



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DEL EDIFICIO PARA HOSPEDAJE MUNICIPAL EN LA COLONIA
SAN FRANCISCO Y PUENTE VEHICULAR PARA LA FINCA CHAQUIPUR,
MUNICIPIO DE CHISEC, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ**

Pablo Adolfo Noriega Estrada

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Veliz

Guatemala, noviembre de 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL EDIFICIO PARA HOSPEDAJE MUNICIPAL EN LA COLONIA
SAN FRANCISCO Y PUENTE VEHICULAR PARA LA FINCA CHAQUIPUR,
MUNICIPIO DE CHISEC, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN
PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

PABLO ADOLFO NORIEGA ESTRADA

ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero Spínola de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V	P.A. José Alfredo Ortiz Herincx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Perez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**DISEÑO DEL EDIFICIO PARA HOSPEDAJE MUNICIPAL EN LA COLONIA
SAN FRANCISCO Y PUENTE VEHICULAR PARA LA FINCA CHAQUIPUR,
MUNICIPIO DE CHISEC, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ;**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 23 de noviembre de 2,009.

PABLO ADOLFO NORIEGA ESTRADA



Guatemala 03 de agosto de 2010.
Ref.EPS.DOC.927.08.10.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

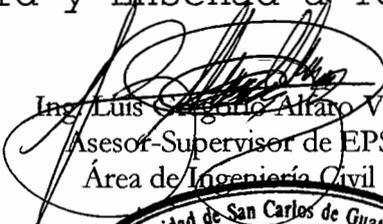
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Pablo Adolfo Noriega Estrada** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200611175**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL EDIFICIO PARA HOSPEDAJE MUNICIPAL EN LA COLONIA SAN FRANCISCO Y PUENTE VEHICULAR PARA LA FINCA CHAQUIPUR, MUNICIPIO DE CHISEC, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ”**.

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Ing. Luis Sargento Alfaro Véliz
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
LGAV/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
26 de octubre 2010

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL EDIFICIO PARA HOSPEDAJE MUNICIPAL EN LA COLONIA SAN FRANCISCO Y PUENTE VEHICULAR PARA LA FINCA CHAQUIPUR, MUNICIPIO DE CHISEC, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Pablo Adolfo Noriega Estrada, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Más de 130^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 03 de agosto de 2010.
REF.EPS.D.578.08.2010

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL EDIFICIO PARA HOSPEDAJE MUNICIPAL EN LA COLONIA SAN FRANCISCO Y PUENTE VEHICULAR PARA LA FINCA CHAQUIPUR, MUNICIPIO DE CHISEC, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Pablo Adolfo Noriega Estrada**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecena de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra

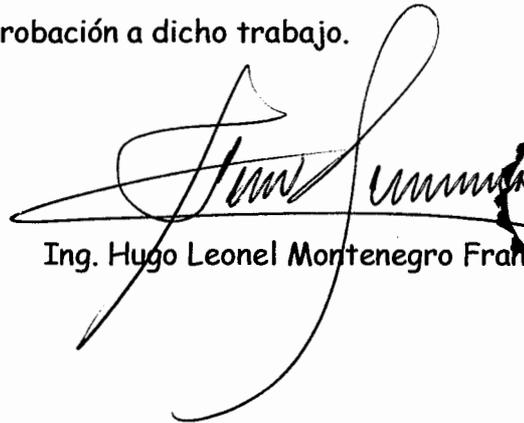




UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Pablo Adolfo Noriega Estrada, titulado DISEÑO DEL EDIFICIO PARA HOSPEDAJE MUNICIPAL EN LA COLONIA SAN FRANCISCO Y PUENTE VEHICULAR PARA LA FINCA CHAQUIPUR, MUNICIPIO DE CHISEC, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre de 2010

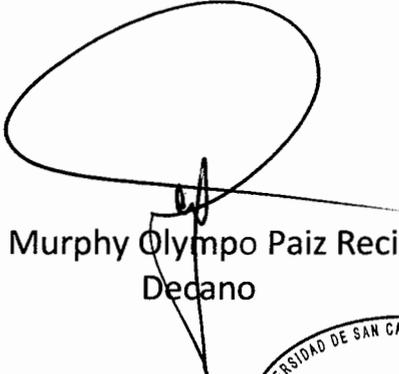
/bbdeb.



DTG. 374.2010

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL EDIFICIO PARA HOSPEDAJE MUNICIPAL EN LA COLONIA SAN FRANCISCO Y PUENTE VEHICULAR PARA LA FINCA CHAQUIPUR, MUNICIPIO DE CHISEC, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ,** presentado por el estudiante universitario **Pablo Adolfo Noriega Estrada,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 17 de noviembre de 2010



/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

**DIOS Y LA VIRGEN
MARÍA**

Por guiar siempre mis pasos y por colocarme siempre en el lugar preciso con las personas indicadas.

MI MADRE

Ana Rubidia Estrada Martínez que con su apoyo, amistad, cariño y alegría me ha enseñado que todas las metas se pueden cumplir.

MI PADRE

Jesús Adolfo Noriega por su apoyo, cariño y enseñanzas de vida.

MI HERMANA

Renata Noriega, por su cariño, amistad y apoyo.

MI HERMANO

Gustavo Noriega, por su cariño, amistad y apoyo.

MIS TÍOS

En especial a Alejandro Estrada, Silvia Estrada y Alfonso Noriega que han sido un ejemplo positivo en mi vida y por su apoyo.

MIS ABUELAS

En especial a Ernestina Martínez (q.e.p.d.).

MI FAMILIA Y AMIGOS EN GENERAL.

AGRADECIMIENTOS A:

AL PUEBLO DE GUATEMALA

Que con el pago de sus impuestos me permitió realizar mis estudios, reconociendo que si no fuera por ellos la Universidad de San Carlos no existiría y las personas como yo, jamás podríamos tener oportunidad de ser profesionales.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

En especial a la Facultad de Ingeniería por brindarme el conocimiento para mi crecimiento personal y profesional.

MIS PADRES

Por brindarme siempre su apoyo, cariño, educación y en especial por ser siempre mi orgullo.

MIS HERMANOS

Por estar siempre a mi lado, por sus consejos y por hacerme sentir alguien afortunado al tenerlos.

INGENIERO LUIS ALFARO

Por guiarme con sus experiencias en la ingeniería civil y compartir sus conocimientos.

MIS AMIGOS

En especial a Rafael Chinchilla, Lucía Rosales, Alejandro Hernández, Pedro Portocarrero, Juan Luis Irving, Héctor Monzón, Luis Fernando Barrera, Gustavo Campos, Guillermo Mejía, Axel Morales y Melvin Figueroa.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	XVII
GLOSARIO	XXV
RESUMEN	XXXVII
OBJETIVOS	XXXIX
INTRODUCCIÓN	XLI

1 FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Aspectos generales	1
1.1.1 Antecedentes históricos	1
1.1.2 Área geográfica de intervención	2
1.1.3 Integración administrativa de la institución	4
1.2 Aspectos y servicios existentes	5
1.2.1 Saneamiento básico	5
1.2.2 Servicios públicos municipales	11
1.3 Actividades económicas y migración laboral	13
1.3.1 Fuentes de empleo	13
1.3.2 Microempresas y comercios	14
1.3.3 Mercado	15
1.3.4 Comercio informal	15
1.3.5 Asistencia técnica y profesional	15
1.3.6 Acceso al sistema de crédito	16

1.4 Organización social, cultural y desarrollo comunitario	16
1.4.1 Organización e inversión de instituciones	16
1.4.2 Organización institucional	18
1.4.3 Aspectos socioculturales	20
1.5 Descripción de necesidades identificadas y priorización de problemas para la colonia La Florida y el barrio El Centro	22

2 FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 DISEÑO DEL EDIFICIO PARA HOSPEDAJE MUNICIPAL EN LA COLONIA SAN FRANCISCO

2.1.1 Descripción del proyecto	27
2.1.2 Localización del terreno	27
2.1.3 Levantamiento topográfico	27
2.1.4 Estudio de suelos	28
2.1.5 Diseño arquitectónico	29
2.1.6 Ubicación del hospedaje municipal en el terreno	30
2.1.7 Selección del sistema estructural a utilizar	30
2.1.8 Diseño estructural	32
2.1.8.1 Análisis estructural	32
2.1.8.1.1 Predimensionamiento	32
2.1.8.1.2 Cálculo de corte basal	36
2.1.8.1.3 Repartición de fuerzas por nivel	39
2.1.8.1.4 Integración de cargas gravitacionales	42
2.1.8.1.5 Determinación de centro de rigidez	56
2.1.8.1.6 Determinación de centro de masa	63
2.1.8.1.7 Torsión	64
2.1.8.1.8 Análisis por el método de kani	77

2.1.8.1.9	Análisis por el método del portal	103
2.1.8.1.10	Análisis por el software SAP	122
2.1.8.1.11	Envolvente de momentos	123
2.1.8.1.12	Cálculo de momentos positivos	123
2.1.8.2	Diseño estructural	125
2.1.8.2.1	Diseño de losas	125
2.1.8.2.2	Diseño de vigas	137
2.1.8.2.3	Diseño de columnas	149
2.1.8.2.4	Diseño de cimentación	161
2.1.9	Diseño de escaleras	167
2.1.10	Presupuesto	174
2.2 DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA FINCA		
CHAQUIPUR		
2.2.1	Descripción del proyecto	191
2.2.2	Levantamiento topográfico	191
2.2.3	Cálculo de caudal máximo	192
2.2.3.1	Método de sección pendiente	192
2.2.4	Estudio de suelos	194
2.2.5	Diseño de puente vehicular	195
2.2.5.1	Datos y especificaciones	195
2.2.5.2	Diseño de superestructura	197
2.2.5.2.1	Diseño de losa	197
2.2.5.2.2	Diseño de vigas	203
2.2.5.2.3	Diseño de diafragmas	213
2.2.5.3	Diseño de subestructura	218
2.2.5.3.1	Diseño de cortina	218
2.2.5.3.2	Diseño de viga de apoyo	223
2.2.5.3.3	Diseño de estribo	229
2.2.5.3.4	Diseño de barandal	233

2.2.6 Presupuesto	236
2.3 EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL	
2.3.1 Estudio de impacto ambiente del edificio para hospedaje municipal	239
2.3.1.1 Diagnóstico de riesgo de impacto ambiental	239
2.3.1.2 Descripción del ambiente físico	239
2.3.1.3 Análisis de vulnerabilidad del entorno	239
2.3.1.4 Consideraciones a tomar	240
2.3.2 Estudio de impacto ambiente del puente vehicular en la finca chaquipur	240
2.3.2.1 Diagnóstico de riesgo de impacto ambiental	240
2.3.2.2 Descripción del ambiente físico	240
2.3.2.3 Análisis de vulnerabilidad del entorno	241
2.3.2.4 Consideraciones a tomar	241
CONCLUSIONES	243
RECOMENDACIONES	245
BIBLIOGRAFÍA	247
APÉNDICE	249
PLANOS DE LOS PROYECTOS	257

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Mapa del municipio de Chisec	3
2. Muestra de suelo un pie cubico	29
3. Muestra cubierta con parafina y protegida para transportar	29
4. Elevación del diseño arquitectónico final	30
5. Distancia admisible entre juntas	31
6. Sección de viga	33
7. Sección de columna	34
8. Planta de edificio	39
9. Elevación en el sentido X	40
10. Elevación en el sentido Y	40
11. Trapecio	43
12. Triángulo	43
13. Área tributaria de cada losa	43
14. Vigas del tercer nivel	46
15. Vigas del segundo nivel	49
16. Cargas muerta y viva del marco No. 1 y No. 12	52
17. Cargas muerta y viva del marco No. 2 y No. 11	53
18. Cargas muerta y viva del marco No. 3 y No. 10	53
19. Cargas muerta y viva del marco No. 4 y No. 9	54
20. Cargas muerta y viva del marco No. 5 y No. 8	54
21. Cargas muerta y viva del marco No. 6 y No. 7	55
22. Cargas muerta y viva del marco No. A y No. D	55

23. Cargas muerta y viva del marco No. B y No. C	56
24. Diagrama del centro de rigidez	63
25. Diagrama del centro de masa	64
26. Diagrama del centro de rigidez y centro de masa	64
27. Cargas laterales del marco 1	69
28. Cargas laterales del marco 2	70
29. Cargas laterales del marco 3	70
30. Cargas laterales del marco 4	71
31. Cargas laterales del marco 5	71
32. Cargas laterales del marco 6	72
33. Cargas laterales del marco 7	72
34. Cargas laterales del marco 8	73
35. Cargas laterales del marco 9	73
36. Cargas laterales del marco 10	74
37. Cargas laterales del marco 11	74
38. Cargas laterales del marco 12	75
39. Cargas laterales del marco A	75
40. Cargas laterales del marco B	76
41. Cargas laterales del marco C	76
42. Cargas laterales del marco D	76
43. Cargas muerta del marco No. 1 y 12	79
44. Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco 1 y 12 (Kg-m)	92
45. Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco 1 y 12 (Kg-m)	92
46. Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco 2,3,4,9,10,11 (Kg-m)	93
47. Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco 2,3,4,9,10,11 (Kg-m)	93

48. Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco 5 y 8 (Kg-m)	94
49. Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco 5 y 8 (Kg-m)	94
50. Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco 6 y 7 (Kg-m)	95
51. Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco 6 y 7 (Kg-m)	95
52. Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco A y D (Kg-m)	96
53. Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco A y D (Kg-m)	96
54. Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco B y C (Kg-m)	96
55. Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco B y C (Kg-m)	97
56. Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco 1 y 12 (Kg-m)	97
57. Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco 1 y 12 (Kg-m)	98
58. Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco 2,3,4,9,10,11 (Kg-m)	98
59. Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco 2,3,4,9,10,11 (Kg-m)	99
60. Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco 5 y 8 (Kg-m)	99
61. Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco 5 y 8 (Kg-m)	100
62. Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco	

6 y 7 (Kg-m)	100
63. Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco 6 y 7 (Kg-m)	101
64. Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco A y D (Kg-m)	101
65. Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco A y D (Kg-m)	102
66. Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco B y C (Kg-m)	102
67. Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco B y C (Kg-m)	102
68. Diagrama de cargas laterales y puntos de inflexión del marco 1	104
69. Diagrama de cargas laterales y puntos de inflexión del marco 1 corte en el tercer nivel	104
70. Diagrama de cargas laterales y puntos de inflexión del marco 1 corte en el segundo nivel	105
71. Diagrama de cargas laterales y puntos de inflexión del marco 1 corte en el primer nivel	105
72. Fuerzas internas del nodo A, marco 1	106
73. Fuerzas internas del nodo B, marco 1	106
74. Fuerzas internas del nodo C, marco 1	107
75. Fuerzas internas del nodo D, marco 1	107
76. Fuerzas internas del nodo E, marco 1	108
77. Fuerzas internas del nodo F, marco 1	108
78. Fuerzas internas del nodo G, marco 1	109
79. Fuerzas internas del nodo H, marco 1	110
80. Fuerzas internas del nodo I, marco 1	110
81. Fuerzas internas del nodo J, marco 1	111

82. Fuerzas internas del nodo K, marco 1	111
83. Fuerzas internas del nodo L, marco 1	112
84. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco 1 al 6 (Kg-m)	113
85. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco 1 al 6 (Kg-m)	113
86. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco 7 (Kg-m)	114
87. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco 7 (Kg-m)	114
88. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco 8 (Kg-m)	115
89. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco 8 (Kg-m)	115
90. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco 9 (Kg-m)	116
91. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco 9 (Kg-m)	116
92. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco 10 (Kg-m)	117
93. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco 10 (Kg-m)	117
94. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco 11 (Kg-m)	118
95. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco 11 (Kg-m)	118
96. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco 12 (Kg-m)	119
97. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del	

marco 12 (Kg-m)	119
98. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco A (Kg-m)	120
99. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco A (Kg-m)	120
100. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco B (Kg-m)	120
101. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco B (Kg-m)	121
102. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco C y D (kg-m)	121
103. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco C y D (Kg-m)	121
104. Envoltorio de momentos y momentos positivos en vigas del marco No. 1 (Kg-m)	125
105. Losas del primer nivel	125
106. Diagrama de momentos balanceados en el sentido X	131
107. Diagrama de momentos balanceados en el sentido Y	132
108. Detalle del armado de losas	137
109. Diagrama de momentos del marco No. 1 (Kg-m)	137
110. Sección de viga A-B del tercer nivel marco 1	138
111. Detalle del armado longitudinal de viga A-B tercer nivel marco 1	141
112. Sección reforzada viga A-B tercer nivel marco 1	143
113. Carga distribuida y factorizada de la viga A-B tercer nivel marco 1	145
114. Fuerza cortante en viga A-B tercer nivel marco 1	146
115. Espaciamiento de estribos y armado final de viga A-B tercer nivel marco No. 1	148

116. Envoltente de momentos en columnas del marco No. 1 (Kg-m)	149
117. Cortes últimos en columnas del marco No. 1 (Kg-m)	149
118. Envoltente de momentos en columnas del marco No. A (Kg-m)	150
119. Cortes últimos en columnas del marco No. A (Kg-m)	150
120. Armado propuesto para la columna A-1 (Kg-m)	157
121. Espaciamiento de estribos y armado final de columna A-1 tercer nivel	161
122. Desplante de zapata	162
123. Área crítica para corte simple	163
124. Área crítica por punzonamiento	164
125. Flexión en los sentidos X y Y	165
126. Armado propuesto de zapata A-1	167
127. Sección A-A' del armado propuesto de zapata A-1	167
128. Criterios tomados para el diseño de escaleras	168
129. Dimensión de escaleras	170
130. Altura de escalera	171
131. Armado propuesto de escalera	173
132. Muestra inalterada de suelo, para puente vehicular.	194
133. Diagrama de momentos en losa	198
134. Armado de losa	203
135. Sección de viga	203
136. Diagrama de cargas vivas en la viga	205
137. Diagrama de fuerzas por cargas vivas	205
138. Refuerzo longitudinal en viga principal	209
139. Diagrama de carga muerta en viga principal	209
140. Diagrama de cargas vivas en viga principal	210
141. Sección de viga principal reforzada	212

142. Sección de diafragma interior	214
143. Refuerzo longitudinal de diafragma interior	215
144. Sección de armado de diafragma interior	215
145. Sección de diafragma exterior	216
146. Refuerzo longitudinal de diafragma exterior	217
147. Sección de armado de diafragma exterior	218
148. Diagrama de presiones de la cortina en viga de apoyo	218
149. Armado de cortina y viga de apoyo	224
150. Diagrama de presiones en estribo	231
151. Diagrama de poste más barandal	234
152. Diagrama de cargas de diseño de poste	234
153. Armado de poste más pasamanos	234

TABLAS

Tendencia de la tierra del municipio de Chisec	4
Población total del municipio por sexo	5
Servicios existentes en el municipio por regiones	7
Tasa neta de escolaridad	12
Indicadores educativos	12
Organización o institución	18
Peso total del edificio	38
Repartición de fuerzas por nivel	41
Vigas del tercer nivel	46
Vigas del segundo nivel	49
Centro de rigidez en el sentido Y	57
Centro de rigidez en el sentido X	58
Centro de rigidez en el sentido Y	59
Centro de rigidez en el sentido X	60
Centro de rigidez en el sentido Y	61
Centro de rigidez en el sentido X	62
Resumen de centro de rigidez por nivel	62
Tercer nivel sentido Y	66
Tercer nivel sentido X	67
Segundo nivel sentido Y	67
Segundo nivel sentido X	68
Primer nivel sentido Y	68
Primer nivel sentido X	69
Primera iteración del método de kani	87
Segunda iteración del método de kani	89
Área de acero en el sentido X	135
Área de acero en el sentido Y	136

XXVIII. Área de acero requerida para los momentos de la viga A-B del tercer nivel marco 1	140
XXIX. Cuadro de cantidades de trabajo	174
XXX. Resumen de materiales de construcción	178
XXXI. Resumen de mano de obra	181
XXXII. Presiones en el estribo	230
XXXIII. Momento estabilizante en estribo	231
XXXIV. Cuadro de cantidades de trabajo	236
XXXV. Resumen de materiales de construcción	236
XXXVI. Resumen de mano de obra	238

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Dimensión corta de la losa.
A	Área de la sección del río.
a_a	Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.
A_E	Área bruta de la sección.
A_n	Área tributaria de un elemento.
A_P	Área de aplastamiento.
As	Área de refuerzo a tracción o compresión.
A_{zh}	Área total de refuerzo transversal colocado dentro del espaciamiento.
A_z	Área de zapata.
b	Dimensión larga de la losa.
B	Ancho del elemento.
Be	Base del edificio.
Bd	Relación de carga permanente mayorada por la carga total mayorada.

