto : Rectángulo Resist. del terreno : pasiva

VERTICAL : ACEPTABLE (10.0%)
HORIZONTAL : ACEPTABLE (13.2%)

Verif. Cap. portante
 Asentamiento
 Dimensionado

Salidas
 Añadir gráfico
 Verif. Cap. portante : 0

Análisis realizado para el caso de carga Nro. 1. (Carga Nro. 1)

Verificación del refuerzo longitudinal en dirección X.

8 perf. Nro. 7, recubr. 75.0 mm

Ancho de la sección transversal = 1.50 m

Profundidad de la sección transversal = 0.50 m

Cuantía del refuerzo $\rho = 0.50 \% > 0.20 \% = \rho_{min}$

Posición del eje neutro $c = 0.03 \text{ m} < 0.18 \text{ m} = c_{max}$

Momento último $\phi M_n = 309.46 \text{ kNm} > 10.96 \text{ kNm} = M_u$

La sección transversal es SATISFACTORIA.

Verificación del refuerzo longitudinal en dirección Y

11 perf. Nro. 7, recubr. 75.0 mm

Ancho de la sección transversal = 2.00 m

Profundidad de la sección transversal = 0.50 m

Cuantía del refuerzo $\rho = 0.52 \% > 0.20 \% = \rho_{min}$

Posición del eje neutro $c = 0.03 \text{ m} < 0.18 \text{ m} = c_{max}$

Momento último $\phi M_n = 425.11 \text{ kNm} > 5.35 \text{ kNm} = M_u$

La sección transversal es SATISFACTORIA.

ANEXO VI

Cotizaciones

ANEXO VII

Documentos Académicos