B_n	Área tributaria de baños.
b_o	Perímetro de corte de punzonamiento.
C	Coefficiente de vibración.
Ca	Coefficiente para determinar momentos actuantes en losas, lado corto.
Cb	Coefficiente para determinar momentos actuantes en losas, lado largo.
CM	Carga muerta.
Cm	Centro de masa.
Cmax	Contrahuella máxima.
Cmx	Centro de masa en el sentido X.
Cmy	Centro de masa en el sentido Y.
CR	Centro de rigidez.
CV	Carga viva.
Cx	Centro de rigidez en el sentido X.
Cy	Centro de rigidez en el sentido Y.
d	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

D	Factor de distribución.
di	Distancia medida desde el centro de rigidez al marco de análisis.
E	Efecto de carga producidos por el sismo o momentos y fuerzas internas.
Ec	Módulo de elasticidad de concreto.
Ei	Relación entre rigideces y brazo de cada marco.
EI	Rigidez a la flexión de un elemento en compresión.
ex, y	Excentricidad en el sentido x o y.
F	Fuerza de nivel.
Fd	Factor de distribución.
Fe	Fuerza de empuje.
FL	Factor longitudinal.
F_{cu}	Factor de carga ultima.
f'c	Resistencia especificada a la compresión del hormigón.
Fi'	Fuerza o corte traslacional.
Fi''	Fuerza o corte inducido por sismo.
Fm	Fuerza en el nivel del marco.

Ft	Fuerza concentrada en la cúspide.
fy	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
G	Módulo de cortante.
h	Espesor total o altura de un elemento.
Hc	Altura de la columna.
He	Altura total del edificio.
Hx	Altura de nivel.
I	Factor de importancia de la obra después de que actúa el sismo.
I_g	Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide.
I_{ik}	Inercia del elemento.
K	Factor de longitud efectiva.
Kc	Rigidez de columna.
K_m	Rigidez de piso.
K_{ik}	Rigidez de los elementos.
Ks	Coefficiente de sistema estructural.
L	Longitud medida a ejes entre cada pórtico.

L_c	Longitud de confinamiento.
L_{ik}	Longitud del elemento.
l_o	Longitud, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial.
L_v	Longitud de columna.
m	Relación que nos permite verificar si la losa trabaja en uno o en dos sentidos.
M	Momentos de servicio.
M_{b_n}	Momento balanceado.
MCM	Momento producido por carga muerta.
MCV	Momento producido por carga viva.
ME	Momento estabilizante.
MV	Momento de volteo.
M_{ik}	Momentos finales en extremo de cada barra.
M'_{ik}	Influencias de giro.
M''_{ik}	Influencia de desplazamiento.
M_d	Momento de diseño.
MF_{ik}	Momentos fijos.

M_{pr}	Resistencia probable a la flexión de los elementos, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25f_y$ y un factor de reducción de la resistencia ϕ de 1.0.
M_s	Momentos de sujeción.
n	Coefficiente de rugosidad.
P	Perímetro de losa.
P_{cr}	Carga crítica de pandeo.
P'_o	Carga axial de resistencia de la columna.
P_u	Fuerza axial mayorada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción.
P'_u	Carga de resistencia de la columna a una excentricidad.
q	Presión que genera la estructura sobre el suelo.
Q	Caudal.
R	Radio hidráulico.
S	Espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal y refuerzo transversal.

Sm	Pendiente del terreno.
Ss	Coeficiente de suelo.
s_o	Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud l_o .
S₁	Sobre carga aplicada a H/2.
S₂	Sobre carga aplicada a H/3.
t	Espesor de losa.
T	Período fundamental de la estructura.
U	Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o momentos y fuerzas internas.
μ_{ik}	Factores de giro o coeficiente de reparto.
V	Esfuerzo cortante total del diseño en la base o fuerza lateral, corte basal.
V_{act}	Corte actuante sobre el elemento.
Vb	Corte basal.
V_e	Fuerza cortante de diseño correspondiente al desarrollo de la resistencia probable a momentos del elemento.
Vel	Velocidad del río.
V_{ik}	Factores de corrimiento.

V_s	Esfuerzo de valor soporte de suelo.
V_r	Corte resistente del elemento.
W	Peso propio del elemento.
WE	Peso propio estabilizante.
WV	Peso de volteo.
Wcm	Carga muerta superficialmente distribuida.
Wcv	Carga viva superficialmente distribuida.
Wx	Peso por nivel.
Z	Factor de zona sísmica.
P_b	Cuantía de refuerzo A_s evaluada sobre el área bd que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria.
φ	Grado de empotramiento a la rotación en columnas.
σ	Radio de giro.
δ	Magnificación de momentos.
Φ	Factor de reducción.
\emptyset	Diametro de la varilla seleccionada como refuerzo.
@	Separación de estribos a la distancia indicada.

GLOSARIO

AASHTO	Asociación Oficial Americana de Carreteras y transporte.
ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano de Concreto).
Aditivo	Material diferente al agua, cemento hidráulico y agregados empleados, que se adiciona al concreto antes del mezclado o durante el mismo, con el fin de modificar sus propiedades.
Agregado	Material granular como arena, grava, piedra triturada y ceniza de alto horno, usado con un medio cementante para formar concreto hidráulico o mortero.
Alambre	Barra de refuerzo de diámetro pequeño.
Altura de piso	Distancia vertical entre la parte superior de la losa de un piso y la superior de la losa del piso inmediatamente inferior.
Altura del elemento	En un elemento sometido a flexión, distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta la fibra extrema en tensión.

Análisis estructural	Estudio que abarca cálculo para determinar el comportamiento de una estructura a través de los diagramas de momentos, corte y deflexión.
ASTM	American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana para Ensayos y Materiales).
Cargas	Fuerzas u otras acciones resultantes del peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales, movimientos diferenciales y restricciones a la deformación.
Carga de servicio	Todas las cargas, estáticas o transitorias, que se imponen a la estructura, o elemento estructural, debido al uso de la edificación (sin factores de carga).
Cargas gravitacionales	Cargas que actúan hacia abajo y que son causadas por la aceleración de la gravedad, actuando sobre la masa de los elementos, generando las cargas muertas y vivas.
Cargas muertas	Son aquellas cargas que no varían con el tiempo o su variación es de poca magnitud u ocasional.

Cargas vivas	Son aquellas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no incluyen las cargas de construcción o ambientales como las producidas por viento, nieve, lluvia, sismo, inundación o las cargas muertas.
Cemento	Material que cumple con lo especificado en las normas ASTM correspondientes, empleando como cementante por si mismo en el concreto, ya sea cemento portland, cemento hidráulico adicionado, cemento expansivo o estos materiales en combinación con cenizas volantes, puzolanas, escoria siderúrgica y humo de sílice, individualmente o combinados.
Cimentación	Cualquier parte de la estructura que sirva para transmitir las cargas al suelo subyacente o para contenerlo.
Columna	Elemento vertical con una relación de altura a menor dimensión lateral mayor de tres, empleado primordialmente para soportar cargas axiales de compresión.
Combinaciones de Carga de diseño	Combinaciones de las fuerzas y cargas mayoradas.
Concreto	Mezcla de cemento portland y cualquier otro cemento hidráulico, agregados finos, agregados grueso y agua, con o sin aditivos.

Concreto ciclópeo	Combinación de concreto de cemento de baja resistencia y piedras grandes de tamaño no mayor de 30 centímetros.
Cortante	Fuerza interna que actúa tangencialmente al plano, llamada también tensión diagonal.
Diafragma	Viga que van colocadas transversalmente a las vigas principales, su función es no permitir el movimiento lateral de las mismas.
Dosificación de mezcla	La proporción en que se combinan los ingredientes del concreto que conduce al empleo más económico de los materiales que producen un mortero o un concreto con las propiedades requeridas.
Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
Esfuerzo	Intensidad de fuerza por unidad de área.
Estribo	Refuerzo usado para resistir esfuerzos cortantes y torsión en un elemento estructural; generalmente barras, alambres, o mallas de alambre en sección simple ó dobladas en L, U, o en forma rectangulares y localizadas perpendicularmente al refuerzo longitudinal o en ángulo con el mismo.

Estribo de confinamiento	Estribo cerrado, o estribo continuo enrollado en espiral. Los estribos de confinamiento pueden componerse de varios elementos, pero todos ellos deben tener ganchos sísmicos en sus extremos
Estribo de puentes	Apoyos extremos del puente, que además de soportar cargas de la superestructura, sirven de contención de las tierras de los terraplenes de acceso.
Factor de carga	Factor que multiplica las cargas de servicio para obtener las cargas mayoradas en el método de diseño por resistencia y que tiene en cuenta los efectos de: las desviaciones entre la carga real y la carga nominal, las incertidumbres en el análisis que transforma la carga en un efecto de carga, y a la probabilidad de ocurrencia simultanea de mas de un evento extremo de carga.
Factor de reducción	Coeficiente menor que la unidad empleado para reducir la resistencia nominal y convertirla en resistencia de diseño.

Formaleta	Construcción temporal para contener el concreto en estado plástico mientras endurece y que le da la forma del elemento a medida que el concreto fragua. Incluye el molde o superficie que esta en contacto con el concreto, los elementos de soporte y arriostramientos necesarios.
Fuerzas sísmicas	Fuerzas sísmicas horizontales correspondientes a la apropiada distribución en la altura de la edificación del cortante sísmico en la base, para el diseño sismo resistente.
Fuerzas y cargas Mayoradas	Fuerzas y cargas nominales especificadas multiplicadas por los factores de carga prescritos
Gancho sísmico	Gancho en el extremo de un estribo, estribo suplementario o estribo de confinamiento, con un dobléz no menor a 135° con una extensión mayor a seis diámetros de barra que abraza al refuerzo longitudinal y se proyecta hacia el interior del estribo.
Hormigón armado	Hormigón estructural con armadura no pretensada o acero de pretensado en una cantidad mayor o igual que la mínima especificada en el presente documento.

Hormigón Colado In Situ	Hormigón que se coloca en el lugar que ocupará definitivamente en la estructura mientras aún se encuentra en estado plástico.
Impacto	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
Longitud de desarrollo	Longitud necesaria para que el refuerzo embebido en el concreto desarrolle la resistencia de diseño en la sección crítica.
Losa	Parte plana superior de un piso de concreto reforzado soportada por viguetas, vigas o columnas, de espesor uniforme o variable.
Luz	Distancia horizontal entre los apoyos de un elemento estructural horizontal como una losa, viga ó vigueta.
Luz libre	Espacio horizontal o vertical sin obstrucciones.
Módulo de elasticidad	Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite elástico del material.

Momento flector	Producto de una fuerza y la distancia de ésta a un eje particular, produciendo flexión en un elemento estructural. El efecto de flexión en cualquier sección del elemento estructural es igual a la suma algebraica de los momentos causados por las fuerzas horizontales y verticales, con respecto al eje centroidal de la sección del elemento actuando sobre un cuerpo libre del miembro.
Momento negativo	Momento flector que produce esfuerzos de tensión en la parte superior de la sección de un elemento horizontal y que requiere la colocación de refuerzo a flexión en la parte superior del elemento.
Momento positivo	Momento flector que produce esfuerzos de tensión en la parte inferior de un elemento horizontal y que requiere la colocación de refuerzo a flexión en la parte inferior de la sección del elemento.
Neopreno	Material parecido al caucho, el cual permite una homogeneidad en la unión de la viga principal con la viga de apoyo.
Peso	Fuerza vertical hacia abajo experimentada por una masa, cuando es sometida a la aceleración de la gravedad. El peso es igual al valor de la masa multiplicada por la aceleración de la gravedad.
Puente	Obra que se construye para salvar un obstáculo, dando así continuidad a una vía.

Planos del proyecto	Planos que en conjunto con las especificaciones del proyecto describen toda la información necesaria para llevar a cabo el trabajo requerido por los documentos contractuales.
Pórtico	Parte de una estructura compuesta por columnas y vigas.
Predimensionar	Efecto de colocarle dimensiones a los miembros estructurales de forma parcial.
Recubrimiento	Espesor de concreto entre una barra de refuerzo y la cara exterior más cercana del elemento de concreto.
Refuerzo	Barra de acero, alambre, o mallas de alambre, embebidas en el concreto de una manera tal que los dos materiales actúen en conjunto para resistir las fuerzas.
Refuerzo a compresión	Refuerzo colocado para resistir esfuerzos de compresión inducidos por los momentos flectores que actúan sobre el elemento.
Refuerzo a flexión	Refuerzo provisto para resistir la tensión inducida por los momentos flectores que actúan sobre la sección del elemento.
Refuerzo a corte	Refuerzo diseñado para resistir el cortante.

Refuerzo longitudinal	Refuerzo colocado de forma paralela al eje longitudinal del elemento.
Refuerzo transversal	Refuerzo perpendicular al eje longitudinal del elemento, comprende estribos, flejes y espirales entre otros.
Resistencia	Propiedad que tiene un elemento para aguantar una carga o fuerza.
Resistencia de diseño	Producto de la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia.
Rigidez	Propiedad de un elemento que no permite que se doble.
SAP	Structural Analysis Program (Análisis dinámico y estático de estructuras por el método de elementos finitos)
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Subestructura	Conjunto de elementos que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.

Superestructura	Constituida en términos generales por las vigas de puente, diafragmas, tablero, aceras, postes, pasamanos, capa de rodadura ó durmientes, rieles, etc
Terraplén	Montículo largo y plano hecho de tierra para sobrellevar una superficie de rodaje sobre una depresión o hasta alcanzar el borde de un puente.
Viga	Elemento estructural horizontal, o aproximadamente horizontal, soportado en un punto o más puntos, pero no en toda su longitud, que soporta carga transversal y que se ve sometido principalmente a flexión.
Viga de apoyo	Viga transversal, en la cual se apoyaran las vigas principales del puente.
Volteo	Momento de la fuerza horizontal, que tienden a voltear el estribo respecto al borde exterior.
Zapata	Elemento estructural que hace parte de la cimentación y que transmite las cargas directamente al suelo. Puede ser la aplicación de una columna en la base, un muro de concreto reforzado o varias columnas en una zapata combinada.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación contiene los aspectos relacionados con el diseño de dos proyectos de infraestructura durante el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) realizado en el municipio de Chisec del departamento de Alta Verapaz. Se desarrollaron los diseños del edificio para hospedaje municipal en la colonia San Francisco y del puente vehicular para la finca Chaquipur.

En el primer capítulo se hace un estudio monografía del municipio de Chisec, así como, de los aspectos más relevantes del municipio.

El segundo capítulo el cual contiene los diseños del edificio para hospedaje municipal y del puente vehicular, los cuales fueron una propuesta del coordinador de la oficina municipal de planificación y del alcalde municipal. Con el edificio para hospedaje municipal se pretende generar ingresos a los habitantes y a la municipalidad al de dar a conocer los lugares turísticos del municipio y así aumentar el turismo; así mismo, con el diseño del puente vehicular se pretende aumentar el comercio entre el casco urbano del municipio y la finca Chaquipur.

De acuerdo a la propuesta del edificio para hospedaje municipal en la colonia San Francisco se realizó los estudios de topografía, estudio de suelos, diseño estructural, planos, presupuesto y evaluación de impacto ambiental.

Asimismo para el puente vehicular en la finca chaquipur se manejó el estudio topográfico, suelos, hidrológico, planos, presupuesto y evaluación de impacto ambiental.

OBJETIVOS

GENERALES

1. Contribuir con el desarrollo del municipio a través del diseño de dos proyectos de infraestructura.
2. Diseñar edificio para hospedaje municipal para la colonia San Francisco, municipio de Chisec, Alta Verapaz.
3. Diseñar puente vehicular para la finca Chaquipur, municipio de Chisec, Alta Verapaz.

ESPECÍFICOS

1. Obtener datos actualizados y confiables del municipio de Chisec, para realizar una investigación monográfica en la cual se puedan priorizar y tomar en cuenta las necesidades del municipio.
2. Generar mayor comercio para la población y dar a conocer los lugares turísticos del municipio, tomando en cuenta la construcción de la franja transversal del norte y del hospital municipal de Chisec.
3. Facilitar el tránsito peatonal y vehicular para aumentar el comercio de productos básicos de los habitantes de la finca Chaquipur, a través del diseño del puente vehicular.
4. Comparar la memoria de cálculo de los dos proyectos con software de computadora.

5. Realizar estudio topográfico del área de intervención para obtener los desniveles del terreno para cada proyecto.
6. Obtener una muestra inalterada de suelo de cada proyecto.
7. Elaborar planos, presupuesto y evaluación de impacto ambiental para cada uno de los proyectos.

INTRODUCCIÓN

Este proyecto tiene como finalidad la planificación del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), con los resultados obtenidos de la realización del diagnóstico en aldeas, caseríos, colonias, barrios y propuestas de la municipalidad, se ha tomado como prioridad proyectos de infraestructura.

Se analizó y determinó la necesidad de planificar y diseñar el hospedaje municipal debido a que actualmente existe un alto nivel de morosidad en el pago de las cuotas del servicio de agua, por lo cual la municipalidad no logra cubrir sus costos de operación y mantenimiento, es por ello que la municipalidad ha propuesto el hospedaje municipal con el fin de generar ingresos monetarios al mismo tiempo beneficiar al sector comercial. Con el hospedaje municipal se quiere dar a conocer los lugares turísticos de la laguna de Sepalau, cuevas de Candelaria, grutas de B'omb'il Pek (piedra pintada), extensas cuevas, lagunas, ríos subterráneos, montañas rocosas, bosque tropical virgen, hábitat de jaguares, tucanes y otras especies amenazadas. Tomando en cuenta que se realizará la franja transversal del norte y hospital municipal.

El segundo proyecto priorizado es el diseño del puente vehicular de una vía, para la finca Chaquipur, ya que en época de lluvia se dificulta el ingreso y egreso peatonal y vehicular, no existiendo la posibilidad de llevar al centro de salud a las personas enfermas. El proyecto pretende facilitar el comercio de productos y el desarrollo de la finca Chaquipur.

1 DATOS MONOGRÁFICOS DEL MUNICIPIO DE CHISEC

1.1 Aspectos generales

1.1.1 Antecedentes históricos

Existen dos conceptos de la palabra Chisec, “Chi” que significa (lugar seco u orilla) y “sec” que significa (navajuales), por lo tanto antiguamente se definía a Chisec como “Orillas de los Navajuales”.

Se tiene conocimiento que los primeros habitantes de esta tierra de promisión, fueron de la época de las cavernas, ya que dejaron plasmada su estancia en este lugar en las cuevas de Bombil Pek en bellas pinturas primitivas denominadas “rupestres”.

Luego fue habitado por aborígenes acaláes y indios lacandones, pero se ignora su nombre antiguo y no se cuenta con mayores datos sobre el poblado durante los períodos indígena ni hispánico. Sin embargo, el cronista Cortés y Larraz hizo mención por primera vez de este lugar como “Chisec” en los años 1768 y 1770.

El pueblo de Chisec se organizó ya formalmente con vecinos que emigraron en su mayoría, del municipio de San Pedro Carchá, constituyéndose como Primer Intendente Municipal, el señor JOSE CAAL, quien sufrió juntamente con sus colaboradores el difícil acceso a la Cabecera Departamental, ya que solo había un camino que comunicaba al municipio de San Pedro Carchá, vía Campur.

Según el informe del Instituto Geográfico Nacional -IGN-, Chisec no apareció en la nómina de ciudades, villas, municipios o pueblos del Reino de Guatemala, cuando se realizó la división territorial del Estado de Guatemala en el año 1836. En el año de 1,882, figuró por primera vez en la tabla de distritos electorales, pero la primera vez que se le menciona como “Municipio”, fue el año 1892, año del que partieron para formar su propia historia.

1.1.2 Área geográfica de intervención

Localización geográfica:

Chisec es el segundo municipio de Alta Verapaz, más grande en extensión territorial, los linderos de este municipio fueron establecidos hasta en el 1972, por medio de un Acuerdo Gubernativo durante el Gobierno del Coronel Carlos Manuel Arana Osorio, de fecha 25 de septiembre del 1972, que fue publicado en el Diario Oficial, por las inconformidades que existían entre los municipios de Santa María Cahabón y San Pedro Carchá, ambos de este departamento, al existir controversia entre estos dos municipios con relación al límite jurisdiccional. Este Acuerdo Gubernativo, al establecer los límites de dichos municipios, hizo mención de los ríos Cahabón, Semococh, Chajmaic, para formar el río Sebol. Chisec se encuentra situado al Nor-Oriente de la ciudad de Cobán, cabecera del departamento de Alta Verapaz., la topografía del municipio es en un cincuenta por ciento que brada y en el otro cincuenta por ciento plana.

El municipio se encuentra ubicado dentro de los límites siguientes: al norte limita con Sayaxché al sur con Cobán y Carchá al este con Chabón, Fray Bartolomé de la Casas, al oeste con Cobán, Uspantan y México.

Número Geográfico 16-13 Latitud 15° 48' 45" Longitud 90° 17' 25"
Densidad 33 personas por Km² Grupos étnicos K'iche, kaqchiquel, Man,
Q'eqchí Idiomas Q'eqchí (predominante) y Español.

Figura 1. Mapa del municipio de Chisec



Fuente: Oficina Municipal de Planificación, Municipalidad de Chisec.

Extensión territorial y altitud:

La extensión territorial del municipio es de 1,481.43 kilómetros cuadrados y se encuentra a una altura de 230 metros sobre el nivel del mar, su topografía variada permite que se contemplen varios accidentes geográficos e hidrográficos. Dista este municipio de la cabecera departamental 76 kilómetros, de la cabecera municipal a la capital 293 Km. Su área rural la conforma 205 lugares poblados.

Clima:

El clima es muy húmedo subtropical cálido, lo que constituye áreas de producción de especies maderables, orquídeas y árboles frutales.

1.1.2 Integración administrativa de la institución

Chisec es un municipio con una alta demografía razón que ha obligado a conformar la organización política administrativa de la siguiente forma: 13 micro regiones entre ellas: Sesuchaj, Chiséc urbana, Chiséc Rural, Sejux Xuctzul, Samaria, Semuy, Lomas del Norte, Playitas, Carolina Canlech, Chiquibul, Sejix y Samococh, a cada uno con sus comunidades y un total de 158 comunidades que poseen la tierra en forma mancomunada, al haber sido adjudicadas en calidad de Patrimonio Agrario colectivo, además se compone de una buena cantidad de fincas particulares.

Tabla I. Tendencia de la tierra

TENDENCIA DE LA TIERRA	
<i>Aldeas</i>	86
<i>Caseríos</i>	53
<i>Fincas</i>	6
<i>Barrios</i>	6
<i>Colonias</i>	8
<i>Lotificaciones</i>	1
<i>Lugares poblados</i>	160
<i>Familia.</i>	12 658
<i>Vivienda</i>	11 039
<i>Población Total</i>	82 231

Fuente: Oficina Municipal de Planificación, Municipalidad de Chisec.

Población:

Tabla II. Población total del municipio por sexo

Municipio	13	Chisec					
Departamento	16	Alta Verapaz					
Región	II	Norte					
Aldeas	86	Caseríos	53	Fincas	6		
Población	Total	%		Hombres	%	Mujeres	%
Total año 2009	82 231	100		43 313	52.6	38 918	47.3
Cabecera municipal	8 885	10.8		4 759	53.5	4 126	46.4
Área rural	73 346	89.2		38 554	52.5	34 792	47.4
Económicamente activa (9 años y más)	46 456	100		4 495	52.7	21 961	47.2
Población escolar (5-14 años)	22 888	100		11 946	52.1	10 942	47.8

Fuente: Oficina Municipal de Planificación, Municipalidad de Chisec.

1.2 Aspectos y servicios existentes

1.2.1 Saneamiento básico

Agua potable:

El agua potable es un servicio vital para el ser humano que hace posible que los habitantes del municipio tengan condiciones de salubridad y permite generar desarrollo en la comunidad, por el tipo de suelo del lugar, no es posible la perforación de pozos aunque existen estudios al respecto. Chisec no cuenta con el servicio de agua potable.

Agua entubada:

En el municipio, el servicio de agua entubada consiste en llevar a cada hogar de los habitantes y por medio de las tuberías instaladas para el efecto, pero sin el proceso de cloración para el consumo humano. La cobertura del servicio es deficiente; según encuesta realizada en mayo de 2008, el 95% de la población posee el servicio de agua entubada en el casco urbano y el 14% de la población posee el servicio de agua entubada en el área rural, significa que en el área urbana el 86% buscan alternativas para satisfacer esta necesidad, tales como: pozos perforados con tecnología tradicional, chorros y tanques públicos, nacimientos, ríos, lagunas y de agua pluvial.

Durante los meses de febrero, marzo y abril el agua tiende a escasear, esto provoca problemas de salud y no permite mejorar las condiciones de vida.

Drenajes:

La respuesta al servicio sanitario en Chisec sigue siendo un problema debido al tipo de suelo, la topografía, y las fuentes de agua que hay; principalmente por los ríos, en la mayoría de aldeas y caseríos se usan letrinas, por lo difícil de construir fosas sépticas.

El servicio de drenajes debería ir de la mano con el servicio de agua potable, sin embargo no es así, la introducción de drenajes es difícil por el tipo de suelo de la región. Son pocos los caseríos y aldeas que cuentan con este servicio, como bien se sabe Chisec es uno de los municipios priorizados con un alto índice de pobreza, y los factores que lo caracterizan como, por ejemplo el número de comunidades el tipo de suelo y la topografía entre otros contribuyen a la poca proyección sobre sus comunidades, es imposible poder atender las

necesidades básicas de ciento cincuenta comunidades y aun más cuando los proyectos de los servicios de agua y drenaje oscilan entre altos costos.

Energía eléctrica:

Se determinó que el 90% del área urbana disponen de energía eléctrica proporcionada por Distribuidora de Energía de Oriente Sociedad Anónima (DEORSA).

Para el área urbana el 12% dispone de energía eléctrica, en el año 2003 la Distribuidora de Energía de Oriente, Sociedad Anónima (DEORSA) trabaja para proporcionar el servicio a las comunidades rurales como parte del Plan de Electrificación Rural (PER).

Tabla III. Servicios existentes en el municipio por regiones

No.	Región – Canlech	Agua	Drenajes	Electricidad
1	Canlech		X	X
2	Cruce del Pato		X	X
3	Linterna 1		X	X
4	Linterna 2		X	X
5	Serranía Los Mayas			
6	Nueva Samaritana	X	X	X
7	Tzulul Q'eqchi'	X	X	X
No.	Región – Carolina	Agua	Drenajes	Electricidad
1	Carolina	X	X	X
2	El Paraiso			X
3	Nuevo Edén			
4	Palestina		X	
5	Yalchactí		X	
6	Getzemaní			
7	Camar			
8	Paraiso II			
9	Las Papayas			

Continuación de tabla III

No.	Región – Chiquibul	Agua	Drenajes	Electricidad
1	Chiquibul		X	X
2	Aurora 8 de Octubre		X	X
3	Babilonia			
4	Cerro Azul	X	X	
5	Nueva Isla del Norte			X
6	El Quetzal	X	X	X
7	Las Promesas		X	
8	Limón Imperial			X
9	Limón Norte		X	X
10	Limón Sur		X	X
11	Nueva Tierra	X		X
12	Pozo Seco	X	X	X
13	San Luis Chiquito			
14	San Luis Icbolay			
15	Nuevo Sinaí		X	
16	Nacimiento Rubelsa			
17	La Libertad			
18	Agua Subterranea			
No.	Región – Chisec Rural	Agua	Drenajes	Electricidad
1	Canaán			X
2	Chaquiquiche			
3	El Esfuerzo		X	
4	Guadalupe Yalicar			
5	Las Ruinas			
6	Rubelho		X	
9	Santa Rosa			
10	Seguachil		X	X
11	Sepalau		X	X
12	Sepoc 1		X	
13	Sepoc 2	X		
14	Setzac		X	
15	Setzi		X	X
16	Vista Hermosa		X	X
17	Setzac Catalpeck			
18	Yalicoc			
19	Porvenir II			
20	La Planada Corraltzu			

Continuación de tabla III

No.	Microregión Playitas	Agua	Drenajes	Electricidad
1	Playitas		X	X
2	Isla del Remolino		X	
3	Mercedes 1		X	
4	Mercedes 2		X	
5	Quimala			
6	Rubelsanto	X	X	X
7	San Francisco La Victoria			
8	San Francisco Las Mercedes			
9	Tierra Blanca		X	
10	Tierra Linda	X		X
11	Tierra Negra 1		X	
12	Verapaz	X	X	X
13	San Pedro Limón		X	
15	San Miguel Limón		X	X
16	La Libertad			
17	Nuevo Sinai			
18	Nacimiento Rubel			
No.	Región – Samococh	Agua	Drenajes	Electricidad
1	Samococh	X	X	X
2	Caquiha		X	X
3	Chinaboquil			X
4	Chinahá Zapotillo		X	
5	Coyombalam		X	X
6	Las Palmas		X	X
7	Las Rocas			
8	Sesajal Las Pacayas		X	X
9	Sibicte			X
10	Siguanhá			
11	Tamarindo			X
12	Ticarillo			X
13	Trece Aguas		X	X
No.	Región – Sejix Cantzul	Agua	Drenajes	Electricidad
1	Sejix Cantzul			
2	Camposanto 1			
3	Camposanto 2			

Continuación de tabla III

4	Guapinol			
5	Sexomuxán 1		X	
6	Sexomuxán 2			
7	Semax			
8	Sepocil			
9	Tapilá			
10	Sequixpec			
No.	Región – Sejux Xuctzul	Agua	Drenajes	Electricidad
1	Sejux Xuctzul	X	X	X
2	Santa Marta	X		
3	San Francisco			
4	Carreche Sechina	X		
No.	Región – Semuy (13)	Agua	Drenajes	Electricidad
1	Semuy	X		X
2	Los Encuentros		X	
3	Manantial		X	X
4	Pecajba	X	X	X
5	San Simón	X	X	X
6	Sechinapemech		X	
8	Chaquipur (finca)			X
No.	Región – Sesuchaj	Agua	Drenajes	Electricidad
1	Sesuchaj	X	X	X
2	Cajcan			
3	Limón Yalicar		X	X
4	Pecuilix			
5	Sehubub		X	X
6	Semox Yalihar	X		X
7	Seraxquen	X	X	X
8	Semox Setinta			X
9	La Bendición (Baldío)			
No.	Región – Urbana	Agua	Drenajes	Electricidad
1	Nazareth	X		X
2	Sector Sur	X		X
3	El Mitch			
4	San Francisco	X		X
5	El Zapote			
6	Nueva Esperanza	X		

Continuación de tabla III

7	San Pablo	X		X
8	La Florida	X		X

Fuente: Oficina Municipal de Planificación, Municipalidad de Chisec.

De acuerdo a la información obtenida los servicios que más se prestan en las aldeas y caseríos son los de electricidad y drenajes, de las regiones estudiadas solo 35 cuentan con el servicio de agua potable, 64 con servicio sanitario y 60 cuentan con el servicio de energía eléctrica. Por lo cual, se concluye que el servicio de agua potable sigue siendo uno de los problemas principales para Chisec.

1.2.2 Servicios públicos municipales

Salud:

Para atender a la población total se cuenta con:

- 1 centro de salud tipo B en el área urbana.
- 72 centros de convergencia en el área rural.

La tasa de natalidad se sitúa en 35.04 por cada mil habitantes; mortalidad 2.68 por cada mil habitantes; mortalidad infantil 17.85 por cada mil habitantes y el crecimiento vegetativo 32.36 por cada mil habitantes. La tasa de fecundidad es de 83.65. La tasa de mortalidad infantil es de 15.79% la tasa de mortalidad materna es de 236.87% y la tasa de mortalidad general es del 2.07%.

Educación:

Con relación al tema de educación en el área urbana funcionan 3 escuelas de preprimaria, 4 de primaria, 6 institutos básicos y 2 diversificados.

En el área rural 13 escuelas de preprimaria, 115 de primaria y 3 institutos de secundaria. El índice de analfabetismo es de 73.0 %.

Tabla IV. Tasa neta de escolaridad

NIVEL	HOMBRES	MUJERES
Preprimaria	4.36%	4.14%
Primaria	75.65%	70.79%
Básico	1.74%	1.49%
Diversificado	0%	0%

Fuente: Oficina Municipal de Planificación, Municipalidad de Chisec.

Tabla V. Indicadores educativos

Nivel	Déficit Neto de Cobertura	Aprobados	No aprobados	Deserción
Pre-primaria	95.75%	78.3%	21.7%	1.19%
Primaria	26.70%	72.36%	27.64%	34.06%
Básico	98.38%	55.83%	44.17%	18.91%
Diversificado	100%	0%	6%	6%

Fuente: Oficina Municipal de Planificación, Municipalidad de Chisec.

Vías de acceso y transporte:

La cabecera municipal de Chisec está situada a una distancia de 290 kilómetros de la Ciudad Capital, sobre una carretera totalmente asfaltada, hasta llegar al parcelamiento Raxruhá y a una distancia de 76 kilómetros de la cabecera departamental; para comunicarse con el departamento del Petén, existe carretera asfaltada, vía Raxruhá, Sayaxché y Santa Elena Petén, hasta las ruinas de Tikal, la cual se compone de aproximadamente unos doscientos kilómetros de longitud; para comunicarse con el departamento del Quiché, se toma la ruta de la Franja Transversal del Norte, hasta llegar al municipio de Barillas del departamento de Huehuetenango; para comunicarse con la ciudad de Cobán, existe otra carretera que partiendo de San Pedro Carchá, pasa por el

Pajal, Seból, Raxruhá, hasta llegar a la cabecera municipal, con una distancia aproximada de ciento sesenta kilómetros y por último, existe la carretera Franja Transversal del Norte que comunica a Chisec, con el municipio de Fray Bartolomé de las Casas, con una longitud aproximada de sesenta kilómetros; además existe un regular número de carreteras, que comunican con las comunidades del municipio.

Para llegar al municipio de Chisec se cuenta con una carretera principal de 74 kilómetros asfaltada de Chisec a Cobán, Alta Verapaz. Internamente existen 183 kilómetros de carreteras de terracería que comunica con las principales aldeas y caseríos del municipio.

El transporte colectivo tiene seis líneas cuyo destino principal es la ciudad de Cobán, con servicio cada hora de 3:00 a 16:00.

1.3 Actividad económica y migración laboral

1.3.1 Fuentes de empleo

El municipio cuenta con pocos avances para fomentar el empleo de la población, pues la mayoría de los pobladores son de etnia maya, esta condición los hace vulnerables a privarse de la oportunidad de ingresar a la escuela, a competir con los migrantes de otros municipios, y a la oportunidad de postularse en un cargo público o en una empresa privada. En los casos conocidos los pobladores laboran como jornaleros en fincas o en parcelamientos propios; en el casco urbano laboran como dependientes de mostrador en tiendas, ferreterías, heladerías, y si bien les va como pilotos de microbuses, conserjes o guardias de seguridad.

Aunque en la actualidad se está dando un fenómeno conocido como agroturismo, en donde interactúan los turistas nacionales y extranjeros con los pobladores, ya que buscan la convivencia de la naturaleza biológica de los cultivos hortícolas o forestales, dando un recorrido entre los cultivos establecidos y a la vez describiéndolos en su totalidad, de cómo los cuidan, como abonan y qué tipo de abono utilizan, los usos que se dan provenientes de la cosecha y finalmente invitan a degustar de una merienda típica de la región con lo que logran ventas e ingresos para sustentarse ellos mismos.

1.3.2 Microempresas y comercios

La mayoría de los lugares poblados cuentan con servicios de tiendas (no completas pero si con insumos de consumo diario como azúcar, café, arroz, sal, especias para condimentar, etc.) así también productos como gaseosas, jugos enlatados o en cajita, ventas de ropa.

Solo en la cabecera municipal o casco urbano se aprecian microempresas como ferreterías, heladerías, librerías, fotocopiadoras, servicio de transporte (microtaxi), comedores, hospedajes, hoteles, servicio de internet (3) distribuidoras de electrodomésticos, agencias bancarias, dentistas, radioemisoras locales, la tasa de crecimiento anual es de 7.8% total, Urbana es del 2.5% y Rural es del 5.3%. El ingreso per cápita es de Q. 4.71.

La producción del municipio se basa en la agricultura de especias para autoconsumo y el cultivo de cardamomo para la exportación.

La ganadería en pequeña escala es parte importante en la vida de las familias del área rural. Las fincas grandes se dedican a la producción de

ganado vacuno en gran escala. En las diferentes regiones existen plazas principales en donde se realizan las actividades de comercialización.

Productos principales:

- Uso interno: Maíz, frijol, chile, arroz, sandía, papaya, melón, aves de corral.
- Nacional: Maíz, frijol, chile, arroz, ganado vacuno y porcino.
- Exportación: Cardamomo, ganado vacuno.

1.3.3 Mercado

El mercado municipal está ubicado en la parte posterior de la municipalidad, conformado por dos niveles, en el cual se podrá encontrar objetos típicos, calzado, objetos para la concina y diversos platos típicos del municipio. El mercado se encuentra abierto de 6:00 hasta las 17:00 horas de lunes a sábado y el domingo son pocos los negocios abiertos.

1.3.4 Comercio informal

Dentro de estos podemos describir el mercado informal que se instala frente a la municipalidad los días sábados para vender verduras y platos típicos del municipio (caldo de gallina, Kaq ik, chepitos, tayuyos, arroz con leche, etc).

1.3.5 Asistencia técnica y profesional

La asistencia técnica para los comunitarios y residentes del casco urbano del municipio ha comenzado a cambiar, ya que la Universidad de San Carlos de Guatemala manda estudiantes a terminar su práctica profesional

antes de graduarse para poder brindar un apoyo y orientación en base a los estudios obtenidos en la Universidad, además la población también puede contar con la orientación del personal administrativo de la municipalidad y de la Oficina Municipal de Planificación.

1.3.6 Acceso al sistema de crédito

Las instituciones que están en la cabecera municipal como agencias bancarias, prestan servicios de crédito, pero como todo trámite es requisito principal la posesión del inmueble o bien, ser cuentahabientes de la misma entidad, por otra parte solamente aquellos que presentan ingresos acordes, permiten la posibilidad de lograr extinguir el crédito antes solicitado. Por otra parte hay personas que prestan cierta cantidad de dinero con el único requisito de que abonen a capital en las fechas pactadas por convenio de palabra (aunque respaldados por los papeles de propiedad sobre el terreno o vehículo).

1.4 Organización social, cultural y desarrollo comunitario

1.4.1 Organización e inversión de instituciones sociales e indígenas

Comprende las organizaciones cuyos integrantes se agrupan con la finalidad de realizar actividades de beneficio común que tiendan a mejorar el nivel de vida de la población, estos se integran en:

Comités:

Es un conjunto de personas que se unen de mutuo acuerdo, para llevar a cabo una obra o proyecto de interés colectivo y comunitario. Es el tipo de organización más sencillo y básico que existe para el desarrollo de las comunidades.

En el municipio solicitan apoyo a la Municipalidad y otras instituciones para la solución de necesidades de salud, educación, vivienda y legalización de tierras de cada una de ellas, los comités han servido para el desarrollo de las mejoras en las comunidades. Se estableció que de 240 comunidades, 158 tienen un comité de desarrollo registrado en la Municipalidad, esto representa el 54%.

En el 2002 surgen los Consejos Comunitarios de Desarrollo (COCODES) con el objeto de promover, facilitar, apoyar la organización, participación efectiva de la comunidad y sus organizaciones, en la priorización de necesidades, problemas y soluciones, para el desarrollo integral de la comunidad.

Comités de legalización de tierras:

Estas cantidades están presentes en las comunidades de: Cabecera Municipal, Casta Linterna I y II, Canlech, Sepoc I y II, Cooperativa Secha j, Chiquibul, Xaman, Mucbilha I, Tierra Linda, dichos grupos se encargan de agilizar el proceso de escrituración de tierras que fueron obtenidos por las asignaciones realizadas por el Estado.

Comités de agua:

Integrado por vecinos que procuran el abastecimiento de agua, presentes en las siguientes comunidades: Casta Linterna I y II, Cerro Azul, Chiquibul y Cabecera Municipal.

Comités de educación:

Integrados por padres de familia de las comunidades que toman decisiones sobre las actividades escolares, entre estas están: Cruce del Pato, Yalpemech, barrio El Zapote, Belén Campo Santo I y II, Candelaria, Canlech, Casta Linterna I y II, Cerro Azul, Chinaboquil, Chinaha, Coyombalam, Cruz sin Nombre I y II, El Esfuerzo, El Volcancito, Guapinol, Las Papayas, Limón Yalic ar e Imperial, Monte Cristo II. Mucbilha I y II, Nueva Esperanza I y II, Rubelsanto, Pozo Seco, Rubel Ho, San Limón, Secacao, Sechaj, Sechaj Cooperativa, Semaz, Sepoc I y II, Sesuchaj.

Asociación de Líderes, de Desarrollo Integral Las Verapaces (ADIP):

Grupo de líderes de las comunidades que solicita a la Municipalidad mejoras para la población, ubicada en la Cabecera Municipal.

1.4.2 Organización institucional

En el municipio operan varias instituciones gubernamentales, no gubernamentales y locales, todas trabajando en diferentes áreas del desarrollo de Chisec, algunas son:

Tabla VI. Organización o institución

ORGANIZACIÓN O INSTITUCIÓN	FUNCIONES
MINEDUC: Ministerio de Educación	Prestar servicios de educación a nivel urbano y rural.
Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social	Prestar servicios de salud a nivel urbano y rural.
FONAPAZ: Fondo Nacional para la Paz	Financiar proyectos de infraestructura.
FONTIERRA: Fondo para la tierra	Encargada de la regularización de las propiedades.
CONALFA: Comité Nacional de Alfabetización.	Encargada de promover y ejecutar programas de alfabetización.
CORREO	Prestar servicios de correo.
TSE, Tribunal Supremo Electoral	Institución encargada del empadronamiento.
PRONADE: Programa Nacional de Educación	Prestar servicios de educación rural.
Iglesias Evangélicas y Católicas	Encargadas de normar la moral, orientar la forma de vivir y evangelizar.
PNC: Policía Nacional Civil	Institución encargada de la seguridad pública a nivel municipal.
FUNDEA: Fundación para el Desarrollo Empresarial y Agrícola	Presta capital económica para la implementación de pequeñas empresas o para el desarrollo agrícola.
PROMUDEL: Programa Municipal	Brindar la asistencia técnico-

para el Desarrollo Local	administrativo en las oficinas municipales.
MAGA: Ministerio de agricultura, Ganadería y Alimentación	Entidad de gobierno encargada de brindar apoyo a las comunidades en cuanto a dotación de abonos.
Pro rural: Programa para el Desarrollo Rural	Programa de gobierno que busca la incorporación de los productores agrícolas en nuevas tecnologías y diversificación de los mismos.

Fuente: Oficina Municipal de Planificación, Municipalidad de Chisec.

1.4.3 Aspectos socioculturales

Comida típica:

La comida típica de la región es el denominado “caldo de chunto”, o Kaq ik, el cual es elaborado por las mujeres y especialmente se acompaña de la bebida típica hecha de cacao batido y por lo general el degustado BOJ o jugo de caña, como también se le denomina.

Traje típico:

Debido a que los primeros habitantes del municipio, fueron originarios de San Pedro Carchá, al emigrar a estos lugares en busca de tierras para poder subsistir, prácticamente adoptaron el mismo traje típico de San Pedro Carchá, que consiste en una enagua color negro, con franjas blancas, güipil color blanco y perrajes, así como en las trenzas usan el respectivo tupuy de color rojo combinado con amarillo.

Feria patronal:

La Feria Patronal de Chisec se celebra durante los días comprendidos del 24 al 28 de junio de cada año, en honor a San Pedro Apóstol y que actualmente se estará celebrando anticipadamente debido a la feria del municipio de Carchá Alta Verapaz que también se celebra en las fechas antes mencionadas, las actividades a realizar son culturales, deportivas, religiosas etc.

Bailes:

Entre estos bailes se pueden mencionar: baile del venado, baile del mono, baile de catarinos, baile del diablo, baile de Chavela, baile de Recua y el baile de Moros.

Recreación:

La población de Chisec en la actualidad no cuenta con muchas opciones para distraerse, entre las existentes encontramos:

- Canchas polideportivas.
- Los ríos San Simón, Sehix, La Chapina y el Limón.
- Cuatro centros turísticos.

Turismo:

El municipio de Chisec es rico en recursos naturales, posee sitios turísticos con características únicas, como son extensas cuevas, lagunas, ríos subterráneos, montañas rocosas, bosque tropical virgen, hábitat de jaguares, tucanes y otras especies amenazadas.

La laguna de Sepalau:

Se localiza a siete kilómetros de la Cabecera Municipal, cerca del caserío Sepalau Catalzul, que significa lugar del mar al lado de la montaña quemada; se integra por dos lagunas naturales de agua color azul puro debido a los minerales que se encuentran en sus fuentes subterráneas, están rodeadas por bosques vírgenes. La superficie de la laguna más grande es de aproximadamente 500 metros cuadrados y la parte mas profunda tiene 90 metros, actualmente son administrados por la Asociación Turística Comunitaria Maya Q´eqchi, sin embargo carecen de programas de divulgación para dar a conocer el lugar a nivel Nacional e internacional.

Cuevas de Candelaria:

Es una de las redes subterráneas más extraordinarias que existen en el mundo, por más fantástico que pueda ser, esta red es indisociable de su frágil ecosistema en el cual se encuentra. Como definir “Candelaria”, si no es por los juegos del agua cristalina y de los rayos de luz que se filtran a través de la verde frondosidad del bosque tropical circundante, para dividirse en mil juegos con las paredes adornadas de figuras fantasmagóricas y el rio sagrado de los Mayas.

Grutas de B’omb’il Pek (piedra pintada):

Son dos sistemas de cuevas impresionantes en donde se puede observar formaciones extraordinarias como estalagmitas además de las primeras pinturas rupestres en una cueva en Guatemala. En estas cuevas se puede practicar rappel.

1.5 Descripción de necesidades identificadas y priorización de problemas para la colonia La Florida y el barrio Centro

Necesidades identificadas:

Alcantarillado sanitario:

Las viviendas que cuentan con conexión de agua potable carecen de un sistema para la disposición de aguas residuales, esto obliga a la población a desfogar las aguas negras a orillas de la calle, produciendo fetidez en las afueras de las viviendas, pérdida del valor en las viviendas por los factores que limitan la plusvalía del sector, propagación de enfermedades y epidemias por la contaminación que producen las aguas estancadas.

Atención medica:

La población se ve afectada emocionalmente y económicamente ya que en el centro de salud al no poder ser atendidos por la falta de los necesario o con el suficiente personal, los pacientes son trasladada al hospital de Cobán, el cual se encuentra a una hora y media de camino.

Agua potable:

Deficiencia en el servicio del agua a viviendas debido a la falta de presión, irregularidad en el servicio de agua y riesgo de accidentes físicos por acarreo de agua.

Ingresos económicos:

Actualmente, la municipalidad aqueja la falta de recursos monetarios para cubrir los gastos de operación y mantenimiento de los servicios de agua.

Priorización de necesidades y proyectos a realizar:

Primer proyecto:

El primer proyecto lleva por nombre “Diseño del edificio para hospedaje municipal para la colonia San Francisco”

Justificaciones:

- Actualmente existe un alto nivel de morosidad en el pago de las cuotas del servicio de agua, por lo cual la municipalidad no logra cubrir sus costos de operación y mantenimiento, es por ello que la municipalidad ha propuesto el hospedaje municipal para generar ingresos monetarios no solo para la municipalidad sino también para el sector comercial aledaño.
- Siendo el municipio de Chisec un lugar turístico y beneficiario de la franja transversal del norte se estima mayor afluencia de turistas para conocer la laguna de Sepalau, Cuevas de Candelaria, Grutas de B'omb'il Pek (piedra pintada), extensas cuevas, lagunas, ríos subterráneos, montañas rocosas, bosque tropical virgen, hábitat de jaguares, tucanes y otras especies amenazadas; generando así mayores ingresos para el municipio de Chisec.

Segundo proyecto:

El segundo proyecto lleva por nombre “Diseño de puente vehicular de una vía, para la finca Chaquipur”

Justificaciones:

- La realización del puente vehicular de una vía en la Finca Chaquipur beneficiara a 172 habitantes, ya que en época de lluvia se hace imposible el ingreso y egreso del paso peatonal, no existiendo paso vehicular para la finca, reduciendo así el comercio y vías de desarrollo para la población.
- La accesibilidad peatonal y vehicular a la finca de Chaquipur beneficiará a todas aquellas personas enfermas y convalecientes que no pueden ser atendidos o ser llevados a un centro de salud u hospital a tiempo para su atención.

2 FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del edificio para hospedaje municipal en la colonia San Francisco

2.1.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño arquitectónico y estructural del edificio para hospedaje municipal conformado por tres niveles, con un área de construcción de 900 metros cuadrados (900 m²).

El primer nivel tendrá un salón de reuniones, un restaurante y diez habitaciones con baño privado, el segundo y tercer nivel cada uno tendrá veinte habitaciones con baño privado. El proyecto estará conformado por planos, presupuesto y especificaciones técnicas.

2.1.2 Localización del terreno

El terreno disponible para la construcción del edificio para hotel municipal se encuentra en el casco urbano, ubicado en el camino para el estadio municipal, colinda con la bodega municipal, viviendas y con la carretera para el estadio municipal.

2.1.3 Levantamiento topográfico

Todos los trabajos de campo necesarios para llevar a cabo un levantamiento topográfico, consisten en esencia en la medida de ángulos y de distancias.

En ciertos trabajos puede ser suficiente medir sólo ángulos, o sólo distancias, pero, en general, suele ser necesario medir ambas magnitudes. En algunas operaciones elementales de agrimensura puede bastar con medir ángulos rectos, utilizando las escuadras y las distancias con cintas metálicas. Pero en general, este tipo de mediciones no gozan de la suficiente precisión.

En topografía la medida de ángulos se hace con instrumentos llamados generalmente goniómetro y la medida de distancias se hace por métodos indirectos o más recientemente por métodos electromagnéticos.

El levantamiento topográfico se realizó con una estación total, la cual permite la medición de ángulos horizontales y verticales, así como la medición de distancias por medio de sistemas electromagnéticos. Estas mediciones se realizaron con el fin de determinar las medidas del terreno y el área de trabajo. Tomando en cuenta todos los datos necesarios para la representación gráfica del terreno.

2.1.4 Estudio de suelos

Para determinar las propiedades del suelo en un laboratorio es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede, e inalterada en caso contrario.

En este caso se tomó una muestra inalterada, el procedimiento fue tomar una muestra de suelo de un pie cúbico a una profundidad de tres metros, cubriendo la muestra con parafina en sus seis caras para evitar pérdidas de humedad y por último, se empacó en una caja de madera para llevarla al

laboratorio para una prueba de compresión triaxial, realizado por el centro de investigaciones de ingeniería (CII) de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Figura 2. Muestra de suelo un pie cúbico



Figura 3. Muestra cubierta con parafina y protegida para transportar al laboratorio



2.1.4 Diseño arquitectónico

El diseño estará limitado por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan. La tipología arquitectónica se elegirá basándose en el criterio del diseñador.

El edificio para hotel municipal estará formado por un solo módulo, integrado por tres niveles, en el primer nivel se encontrara un restaurante con capacidad de cincuenta personas, un salón de reuniones con capacidad para sesenta personas, cuatro habitaciones simples, dos habitaciones dobles y cuatro habitaciones matrimoniales; el segundo y tercer nivel estará compuesto

por ocho habitaciones simples, cuatro habitaciones dobles y cuatro habitaciones matrimoniales en cada nivel. Dando un total de cincuenta habitaciones, un restaurante y un salón de reuniones.

Figura 4. Elevación del diseño arquitectónico final



2.1.6 Ubicación del hospedaje municipal en el terreno

El terreno municipal está ubicado en el casco urbano en la colonia La Florida, el terreno municipal colinda con la bodega municipal, viviendas y la carretera que va hacia el estadio municipal, el terreno tiene un área de 1651.70 m² y el área total de la edificación es de 920 m². Los datos geográficos del terreno son los siguiente: latitud 15°49'30.7" N, longitud: 90°17'30.7" W y una altitud: 228.90 msnm.

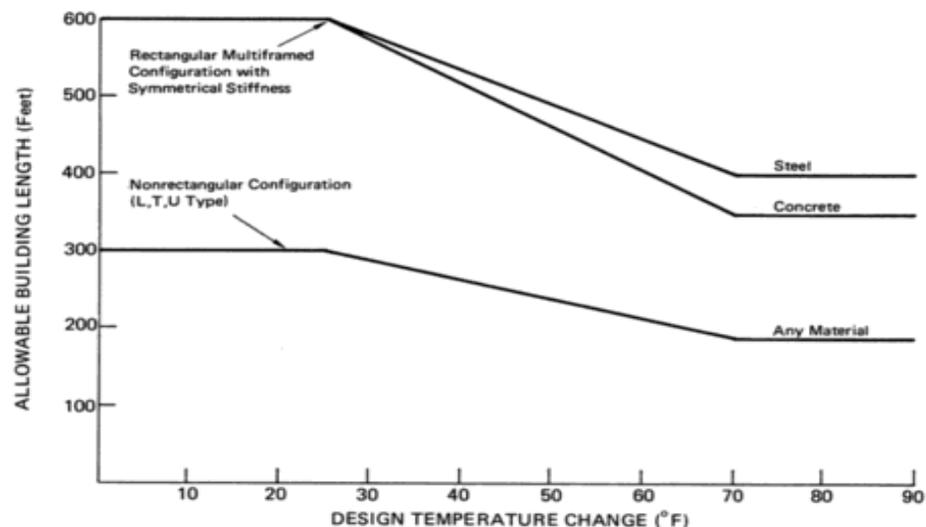
2.1.7 Selección del sistema estructural a utilizar

Teniendo en cuenta el área del terreno y las necesidades de distribución de espacios del hotel, se decidió el diseño de un edificio de tres niveles, para el cual se eligió el sistema estructural de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos de concreto reforzado, losas planas de concreto reforzado y tabiques de mampostería reforzada.

Para la siguiente edificación la distancia admisible entre juntas estará basada en la siguiente grafica obtenida del libro “Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios, segunda edición”, se deben considerar la temperatura promedio del lugar donde se realizara la edificación.

La edificación a sido diseñada para el municipio de Chisec Alta Verapaz con una temperatura de 75 °F, esta temperatura al se relacionara con la distancia máxima entre juntas, se observa que la distancia máxima oscilara entre 0 a 200 pies, por lo que se obtiene una distancia máxima para la colocación de una junta de 60 metros en todo tipo de estructuras, por lo tanto nuestra edificación cumple al tener 45 metros de largo y al ser tres veces menor que el ancho (51.15metros)

Figura 5. Distancia admisible entre juntas



Esta distancia estará respaldada por la poca sismicidad en la región de Chisec Alta Verapaz, según el siguiente listado:

- En 1590: pequeño evento debido al colapsó de una caverna Cárstica en la región de Alta Verapaz cerca del volcán San Cristóbal.

- En 1903: terremoto destructivo causa daño en la Iglesia de Cubulco de Baja Verapaz, asociado a la falla Polochic.
- En 1728: daños en los pueblos de Dolores Manche y Tactic.
- En 1785: daños en la Iglesia de Cucuyagua (Honduras), por el temblor superficial. terremoto destructivo en Rabinal y Tactic, asociado al sector NE del sistema de fallas Chixoy-Polochic.
- En 1798: terremoto con daños en Lanquin-Alta Verapaz asociado a ruptura cortical.
- En 1998: produjo daños en Quetzaltenango, Retalhuleu, Suchitepéquez, San Marcos, Sololá, Totonicapán, Escuintla y la Ciudad Capital. También fue sensible en Huehuetenango, Alta Verapaz, Baja Verapaz, Santa Rosa; Tapachula, México; y en El Salvador.

2.1.8 Diseño estructural

2.1.8.1 Análisis estructural

Análisis estructural es el proceso que determina las deformaciones y tensiones que se producen en el interior de la estructura, a consecuencia de todas las acciones que actúan sobre ella. El análisis estructural esta compuesto por los siguientes pasos:

2.1.8.1.1 Predimensionamiento

Vigas

El código ACI 318-05 en la sección 21.3.1.3 requiere que la dimensión mínima para elementos controlados por flexión no debe ser menor de 25 cm y $0.3h$.

Para calcular el peralte de nuestras vigas tomaremos las longitudes de los vanos que tiene nuestro edificio y lo multiplicaremos por el 8%.

h = espesor total o altura de un elemento.

32 vigas de 3.63m $H=3.63*8\%= 29.00$ cm.

24 vigas de 6.15m $H=6.15*8\%= 49.20$ cm.

12 vigas de 3.15m $H=3.15*8\%= 25.20$ cm.

8 vigas de 5.50 m $H=5.50*8\%= 44.00$ cm.

4 vigas de 5.15 m $H=5.15*8\%= 41.20$ cm.

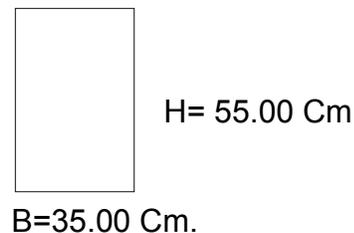
Se tomará el peralte de $h= 55.00$ cm y una base= $h/1.5$

$b = 55\text{cm}/1.5=36.67\text{cm}$

Se tomará una base de 35.00 cm.

Finalmente, la sección de nuestras vigas queda con las siguientes dimensiones:

Figura 6. Sección de viga

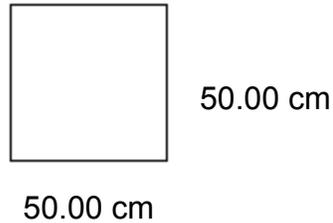


Columnas

El código ACI 318-05 en la sección 21.4.1.1 requiere que la dimensión mínima que se debe tomar para una columna es de 30 cm y en la sección 21.4.1.2 requiere que la relación base altura no debe ser menor de 0.4.

Basados en lo anterior se proponen columnas cuadradas para el edificio, de 50 cm por 50 cm.

Figura 7. Sección de columna



Losas

Para el cálculo del espesor de nuestras losas primero determinaremos si nuestras losas trabajan en un sentido o en dos sentidos, si la relación a/b es menor que 0.5 se dice que trabaja en un sentido si es mayor que 0.5 trabaja en dos sentidos.

Donde:

a = dimensión corta de la losa.

b = dimensión larga de la losa.

Se tienen las siguientes losas:

Losa tipo 1:

$a = 3.63 \text{ m}$, $b = 6.15 \text{ m}$.

$a/b = 3.63 \text{ m} / 6.15 \text{ m} = 0.59 \text{ m} > 0.5 \rightarrow$ trabaja en dos sentidos.

Losa tipo 2:

$a = 5.50 \text{ m}$, $b = 6.15 \text{ m}$.

$a/b = 5.50 \text{ m} / 6.15 \text{ m} = 0.89 \text{ m} > 0.5 \rightarrow$ trabaja en dos sentidos.

Losa tipo 3:

$a = 5.15 \text{ m}$, $b = 6.15 \text{ m}$.

$a/b = 5.15 \text{ m} / 6.15 \text{ m} = 0.84 \text{ m} > 0.5 \rightarrow$ trabaja en dos sentidos.

Losa tipo 4:

$$a = 3.15\text{m}, b = 3.63\text{m}.$$

$$a/b = 3.15\text{m}/3.63\text{m} = 0.87\text{m} > 0.5 \rightarrow \text{trabaja en dos sentidos.}$$

Losa tipo 5:

$$a = 3.15\text{m}, b = 5.50\text{m}.$$

$$a/b = 3.15\text{m}/5.50\text{m} = 0.57\text{m} > 0.5 \rightarrow \text{trabaja en dos sentidos.}$$

Losa tipo 6:

$$a = 3.15\text{m}, b = 5.15\text{m}.$$

$$a/b = 3.15\text{m}/5.15\text{m} = 0.61\text{m} > 0.5 \rightarrow \text{trabaja en dos sentidos.}$$

En este caso nuestras losas trabajan en dos sentidos, se determinará el espesor de cada losa con la siguiente expresión:

$$t = P/180$$

Donde:

t=espesor de losa.

P=perímetro de losa.

Losa tipo 1:

$$a = 3.63\text{ m}, b = 6.15\text{ m}.$$

$$t = 2(3.63\text{m} + 6.15\text{m})/180 = 11.00\text{ cm}$$

Losa tipo 2:

$$a = 5.50\text{m}, b = 6.15\text{m}.$$

$$t = 2(5.50\text{m} + 6.15\text{m})/180 = 13.00\text{ cm}$$

Losa tipo 3:

$$a = 5.15\text{m}, b = 6.15\text{m}.$$

$$t = 2(5.15\text{m} + 6.15\text{m})/180 = 13.00\text{ cm}$$

Losa tipo 4:

$$a = 3.15\text{m}, b = 3.63\text{m}.$$

$$t = 2(3.15\text{m} + 3.63\text{m})/180 = 7.53\text{ cm}$$

Losa tipo 5:

$$a = 3.15\text{m}, b = 5.50\text{m}.$$

$$t = 2(3.15\text{m} + 5.50\text{m})/180 = 9.61\text{ cm}$$

Losa tipo 6:

$$a = 3.15\text{m}, b = 5.15\text{m}.$$

$$t = 2(3.15\text{m} + 5.15\text{m})/180 = 9.22\text{ cm}$$

El espesor teórico es de 13 cm, debido a que en las fundiciones existen deformaciones es recomendable dejar un espesor más grande, por lo tanto utilizaremos un espesor de 15 cm.

2.1.8.1.2 Cálculo de corte basal

El corte basal es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base, para obtener este valor utilizaremos la siguiente ecuación:

$$V_b = ZIKCSW$$

Donde:

Z= coeficiente que depende de la zona.

I=coeficiente de importancia de la obra después de que actúa el sismo y debe estar entre el rango de $1.10 < I < 1.50$, para que funcione correctamente.

C= coeficiente que depende del periodo natural de vibración.

Ss= coeficiente que depende del tipo de suelo.

Ks= coeficiente dependiente del sistema estructural usado.

W= peso propio de la estructura más el 25% de las cargas vivas.

Cargas aplicadas a los marcos dúctiles unidos con nudos rígidos:

Carga muerta (CM):

Peso del concreto=2,400.00kg/m³

Peso de acabados=60 kg/m²

Peso de muros= 250 kg/m²

Piso=150 kg/m²

Sobrecarga= 150 kg/m²

Carga Viva (CV):

Techo=100 kg/m²

Pasillo=500 kg/m²

Habitaciones=200 kg/m²

Peso del 3 nivel:

Losa= (0.15m*2400kg/m³+250kg/m²)*(15.60m*45.44m)=432407.04 kg.

Columna cuadrada=0.50m*0.50m*2400 kg/m³*1.5m*48=43200.00 kg.

Viga= (0.55m-0.15)*(0.35m*2400 kg/m³)*(15.60m*12+45.44m*4)=123970.56kg.

Acabados=60kg/m²*15.60m*45.44m=42531.84 kg.

Peso total = w₃ = 432407.04kg + 43200.00kg + 123970.56kg + 42531.84kg
= 642109.44 kg.

Peso del 2 nivel:

Losa = (0.15m*2400kg/m³+150kg/m²+250kg/m²)*(15.60m*45.44m) + (0.15m *
2400kg/m³ * 2.55m *2.18m*20) = 578761.44 kg.

Losa voladizo= (0.15m*2400kg/m³+150kg/m²)*(2.03m*0.8m)*20=16564.80 kg.

Columna cuadrada=0.50m*0.50m*2400 kg/m³*3m*48=86400.00 kg.

Bajadas de agua=(0.5m*0.5m-(π*0.05*0.05)/2)*2400kg/m³*1.5m*16=1069.81kg.

Viga = (0.55m-0.15)*(0.35m*2400 kg/m³)*(17.30m*12+45.44m*4)=130824.96kg.

Acabados=60kg/m²*15.60m*45.44m+60kg/m²*0.80m*2.03m=42629.28 kg.

Peso total = w₂ = 578761.44kg + 16564.80kg + 86400.00kg + 1069.81kg +
130824.96kg + 42629.28kg = 856250.2

Peso del 1 nivel:

Losa=(0.15m*2400kg/m³+150kg/m²+250kg/m²)*(15.60m*45.44m)+(0.15m*2400
kg/m³*2.55m *2.18m*20)=578761.44 kg.

Losa voladizo= $(0.15\text{m} \cdot 2400\text{kg/m}^3 + 150\text{kg/m}^2) \cdot (2.03\text{m} \cdot 0.8\text{m}) \cdot 20 = 16564.80 \text{ kg}$.

Columna cuadrada= $0.50\text{m} \cdot 0.50\text{m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 6\text{m} \cdot 48 = 172800.00 \text{ kg}$.

Bajadas de agua= $(0.5\text{m} \cdot 0.5\text{m} - (\pi \cdot 0.05^2 \cdot 0.05)/2) \cdot 2400\text{kg/m}^3 \cdot 4.5\text{m} \cdot 16 = 3209.42\text{kg}$.

Viga= $(0.55\text{m} - 0.15) \cdot (0.35\text{m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3) \cdot (17.30\text{m} \cdot 12 + 45.44\text{m} \cdot 4) = 130824.96\text{kg}$.

Acabados= $60\text{kg/m}^2 \cdot 15.60\text{m} \cdot 45.44\text{m} + 60\text{kg/m}^2 \cdot 0.80\text{m} \cdot 2.03\text{m} = 42629.28 \text{ kg}$.

Peso total = $w_1 = 578761.44\text{kg} + 16564.80\text{kg} + 172800.00\text{kg} + 3209.42\text{kg} + 130824.96\text{kg} + 42629.28\text{kg} = 944789.90\text{kg}$.

Tabla VII. Peso total del edificio

DESCRIPCIÓN	NIVEL 3	NIVEL 2	NIVEL 1	Wt (kg)	%
Losa	432407.04	578761.44	578791.44	1589729.92	65.07
Losa voladizo	-----	16564.80	16564.80	33129.60	1.35
Columna cuadrada	43200.00	86400.00	172800.00	302400.00	12.40
Bajada de agua	-----	1069.81	3209.42	4279.23	0.17
Viga	123970.56	130824.96	130824.96	385620.48	15.78
Acabados	42531.84	42629.28	42629.28	127790.40	5.23
W total	642109.44	856250.29	944789.90	2443149.63	100

Con el peso total del edificio encontraremos el corte basal del edificio con las siguientes ecuaciones:

$$c = \frac{1}{15\sqrt{t}} \leq 0.12 \text{ Donde } c \text{ no puede ser mayor de } 0.12 \text{ y de serlo se utiliza } 0.12.$$

$$T = \frac{0.0906H_e}{\sqrt{B_e}}$$

Donde:

He= altura del edificio en metros.

Be= base del edificio en metro

Sustituyendo los valores en las ecuaciones tenemos:

$$T = \frac{0.0906H}{\sqrt{B}} = \frac{0.0906 * 10.50}{\sqrt{45.44}} = 0.14$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0.14}} = 0.18 \geq 0.12 \rightarrow \text{utilizamos } 0.12$$

S= Se utilizará 1.5 ya que no conoce el valor de S, se utiliza el mayor valor permitido, el valor de CS debe ser menor a 0.14, si el producto de ambos coeficientes excede este valor se debe tomar 0.14 el valor conjunto de CS.

CS= (0.12*1.50)=0.18>0.14 → como es mayor se tomará el valor conjunto de CS=0.14

$$V_b = 1 * 1.10 * 0.67 * 0.14 * 2443149.63 \text{ kg}$$

$$V_b = 252084.18 \text{ kg.}$$

2.1.8.1.3 Repartición de fuerzas por nivel

Figura 8. Planta de edificio

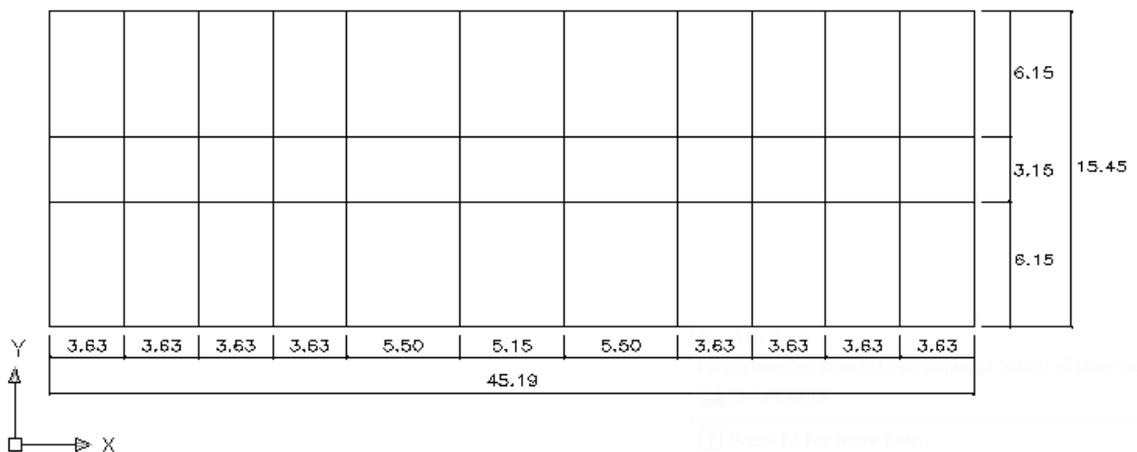


Figura 9. Elevación en el sentido X

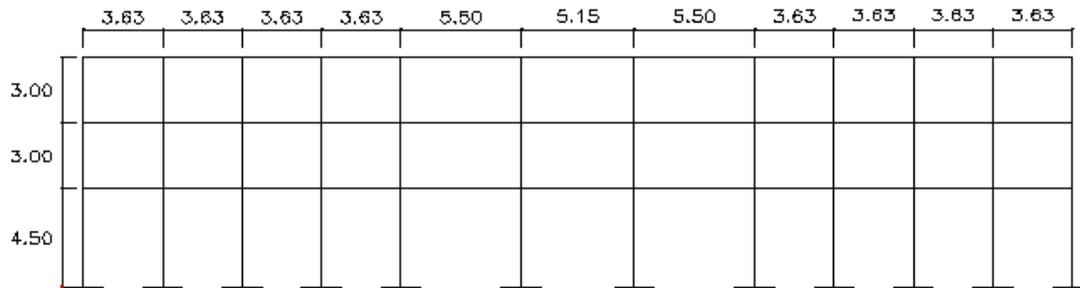
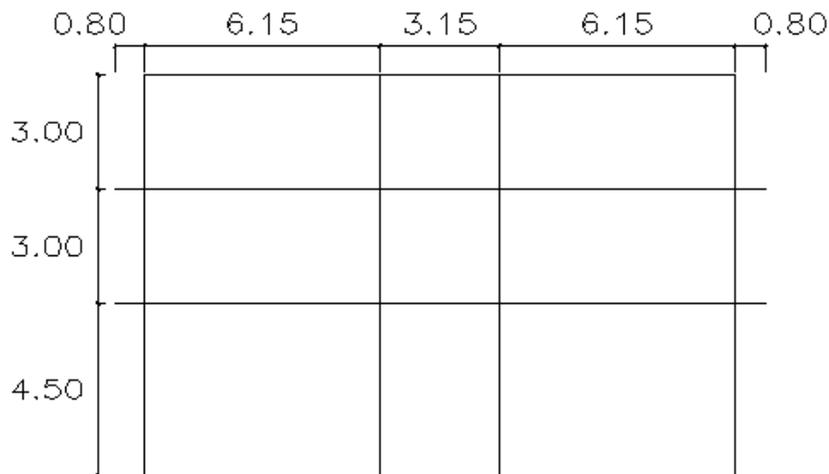


Figura 10. Elevación en el sentido Y



La repartición de fuerzas en los niveles se calcula con la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{(F_t - V)W_x H_x}{\sum W_i H_i}$$

Donde:

Ft= fuerza concentrada en la cúspide.

Fx= fuerza por nivel.

Vb= corte basal.

Wx= peso por nivel.

Hx= altura de nivel.

La fuerza concentrada en la cúspide se determina como se verá a continuación y debe cumplir con las siguientes condiciones dadas en el código SEAOC:

Si $T < 0.25$ segundos $\rightarrow Ft = 0$

Si $T > 0.25$ segundos $\rightarrow Ft = 0.07 TV$

Donde:

T= periodo fundamental de la estructura.

Sustitución de datos en la ecuación:

$$F3 = \frac{(0 - 252084.18kg) 642109.44kg * 10.50m}{642109.44kg * 10.50m + 856250.29kg * 7.50m + 944789.90kg * 4.50m} = 97590.15kg$$

$$F2 = \frac{(0 - 252084.18kg) 856250.29kg * 7.50m}{642109.44kg * 10.50m + 856250.29kg * 7.50m + 944789.90kg * 4.50m} = 92954.33kg$$

$$F1 = \frac{(0 - 252084.18kg) 944789.90kg * 4.50m}{642109.44kg * 10.50m + 856250.29kg * 7.50m + 944789.90kg * 4.50m} = 61539.70kg$$

Tabla VIII. Repartición de fuerzas por nivel

NIVEL	Wx (kg)	Hx (m)	Wx*Hx(kg-m)	Fx (kg)
3	642109.44	10.50	6742149.12	97590.15
2	856250.29	7.50	6421877.18	92954.33
1	944789.90	4.5	4251554.55	61539.70
$\sum Wx$	2443149.63		$\sum Fx$	252084.18

2.1.8.1.4 Integración de cargas gravitacionales

Nivel 3:

Carga Muerta (CM):

$$W_{losa} = 0.15m * 2400kg/m^3 = 360.00 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{sobrecarga} = 150kg/m^2$$

$$W_{viga} = (0.55m - 0.15m) * 0.35m * 2400kg/m^3 = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 360.00 \text{ kg/m}^2 + 150.00 \text{ kg/m}^2 = 510.00 \text{ kg/m}^2$$

Carga Viva (CV):

$$W_{cv} = 100kg/m^2 \rightarrow \text{carga viva de techo.}$$

Nivel 2 y 1:

Carga Muerta (CM):

$$W_{losa} = 0.15m * 2400kg/m^3 = 360.00 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{acabados} = 60.00kg/m^2$$

$$W_{muros} = 250kg/m^2$$

$$W_{piso} = 150kg/m^2$$

$$W_{sobrecarga} = 150kg/m^2$$

$$W_{viga} = (0.55m - 0.15m) * 0.35m * 2400kg/m^3 = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 360.00kg/m^2 + 60.00kg/m^2 + 250.00kg/m^2 + 150.00kg/m^2 + 150.00kg/m^2 =$$

$$CM = 970.00 \text{ kg/m}^2$$

Carga Viva (CV):

Wcv= 500kg/m²→carga viva de pasillo.

Wcv= 200kg/m²→carga viva de habitación.

Cargas tributarias:

Para calcular las áreas tributarias se utilizarán las siguientes ecuaciones:

Área de un trapecio y triángulo:

$$A = \frac{(B + b) * H}{2}$$

$$A = \frac{B * H}{2}$$

Figura 11. Trapecio

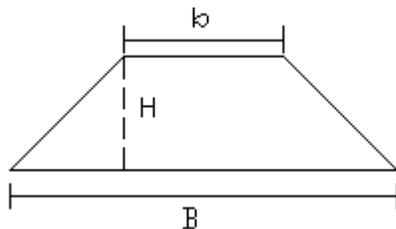


Figura 12. Triángulo

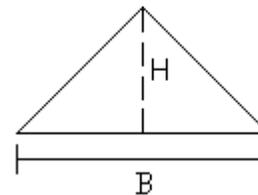
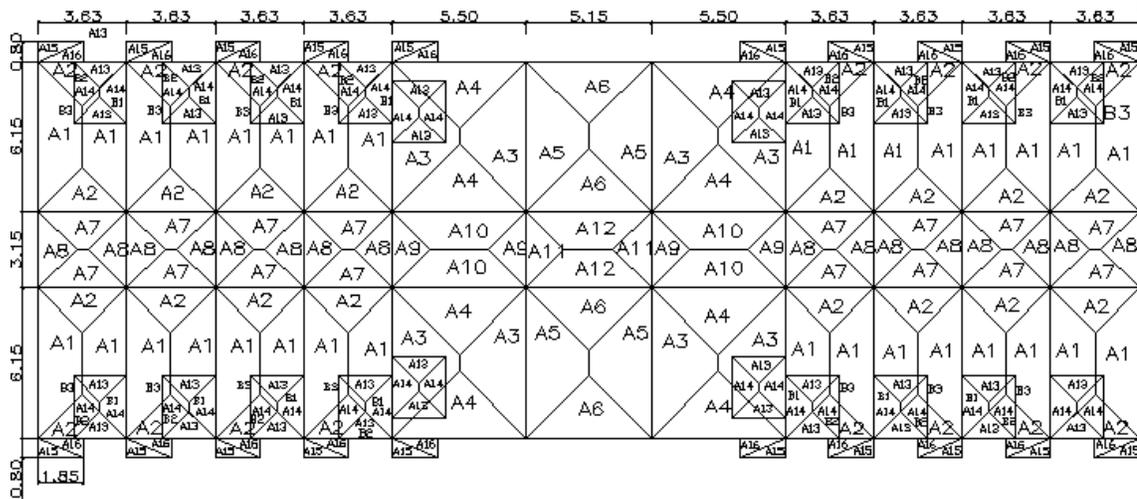


Figura 13. Área tributaria de cada losa



$$A1 = \frac{(6.15m + 2.52m) * 1.82m}{2} = 7.89m^2$$

$$A2 = \frac{3.63m * 1.82m}{2} = 3.30m^2$$

$$A3 = \frac{(6.15m + 0.65m) * 2.75m}{2} = 9.35m^2$$

$$A4 = \frac{5.50m * 2.75m}{2} = 7.56m^2$$

$$A5 = \frac{(6.15m + 1.00m) * 2.58m}{2} = 9.22m^2$$

$$A6 = \frac{5.15m * 2.58m}{2} = 6.64m^2$$

$$A7 = \frac{(3.63m + 0.48m) * 1.58m}{2} = 3.25m^2$$

$$A8 = \frac{3.15m * 1.58m}{2} = 2.49m^2$$

$$A9 = \frac{3.15m * 1.58m}{2} = 2.49m^2$$

$$A10 = \frac{(5.50m + 2.35m) * 1.58m}{2} = 6.20m^2$$

$$A11 = \frac{3.15m * 1.58m}{2} = 2.49m^2$$

$$A12 = \frac{(5.15m + 2.00m) * 1.58m}{2} = 5.65m^2$$

$$A13 = \frac{(2.18m + 1.09m)}{2} = 1.64m^2$$

$$A14 = \frac{(2.55m + 0.37m) * 1.09m}{2} = 1.59m^2$$

$$A15 = \frac{(2.03m + 0.80m)}{2} = 0.81m^2$$

$$A_{16} = \frac{(2.03m + 0.80m)}{2} = 0.81m^2$$

Área distribuida de baños:

$$B_1 = \frac{(1.82m * 1.82m)}{2} + 1.82m^2 * 0.73m^2 = 2.98m^2$$

$$B_2 = \frac{(1.82m * 1.82m)}{2} + \frac{(0.36m * 0.36m)}{2} + 0.36m * 1.46m = 2.25m^2$$

$$B_3 = 2.18m * 2.55m - 2.98m^2 - 2.25m^2 = 0.33m^2$$

$$B_4 = \frac{1.38m * 1.38m}{2} = 0.95m^2$$

$$B_5 = 2.18m * 2.55m - 0.95m^2$$

Ya que se tienen las cargas tributarias de cada losa, se determinará la carga lineal de cada viga con la siguiente expresión:

$$W_{cm} = \frac{W_{cm} * A}{L}$$

Donde:

W_{cm} = carga superficialmente distribuida en Kg/m².

A = área tributaria en metros cuadrados.

L = longitud en metros.

INTEGRACIÓN DE CARGAS PARA EL TERCER NIVEL

Figura 14. Vigas del tercer nivel

	V3.1	V3.2	V3.3	V3.4	V3.5	V3.6	V3.7	V3.8	V3.9	V3.10	V3.11	
V3.44	V3.46	V3.47	V3.48	V3.49	V3.50	V3.51	V3.52	V3.53	V3.54	V3.55	V3.56	6.15
	V3.12	V3.13	V3.14	V3.15	V3.16	V3.17	V3.18	V3.19	V3.20	V3.21	V3.22	
V3.57	V3.58	V3.59	V3.60	V3.61	V3.62	V3.63	V3.64	V3.65	V3.66	V3.67	V3.68	3.15
	V3.23	V3.24	V3.25	V3.26	V3.27	V3.28	V3.29	V3.30	V3.31	V3.32	V3.33	
V3.69	V3.70	V3.71	V3.72	V3.73	V3.74	V3.75	V3.76	V3.77	V3.78	V3.79	V3.80	6.15
	V3.34	V3.35	V3.36	V3.37	V3.38	V3.39	V3.40	V3.41	V3.42	V3.43	V3.44	
	3.63	3.63	3.63	3.63	5.50	5.15	5.50	3.63	3.63	3.63	3.63	

Tabla IX. Vigas del tercer nivel

Viga	Área tributaria m ²	Wviga kg/m	WCM kg/m ²	WCV kg/m ²	Longitud m	WCM kg/m	WCM Total	WCV kg/m
V3.1	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.2	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.3	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.4	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.5	7.56	336	510	100	5.5	701.02	1037.0	137.4
V3.6	6.64	336	510	100	5.15	657.55	993.55	128.9
V3.7	7.56	336	510	100	5.5	701.02	1037.0	137.4
V3.8	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.9	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.10	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.11	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.12	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.13	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.14	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.15	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.16	13.76	336	510	100	5.5	1275.9	1611.9	250.1
V3.17	12.29	336	510	100	5.15	1217.1	1553.0	238.6
V3.18	13.76	336	510	100	5.5	1275.9	1611.9	250.1

Continuación de tabla IX

Viga	Área tributaria m ²	Wviga kg/m	WCM kg/m ²	WCV kg/m ²	Longitud m	WCM kg/m	WCM Total	WCV kg/m
V3.19	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.20	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.21	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.22	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.23	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.24	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.25	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.26	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.27	13.76	336	510	100	5.5	1275.9	1611.9	250.2
V3.28	12.29	336	510	100	5.15	1217.1	1553.1	238.6
V3.29	13.76	336	510	100	5.5	1275.9	1611.9	250.2
V3.30	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.31	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.32	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.33	6.55	336	510	100	3.63	920.25	1256.2	180.4
V3.34	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.6	90.91
V3.35	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.36	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.37	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.38	7.56	336	510	100	5.5	701.02	1037.0	137.4
V3.39	6.64	336	510	100	5.15	657.55	993.55	128.9
V3.41	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.42	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.43	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.44	3.3	336	510	100	3.63	463.64	799.64	90.91
V3.45	7.89	336	510	100	6.15	654.29	990.29	128.2
V3.46	2.49	336	510	100	3.15	403.14	739.14	79.05
V3.47	7.89	336	510	100	6.15	654.29	990.29	128.2
V3.48	15.78	336	510	100	6.15	1308.6	1644.5	256.5
V3.49	4.98	336	510	100	3.15	806.29	1142.2	158.1
V3.50	15.78	336	510	100	6.15	1308.6	1644.5	256.5
V3.51	15.78	336	510	100	6.15	1308.6	1644.5	256.5
V3.52	4.98	336	510	100	3.15	806.29	1142.2	158.1

Continuación de tabla IX

Viga	Área tributar ia m ²	Wviga kg/m	WCM kg/m ²	WCV kg/m ²	Longit ud m	WCM kg/m	WCM Total	WCV kg/m
V3.53	15.78	336	510	100	6.15	1308.6	1644.5	256.5
V3.54	15.78	336	510	100	6.15	1308.6	1644.5	256.5
V3.55	4.98	336	510	100	3.15	806.29	1142.2	158.1
V3.56	15.78	336	510	100	6.15	1308.6	1644.5	256.5
V3.57	17.24	336	510	100	6.15	1429.6	1765.6	280.3
V3.58	4.98	336	510	100	3.15	806.29	1142.2	158.1
V3.59	17.24	336	510	100	6.15	1429.6	1765.6	280.3
V3.60	18.57	336	510	100	6.15	1539.9	1875.9	301.9
V3.61	4.98	336	510	100	3.15	806.29	1142.2	158.1
V3.62	18.57	336	510	100	6.15	1539.9	1875.9	301.9
V3.63	18.57	336	510	100	6.15	1539.9	1875.9	301.9
V3.64	4.98	336	510	100	3.15	806.29	1142.2	158.1
V3.65	18.57	336	510	100	6.15	1539.9	1875.9	301.9
V3.66	17.24	336	510	100	6.15	1429.6	1765.6	280.3
V3.67	4.98	336	510	100	3.15	806.29	1142.2	158.1
V3.68	17.24	336	510	100	6.15	1429.6	1765.6	280.3
V3.69	15.78	336	510	100	6.15	1308.5	1644.5	256.5
V3.70	4.98	336	510	100	3.15	806.29	1142.2	158.1
V3.71	15.78	336	510	100	6.15	1308.5	1644.5	256.5
V3.72	15.78	336	510	100	6.15	1308.5	1644.5	256.5
V3.73	4.98	336	510	100	3.15	806.29	1142.2	158.1
V3.74	15.78	336	510	100	6.15	1308.5	1644.5	256.5
V3.75	15.78	336	510	100	6.15	1308.5	1644.5	256.5
V3.76	4.98	336	510	100	3.15	806.29	1142.2	158.1
V3.77	15.78	336	510	100	6.15	1308.5	1644.5	256.5
V3.78	7.89	336	510	100	6.15	654.29	990.29	128.2
V3.79	2.49	336	510	100	3.15	403.14	739.14	79.05
V3.80	7.89	336	510	100	6.15	654.29	990.29	128.2

INTEGRACIÓN DE CARGAS PARA EL SEGUNDO NIVEL.

Figura 15. Vigas del segundo nivel

	V2.1	V2.2	V2.3	V2.4	V2.5	V2.6	V2.7	V2.8	V2.9	V2.10	V2.11	0,8m
V2.44	V2.46	V2.47	V2.48	V2.49	V2.50	V2.51	V2.52	V2.53	V2.54	V2.55	V2.56	8,15
	V2.12	V2.13	V2.14	V2.15	V2.16	V2.17	V2.18	V2.19	V2.20	V2.21	V2.22	
V2.57	V2.58	V2.59	V2.60	V2.61	V2.62	V2.63	V2.64	V2.65	V2.66	V2.67	V2.68	3,15
	V2.23	V2.24	V2.25	V2.26	V2.27	V2.28	V2.29	V2.30	V2.31	V2.32	V2.33	
V2.69	V2.70	V2.71	V2.72	V2.73	V2.74	V2.75	V2.76	V2.77	V2.78	V2.79	V2.80	6,15
	V2.34	V2.35	V2.36	V2.37	V2.38	V2.39	V2.40	V2.41	V2.42	V2.43	V2.44	
												V2.81
	3,63	3,63	3,63	3,63	5,50	5,15	5,50	3,63	3,63	3,63	3,63	

Tabla X. Vigas del segundo nivel

Viga	Área tributaria m ²		Wviga kg/m	WCM kg/m ²	WCV kg/m ²		WCM kg/m	WCM Total	WCV kg/m
V2.1	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.2	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.3	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.4	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.5	9	0	336	970	200	0	1,643.71	1,979.71	338.91
V2.6	7	0	336	970	500	0	1,250.64	1,586.64	644.66
V2.7	9	0	336	970	200	0	1,643.71	1,979.71	338.91
V2.8	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.9	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.10	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.11	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.12	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.13	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.14	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.15	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.16	8	6	336	970	200	500	2,426.76	2,762.76	838.55

Continuación tabla X

Viga	Área tributaria m ²		Wviga kg/m	WCM kg/m ²	WCV kg/m ²		WCM kg/m	WCM Total	WCV kg/m
V2.17	12	0	336	970	0	500	2,314.82	2,650.82	1,193.20
V2.18	8	6	336	970	200	500	2,426.76	2,762.76	838.55
V2.19	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.20	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.21	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.22	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.23	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.24	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.25	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.26	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.27	8	6	336	970	200	500	2,426.76	2,762.76	838.55
V2.28	12	0	336	970	0	500	2,314.82	2,650.82	1,193.20
V2.29	8	6	336	970	200	500	2,426.76	2,762.76	838.55
V2.30	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.31	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.32	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.33	3	3	336	970	200	500	1,750.28	2,086.28	629.48
V2.34	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.35	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.36	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.37	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.38	9	0	336	970	200	0	1,643.71	1,979.71	338.91
V2.39	7	0	336	970	0	500	1,250.64	1,586.64	644.66
V2.40	9	0	336	970	200	0	1,643.71	1,979.71	338.91
V2.41	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.42	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.43	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.44	6	0	336	970	200	0	1,699.50	2,035.50	350.41
V2.45	8	0	336	970	200	0	1,296.49	1,632.49	267.32
V2.46	2	0	336	970	0	500	766.76	1,102.76	395.24
V2.47	8	0	336	970	200	0	1,296.49	1,632.49	267.32

Continuación tabla X

Viga	Área tributaria m ²		Wviga kg/m	WCM kg/m ²	WCV kg/m ²		WCM kg/m	WCM Total	WCV kg/m
V2.48	19	0	336	970	200	0	3,010.94	3,346.94	620.81
V2.49	5	0	336	970	0	500	1,533.52	1,869.52	790.48
V2.50	19	0	336	970	200	0	3,010.94	3,346.94	620.81
V2.51	19	0	336	970	200	0	3,010.94	3,346.94	620.81
V2.52	5	0	336	970	0	500	1,533.52	1,869.52	790.48
V2.53	19	0	336	970	200	0	3,010.94	3,346.94	620.81
V2.54	19	0	336	970	200	0	3,010.94	3,346.94	620.81
V2.55	5	0	336	970	0	500	1,533.52	1,869.52	790.48
V2.56	19	0	336	970	200	0	3,010.94	3,346.94	620.81
V2.57	25	0	336	970	200	0	3,916.28	4,252.28	807.48
V2.58	5	0	336	970	0	500	1,533.52	1,869.52	790.48
V2.59	25	0	336	970	200	0	3,916.28	4,252.28	807.48
V2.60	19	0	336	970	200	0	2,928.93	3,264.93	603.9
V2.61	5	0	336	970	0	500	1,533.52	1,869.52	790.48
V2.62	19	0	336	970	200	0	2,928.93	3,264.93	603.9
V2.63	19	0	336	970	200	0	2,928.93	3,264.93	603.9
V2.64	5	0	336	970	0	500	1,533.52	1,869.52	790.48
V2.65	19	0	336	970	200	0	2,928.93	3,264.93	603.9
V2.66	25	0	336	970	200	0	3,916.28	4,252.28	807.48
V2.67	5	0	336	970	0	500	1,533.52	1,869.52	790.48
V2.68	25	0	336	970	200	0	3,916.28	4,252.28	807.48
V2.69	19	0	336	970	200	0	3,010.94	3,346.94	620.81
V2.70	5	0	336	970	0	500	1,533.52	1,869.52	790.48
V2.71	19	0	336	970	200	0	3,010.94	3,346.94	620.81
V2.72	19	0	336	970	200	0	3,010.94	3,346.94	620.81
V2.73	5	0	336	970	0	500	1,533.52	1,869.52	790.48
V2.74	19	0	336	970	200	0	3,010.94	3,346.94	620.81
V2.75	19	0	336	970	200	0	3,010.94	3,346.94	620.81
V2.76	5	0	336	970	0	500	1,533.52	1,869.52	790.48
V2.77	19	0	336	970	200	0	3,010.94	3,346.94	620.81
V2.78	8	0	336	970	200	0	1,296.49	1,632.49	267.32

Continuación tabla X

Viga	Área tributaria m ²		Wviga kg/m	WCM kg/m ²	WCV kg/m ²		WCM kg/m	WCM Total	WCV kg/m
V2.79	2	0	336	970	0	500	766.76	1,102.76	395.24
V2.80	8	0	336	970	200	0	1,296.49	1,632.49	267.32
V2.81	1	0	336	970	200	0	982.13	1,318.13	202.5

Las vigas del primer nivel tiene la misma carga lineal que las del segundo nivel.

DIAGRAMA DE CARGAS GRAVITACIONALES PARA CADA MARCO

Figura 16. Cargas muerta y viva del marco No. 1 y No. 12

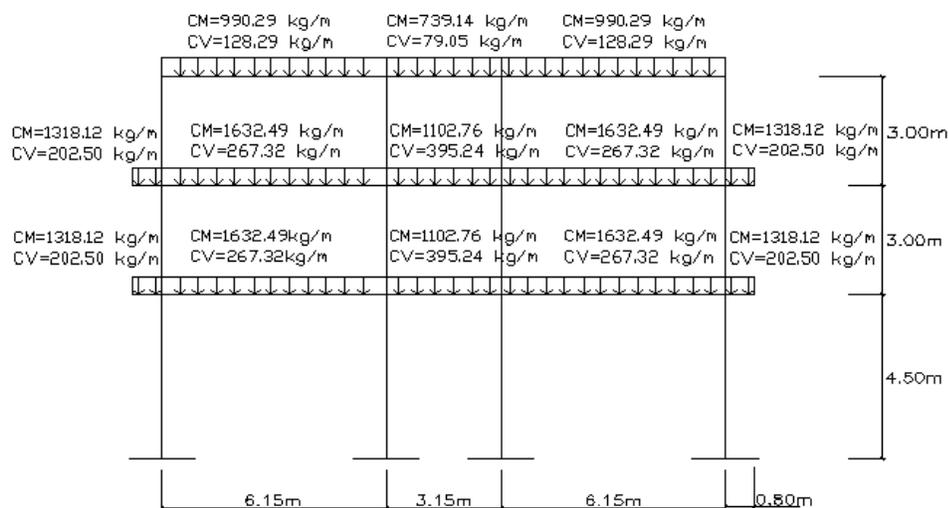


Figura 17. Cargas muerta y viva del marco No. 2 y No. 11

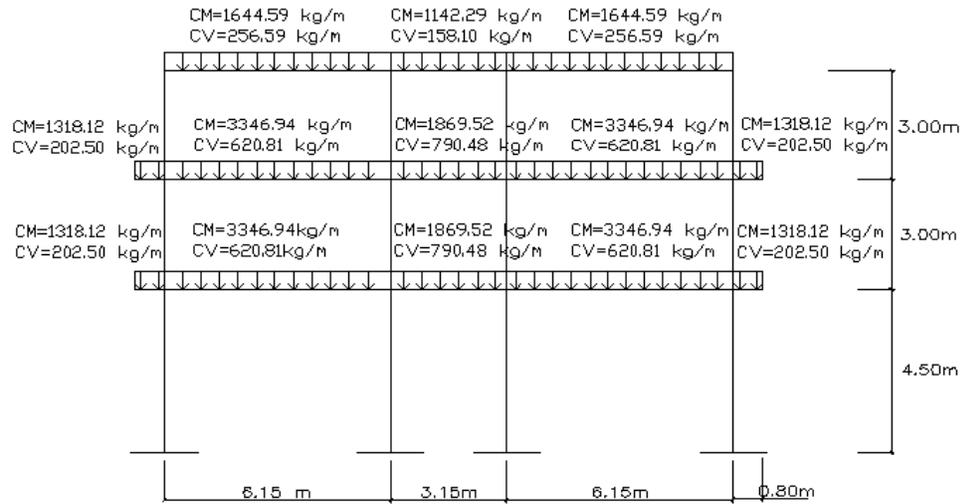


Figura 18. Cargas muerta y viva del marco No. 3 y No. 10

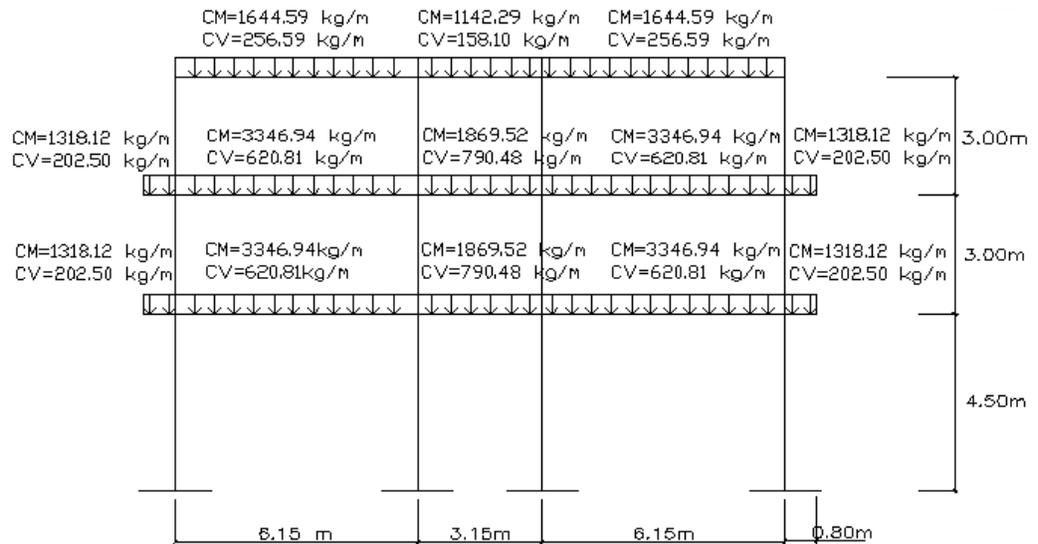


Figura 19. Cargas muerta y viva del marco No. 4 y No. 9

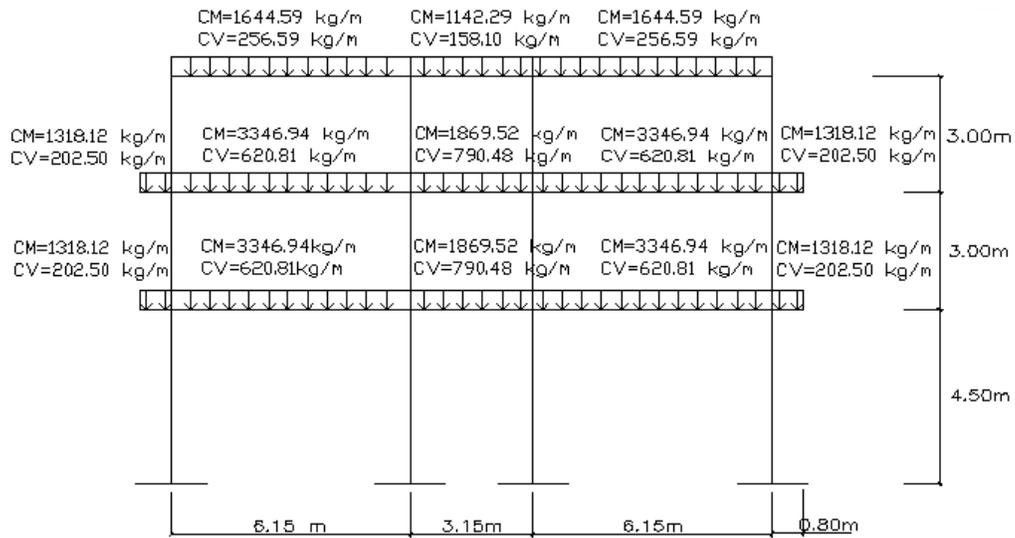


Figura 20. Cargas muerta y viva del marco No. 5 y No. 8

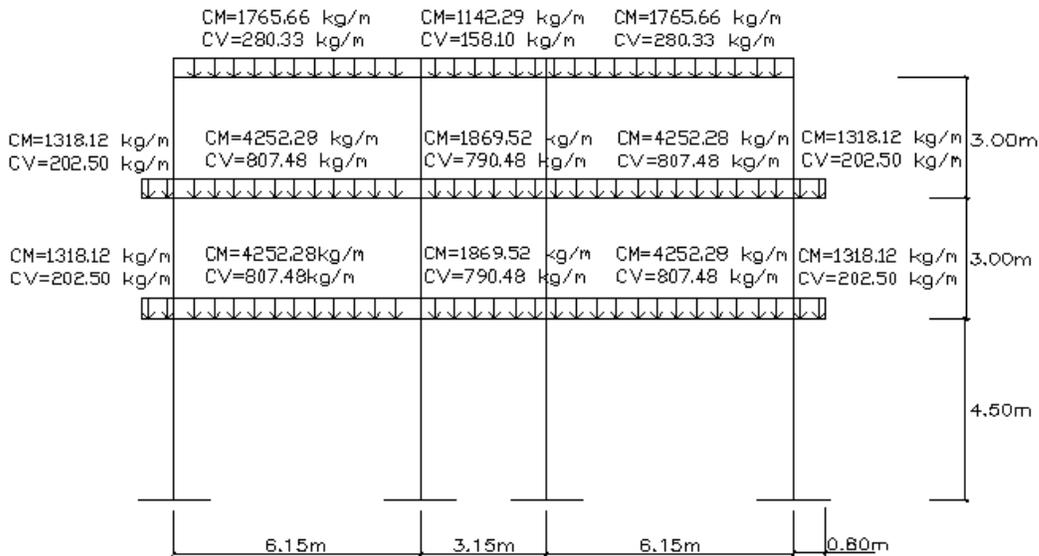


Figura 23. Cargas muerta y viva del marco No. B y No. C

DH=125625 kg/m CV=48144 kg/m		DH=229625 kg/m CV=91844 kg/m		DH=225625 kg/m CV=88144 kg/m		DH=225625 kg/m CV=88144 kg/m		DH=43325 kg/m CV=35938 kg/m		DH=43507 kg/m CV=3614 kg/m		DH=161138 kg/m CV=22333 kg/m		DH=125625 kg/m CV=48144 kg/m		DH=229625 kg/m CV=91844 kg/m		DH=225625 kg/m CV=88144 kg/m		DH=225625 kg/m CV=88144 kg/m	
DH=209625 kg/m CV=68946 kg/m	DH=219625 kg/m CV=78946 kg/m	DH=225625 kg/m CV=85946 kg/m	DH=225625 kg/m CV=85946 kg/m	DH=276274 kg/m CV=33325 kg/m	DH=225625 kg/m CV=85946 kg/m	DH=276274 kg/m CV=33325 kg/m	DH=225625 kg/m CV=85946 kg/m	DH=276274 kg/m CV=33325 kg/m	DH=43325 kg/m CV=35938 kg/m	DH=43507 kg/m CV=3614 kg/m	DH=276274 kg/m CV=33325 kg/m	DH=225625 kg/m CV=85946 kg/m	DH=229625 kg/m CV=91844 kg/m	DH=225625 kg/m CV=85946 kg/m							
DH=209625 kg/m CV=68946 kg/m	DH=209625 kg/m CV=68946 kg/m	DH=225625 kg/m CV=85946 kg/m	DH=225625 kg/m CV=85946 kg/m	DH=276274 kg/m CV=33325 kg/m	DH=43325 kg/m CV=35938 kg/m	DH=43507 kg/m CV=3614 kg/m	DH=276274 kg/m CV=33325 kg/m	DH=225625 kg/m CV=85946 kg/m	DH=229625 kg/m CV=91844 kg/m	DH=225625 kg/m CV=85946 kg/m											
3,63m		3,63m		3,63m		3,63m		5,6m		5,6m		5,6m		3,63m		3,63m		3,63m		3,63m	

2.1.8.1.5 Determinación de centro de rigidez

Nivel 3:

El nivel tres se asumirá en voladizo por lo tanto se utilizará la siguiente expresión para determinar la rigidez de las columnas:

$$K_c = \frac{1}{\frac{F * H^3}{3E_c * I} + \frac{1.2 * F * H}{A * G}}$$

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'c}$$

$$G = 0.4E_c$$

Donde:

Kc= rigidez de columna.

F= Fuerza de nivel.

Hc= altura de la columna.

Is= inercia de la sección.

G= módulo de cortante.

Ec= módulo de elasticidad de concreto.

A= área de la sección.

Sustitución de datos:

$$K = \frac{1}{\frac{97590.15 \text{ kg} \cdot (300 \text{ cm} - (55 \text{ cm} - 15 \text{ cm}))^3}{3 \cdot 15100 \cdot \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} \cdot (\frac{1}{12} \cdot 50 \text{ cm} \cdot (50 \text{ cm})^2)} + \frac{1.2 \cdot 97590.15 \text{ kg} \cdot 260 \text{ cm}}{(50 \text{ cm} \cdot 50 \text{ cm}) \cdot (0.4 \cdot 15100 \cdot \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2})}}$$

$$K = 0.2237 \text{ cm}^{-1}$$

Tabla XI. Centro de rigidez en el sentido Y

CENTRO DE RIGIDEZ EN Y					
MARCO	COLUMNA CUADRADA	Kc (cm ⁻¹)	Km (cm ⁻¹)	L (m)	Km*L (m*cm ⁻¹)
A	12	0.2237	2.6844	0	0
B	12	0.2237	2.6844	6.15	16.5090
C	12	0.2237	2.6844	9.3	24.9649
D	12	0.2237	2.6844	15.45	41.4739
		Σ Km	10.7376	Σ (Km*L)	82.9478

$$C_y = \frac{\sum(Km \cdot L)}{\sum Km}$$

$$C_y = \frac{82.9478}{10.7376} = 7.725 \text{ m}$$

Donde:

Cy= centro de rigidez en el sentido Y.

Tabla XII. Centro de rigidez en el sentido X

CENTRO DE RIGIDEZ EN X					
MARCO	COLUMNA CUADRADA	Kc (cm ⁻¹)	Km (cm ⁻¹)	L (m)	Km*L (m*cm ⁻¹)
1	4	0.2237	0.8948	0	-
2	4	0.2237	0.8948	3.63	3.2481
3	4	0.2237	0.8948	7.26	6.4962
4	4	0.2237	0.8948	10.89	9.7444
5	4	0.2237	0.8948	14.52	12.9925
6	4	0.2237	0.8948	20.02	17.9139
7	4	0.2237	0.8948	25.17	22.5221
8	4	0.2237	0.8948	30.67	27.4435
9	4	0.2237	0.8948	34.3	30.6916
10	4	0.2237	0.8948	37.93	33.9398
11	4	0.2237	0.8948	41.56	37.1879
12	4	0.2237	0.8948	45.19	40.4360
		Σ Km	10.7376	Σ (Km*L)	242.6161

$$C_x = \frac{\sum(K_m * L)}{\sum K_m} \quad C_x = \frac{242.6161}{10.7376} = 22.595m$$

Donde:

Cx= centro de rigidez en el sentido X.

Nivel 2:

El nivel dos se asumirá como doble empotrado, por lo se utilizará la siguiente expresión para determinar la rigidez de las columnas:

$$K_c = \frac{1}{\frac{F * H^3}{12 * E_c * I} + \frac{1.2 * F * H}{A * G}}$$

$$E_c = 15100 * \sqrt{f_c}$$

$$G = 0.4E_c$$

Donde:

Kc= rigidez.

F= Fuerza de nivel.

H= altura de la columna.

I= inercia de la sección.

G= módulo de cortante.

Ec= módulo de elasticidad de concreto.

A= área de la sección.

Sustitución de datos:

$$K_c = \frac{1}{\frac{92954.33 \text{ kg} * (260 \text{ cm})^3}{12 * 15100 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} * \left(\frac{1}{2} * 50 \text{ cm} * (50 \text{ cm})^2\right)} + \frac{1.2 * 9254.33 \text{ kg} * 260 \text{ cm}}{(50 \text{ cm} * 50 \text{ cm}) * 0.4 * 15100 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}}$$

$$K_c = 0.9560 \text{ cm}^{-1}$$

Tabla XIII. Centro de rigidez en el sentido Y

CENTRO DE RIGIDEZ EN Y					
MARCO	COLUMNA CUADRADA	Kc (cm ⁻¹)	Km (cm ⁻¹)	L (m)	Km*L (m*cm ⁻¹)
A	12	0.956	11.472	0	0
B	12	0.956	11.472	6.15	70.5528
C	12	0.956	11.472	9.3	106.6896
D	12	0.956	11.472	15.45	177.2424
		Σ Km	45.888	Σ (Km*L)	354.4848

Tabla XIV. Centro de rigidez en el sentido X

CENTRO DE RIGIDEZ EN X					
MARCO	COLUMNA CUADRADA	Kc (cm ⁻¹)	Km (cm ⁻¹)	L (m)	Km*L (m*cm ⁻¹)
1	4	0.956	3.824	0	-
2	4	0.956	3.824	3.63	13.8811
3	4	0.956	3.824	7.26	27.7622
4	4	0.956	3.824	10.89	41.6434
5	4	0.956	3.824	14.52	55.5245
6	4	0.956	3.824	20.02	76.5565
7	4	0.956	3.824	25.17	96.2501
8	4	0.956	3.824	30.67	117.2821
9	4	0.956	3.824	34.3	131.1632
10	4	0.956	3.824	37.93	145.0443
11	4	0.956	3.824	41.56	158.9254
12	4	0.956	3.824	45.19	172.8066
		Σ Kc	45.888	Σ (Km*L)	1,036.83

$$C_y = \frac{354.4848}{45.888} = 7.725m$$

$$C_x = \frac{1036.8394}{45.888} = 22.595m$$

Nivel 1:

El nivel uno se asumirá como doble empotrado, por lo tanto se utilizará la siguiente expresión para determinar la rigidez de las columnas:

$$K_c = \frac{1}{\frac{F * H^3}{12 * E_c * I} + \frac{1.2 * F * H}{A * G}}$$

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'_c}$$

$$G = 0.4E_c$$

Donde:

Kc= rigidez.

F= fuerza de nivel.

H= altura de la columna.

I= inercia de la sección.

G= módulo de cortante.

Ec= módulo de elasticidad de concreto.

A= área de la sección.

Sustitución de datos:

$$Kc = \frac{1}{\frac{61539.7kg * (410cm)^2}{12 * 15100 * \sqrt{280kg/cm^2} * (\frac{1}{2} * 50cm * (50cm)^2)} + \frac{1.2 * 61539.7kg * 410cm}{(50cm * 50cm) * 0.4 * 5100 * \sqrt{280kg/cm^2}}}$$

$$Kc=0.3564 \text{ cm}^{-1}$$

Tabla XV. Centro de rigidez en el sentido Y

CENTRO DE RIGIDEZ EN Y					
MARCO	COLUMNA CUADRADA	Kc (cm ⁻¹)	Km (cm ⁻¹)	L (m)	Km*L (m*cm ⁻¹)
A	12	0.3564	4.2768	0	0.0000
B	12	0.3564	4.2768	6.15	26.3023
C	12	0.3564	4.2768	9.3	39.7742
D	12	0.3564	4.2768	15.45	66.0766
		Σ Km	17.1072	Σ (Km*L)	132.15312

Tabla XVI. Centro de rigidez en el sentido X

CENTRO DE RIGIDEZ EN X					
MARCO	COLUMNA CUADRADA	Kc (cm ⁻¹)	Km (cm ⁻¹)	L (m)	Km*L (m*cm ⁻¹)
1	4	0.3564	1.4256	0	-
2	4	0.3564	1.4256	3.63	5.1749
3	4	0.3564	1.4256	7.26	10.3499
4	4	0.3564	1.4256	10.89	15.5248
5	4	0.3564	1.4256	14.52	20.6997
6	4	0.3564	1.4256	20.02	28.5405
7	4	0.3564	1.4256	25.17	35.8824
8	4	0.3564	1.4256	30.67	43.7232
9	4	0.3564	1.4256	34.3	48.8981
10	4	0.3564	1.4256	37.93	54.073
11	4	0.3564	1.4256	41.56	59.2479
12	4	0.3564	1.4256	45.19	64.4229
		Σ Km	17.1072	Σ (Km*L)	386.5372

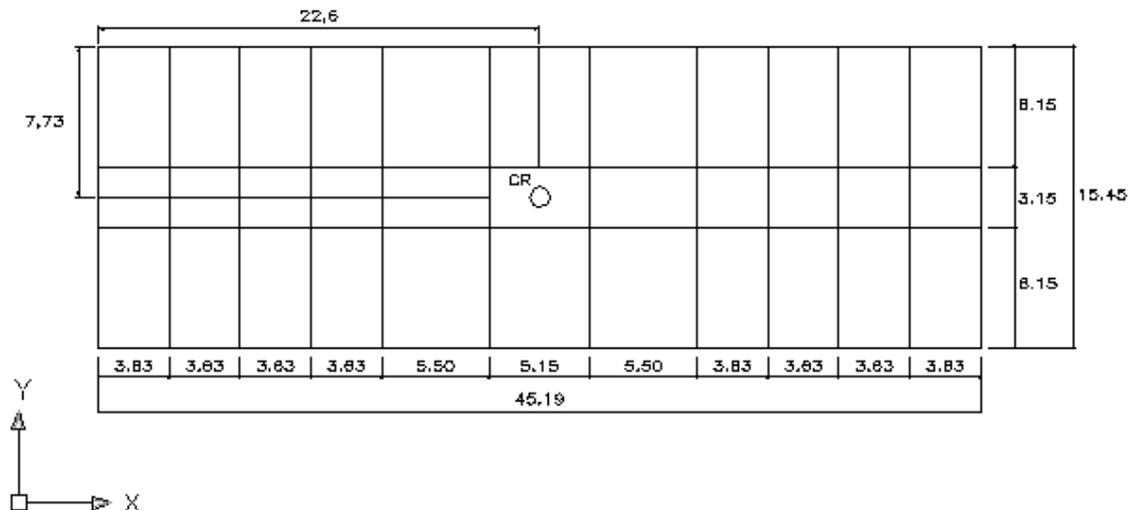
$$C_y = \frac{132.15312}{17.1072} = 7.725m$$

$$C_x = \frac{386.5372}{17.1072} = 22.595m$$

Tabla XVII. Resumen de centro de rigidez por nivel

CENTRO DE RIGIDEZ POR NIVEL		
NIVEL	Y(m)	X(m)
3	7.725	22.595
2	7.725	22.595
1	7.725	22.595

Figura 24. Diagrama del centro de rigidez



2.1.8.1.6 Determinación de centro de masa

Para el cálculo del centro de masa se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$C_{mx} = \frac{\text{Largo}}{2} \qquad C_{my} = \frac{\text{Ancho}}{2}$$

Donde:

C_{mx} = centro de masa en el sentido X.

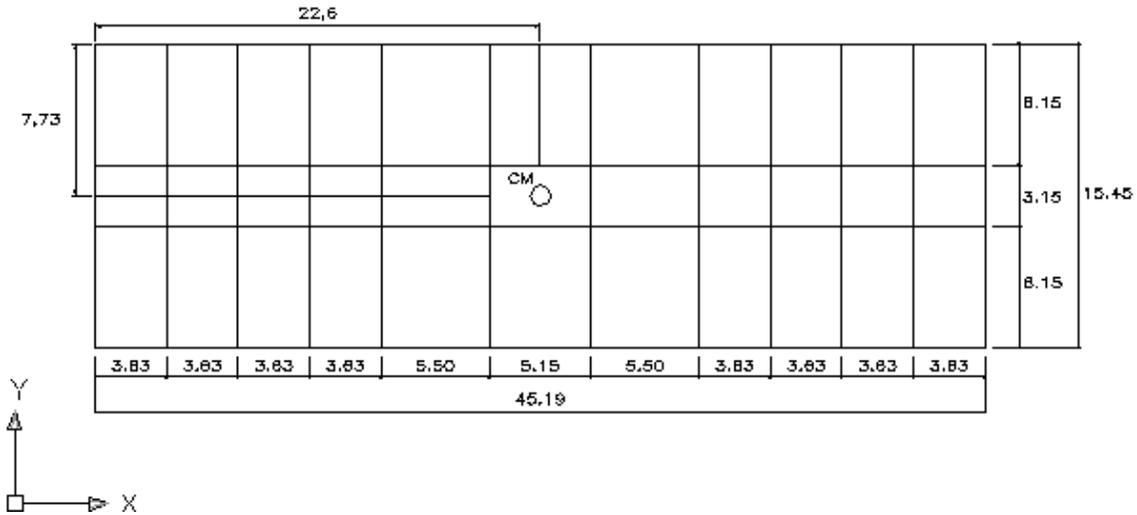
C_{my} = centro de masa en el sentido Y.

Sustitución de datos:

$$C_{mx} = \frac{45.19m}{2} = 22.595m$$

$$C_{my} = \frac{15.45m}{2} = 7.725m$$

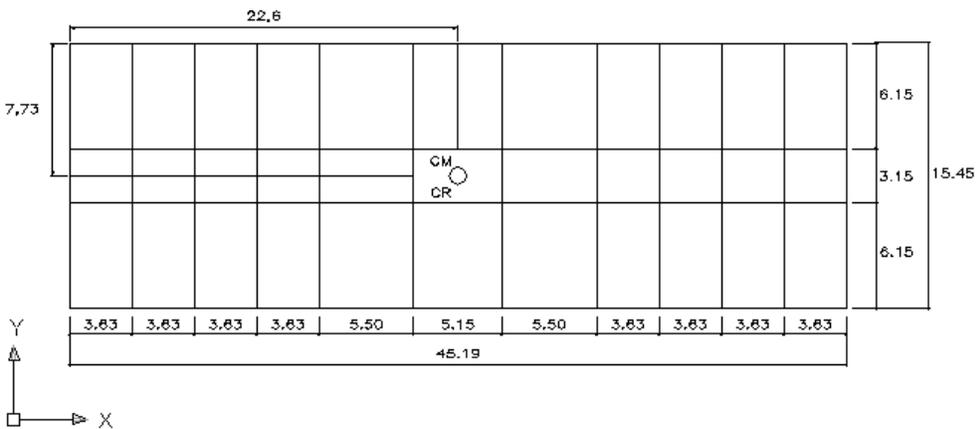
Figura 25. Diagrama del centro de masa



2.1.8.1.7 Torsión

Como se observará en la siguiente figura el centro de rigidez coincide con el centro de masa en los dos sentidos, por lo tanto nuestra excentricidad es igual a cero. En este caso se considerada una excentricidad del 10% con respecto a cada sentido.

Figura 26. Diagrama del centro de rigidez y centro de masa



Para calcular la excentricidad en cada sentido se utilizará la siguiente expresión:

Excentricidad directa:

$$e_{x,y} = |c_{mx,y} - c_{rs,y}|$$

Excentricidad de diseño:

$$e_{1x,y} = |c_{mx,y} - c_{rs,y}| + 0.10b$$

Donde:

e1= excentricidad.

Cmx,y= centro de masa en X y Y.

Cx,y=centro de rigidez en X y Y.

b= es la dimensión de la planta correspondiente en la dirección perpendicular a la del movimiento sísmico.

Distribución de corte traslacional y sismo en el tercer nivel:

Excentricidad directa:

$$e_x = |22.595 - 22.595| = 0$$

$$e_y = |7.725 - 7.725| = 0$$

Excentricidad de diseño:

$$e_{1x} = |22.595 - 22.595| + 0.10(45.19) = 4.519$$

$$e_{1y} = |7.725 - 7.725| + 0.10(15.45) = 1.545$$

Para calcular la fuerza en marcos se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$Et = \frac{\sum(Km * di^2)}{Km * di}$$

$$Ft' = \frac{Km * F}{\sum Km}$$

$$Ft'' = \frac{e * F}{Et}$$

$$F_m = f_i' \pm f_i''$$

Si el valor de $F_m < F_i'$, se debe de tomar F_i' como la fuerza del marco. Si el valor de $F_m > F_i'$, F_m será el valor del marco analizado.

Donde:

F = fuera por nivel.

K_m = rigidez del marco o nivel que se está analizando.

ΣK_m = rigidez total del nivel.

e = excentricidad.

E_i = relación entre rigideces y brazo de cada marco.

F_i' = fuerza o corte traslacional.

F_i'' = fuerza o corte inducido por sismo.

NOTA: la fuerza de cada marco estará indicada con negrillas.

FUERZA EN MARCOS

Tabla XVIII. Tercer nivel sentido Y

NIVEL 3: SENTIDO Y								
Marco	K_m	d_i	$K_m \cdot d_i$	$K_m \cdot d_i^2$	E_i	F_i'	F_i''	F_m
A	2.68	7.72	20.73	160.19	16.09	24397.5	9369.5	33767.0
B	2.68	1.57	4.22	6.65	78.92	24397.5	1910.2	26307.8
C	2.68	-1.57	-4.22	6.65	-78.92	24397.5	-1910.2	22487.2
D	2.68	-7.72	-20.73	160.19	-16.09	24397.5	-9369.5	15027.9
ΣK_m	10.7		$\Sigma K_m \cdot d_i^2$	333.70				

Tabla XIX. Tercer nivel sentido X

NIVEL 3: SENTIDO X								
Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	0.89	-22.59	-20.21	456.82	-116.32	8132.51	-3791.10	4341.40
2	0.89	-18.96	-16.96	321.83	-138.59	8132.51	-3182.02	4950.48
3	0.89	-15.33	-13.72	210.42	-171.40	8132.51	-2572.97	5559.53
4	0.89	-11.70	-10.47	122.59	-224.55	8132.51	-1963.91	6168.59
5	0.89	-8.075	-7.22	58.34	-325.50	8132.51	-1354.86	6777.64
6	0.89	-2.575	-2.30	5.93	-1020.7	8132.51	-432.04	7700.46
7	0.89	2.575	2.30	5.93	1020.7	8132.51	432.04	8564.55
8	0.89	8.075	7.22	58.34	325.50	8132.51	1354.86	9487.37
9	0.89	11.70	10.47	122.59	224.55	8132.51	1963.91	10096.4
10	0.89	15.33	13.72	210.42	171.40	8132.51	2572.97	10705.4
11	0.89	18.96	16.96	321.83	138.59	8132.51	3182.02	11314.5
12	0.89	22.59	20.21	456.82	116.32	8132.51	3791.10	11923.6
Σ Km	10.7		Σ	2351.9				

Tabla XX. Segundo nivel sentido Y

NIVEL 2: SENTIDO Y								
Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	11.47	7.72	88.62	684.59	16.09	23238.58	8924.47	32163.0
B	11.47	1.57	18.06	28.45	78.92	23238.58	1819.55	25058.1
C	11.47	-1.57	-18.06	28.45	-78.92	23238.58	-1819.55	21419.0
D	11.47	-7.72	-88.62	684.59	-16.09	23238.58	-8924.47	14314.1
Σ Km	45.88		Σ	1426.1				

Tabla XXI. Segundo nivel sentido X

NIVEL 2: SENTIDO X								
Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	3.82	-22.59	-86.40	1952.28	-116.32	7746.19	-3611.0	4135.2
2	3.82	-18.96	-72.52	1375.38	-138.59	7746.19	-3030.8	4715.3
3	3.82	-15.33	-58.64	899.26	-171.40	7746.19	-2450.7	5295.4
4	3.82	-11.70	-44.75	523.91	-224.55	7746.19	-1870.6	5875.6
5	3.82	-8.07	-30.87	249.34	-325.50	7746.19	-1290.5	6455.7
6	3.82	-2.57	-9.84	25.36	-1020.7	7746.19	-411.5	7334.7
7	3.82	2.57	9.84	25.36	1020.7	7746.19	411.5	8157.7
8	3.82	8.07	30.87	249.34	325.50	7746.19	1290.5	9036.6
9	3.82	11.70	44.76	523.91	224.56	7746.19	1870.6	9616.8
10	3.82	15.33	58.64	899.26	171.40	7746.19	2450.7	10196.9
11	3.82	18.96	72.52	1375.38	138.59	7746.19	3030.8	10777.0
12	3.82	22.59	86.40	1952.28	116.32	7746.19	3611.0	11357.2
Σ	45.8		Σ	10051.0				

Tabla XXII. Primer nivel sentido Y

NIVEL 1: SENTIDO Y								
Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	4.27	7.72	33.04	255.23	16.09	15384.92	5908.38	21293.3
B	4.27	1.57	6.73	10.60	78.92	15384.92	1204.61	16589.5
C	4.27	-1.57	-6.73	10.60	-78.92	15384.92	-1204.61	14180.3
D	4.27	-7.72	-33.04	255.23	-16.09	15384.92	-5908.38	9476.5
Σ Km	17.1		Σ	531.69				

Tabla XXIII. Primer nivel sentido X

NIVEL 2: SENTIDO X								
Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	1.42	-22.59	-32.21	727.81	-116.3	5128.30	-2390.64	2737.6
2	1.42	-18.96	-27.03	512.74	-138.5	5128.30	-2006.57	3121.7
3	1.42	-15.33	-21.86	335.24	-171.4	5128.30	-1622.50	3505.8
4	1.42	-11.70	-16.68	195.31	-224.5	5128.30	-1238.43	3889.8
5	1.42	-8.07	-11.51	92.95	-325.5	5128.30	-854.36	4273.9
6	1.42	-2.57	-3.67	9.45	-1020.7	5128.30	-272.44	4855.8
7	1.42	2.57	3.67	9.45	1020.7	5128.30	272.44	5400.7
8	1.42	8.07	11.51	92.95	325.5	5128.30	854.36	5982.6
9	1.42	11.70	16.68	195.31	224.5	5128.30	1238.43	6366.7
10	1.42	15.33	21.86	335.24	171.4	5128.30	1622.50	6750.8
11	1.42	18.96	27.03	512.74	138.5	5128.30	2006.57	7134.8
12	1.42	22.59	32.29	727.81	116.3	5128.30	2390.64	7518.9
Σ	17.1		Σ	3747.0				

DIAGRAMA DE CARGAS LATERALES PARA CADA MARCO:

Figura 27. Cargas laterales del marco 1

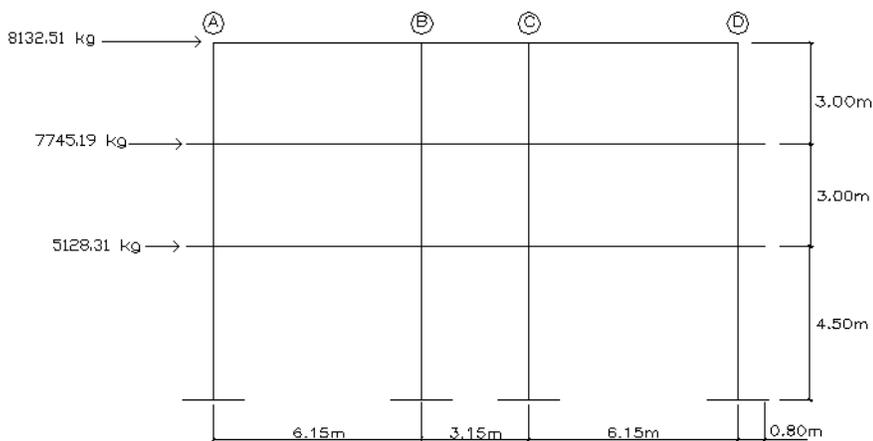


Figura 28. Cargas laterales del marco 2

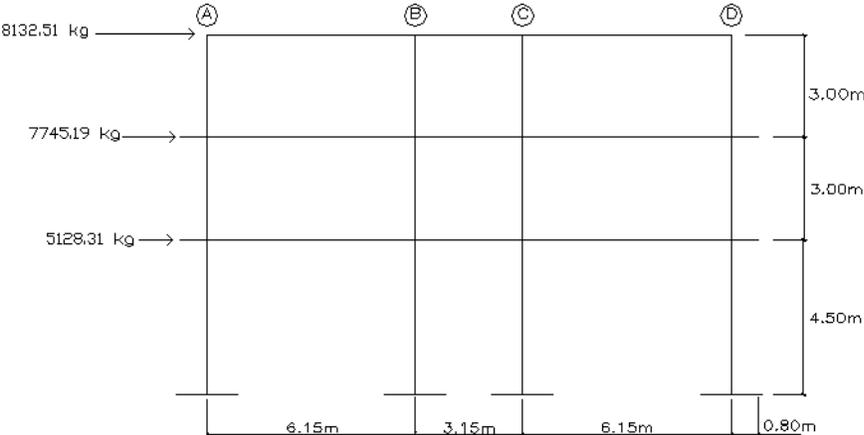


Figura 29. Cargas laterales del marco 3

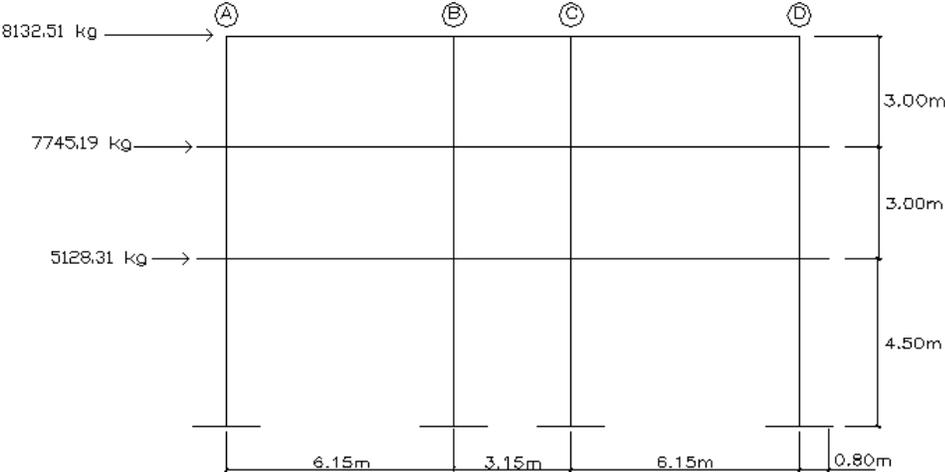


Figura 30. Cargas laterales del marco 4

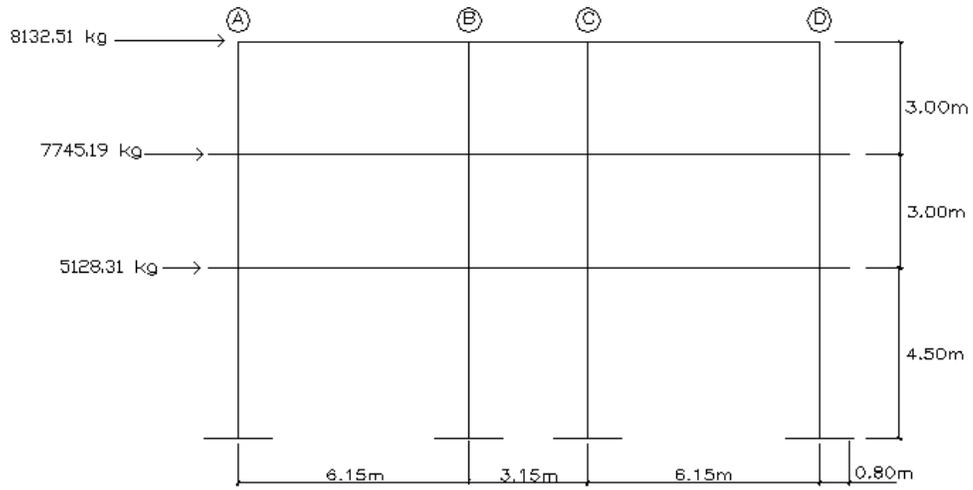


Figura 31. Cargas laterales del marco 5

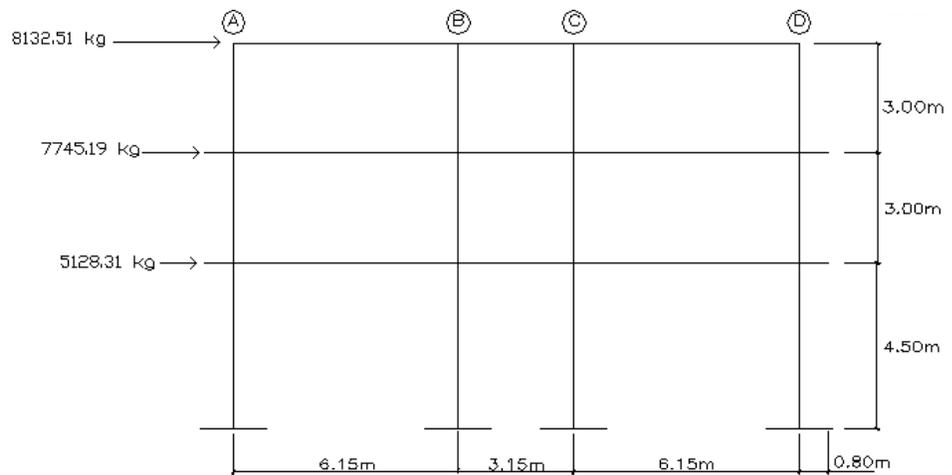


Figura 32. Cargas laterales del marco 6

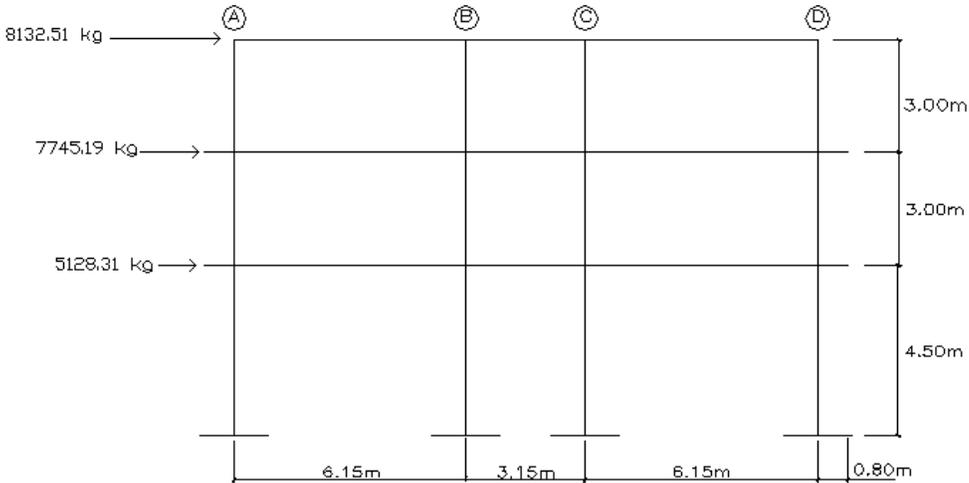


Figura 33. Cargas laterales del marco 7

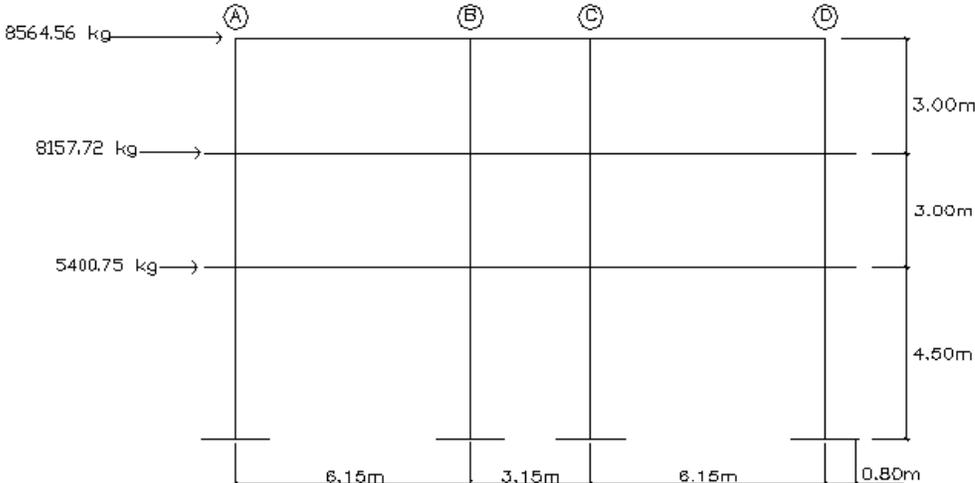


Figura 34. Cargas laterales del marco 8

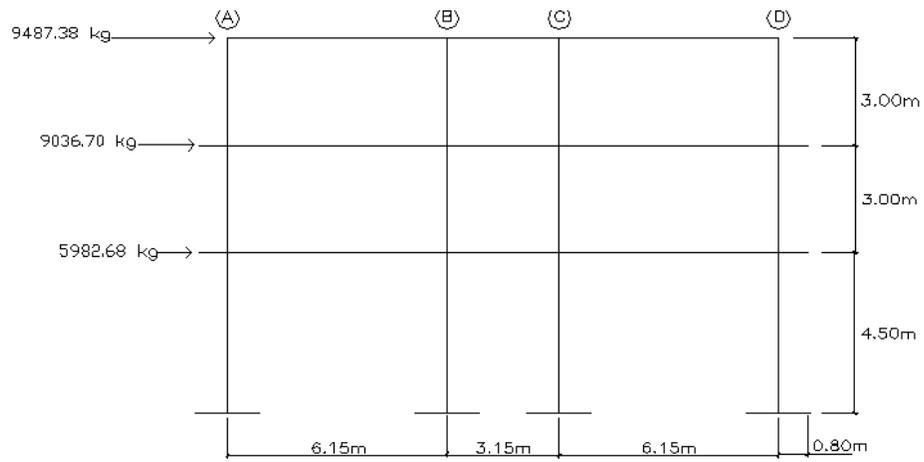


Figura 35. Cargas laterales del marco 9

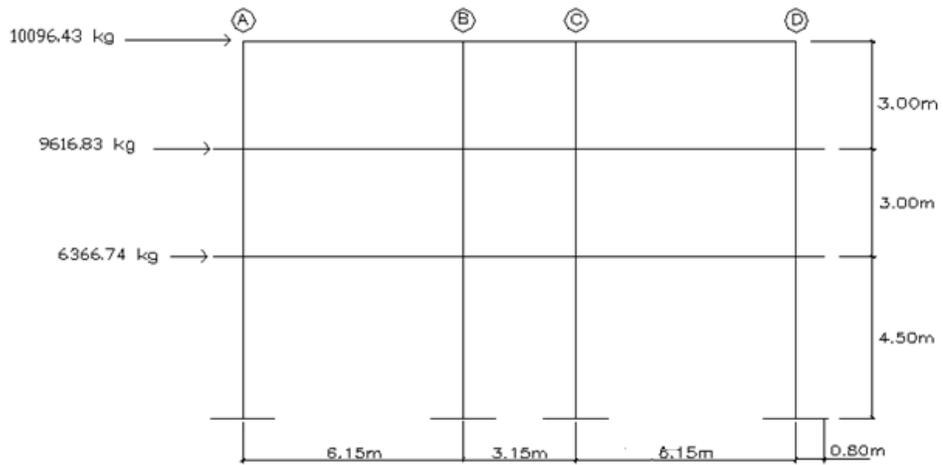


Figura 36. Cargas laterales del marco 10

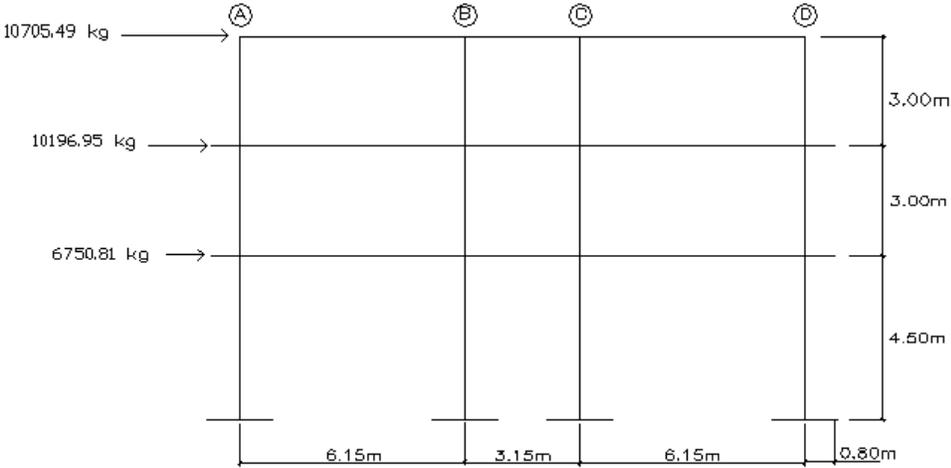


Figura 37. Cargas laterales del marco 11

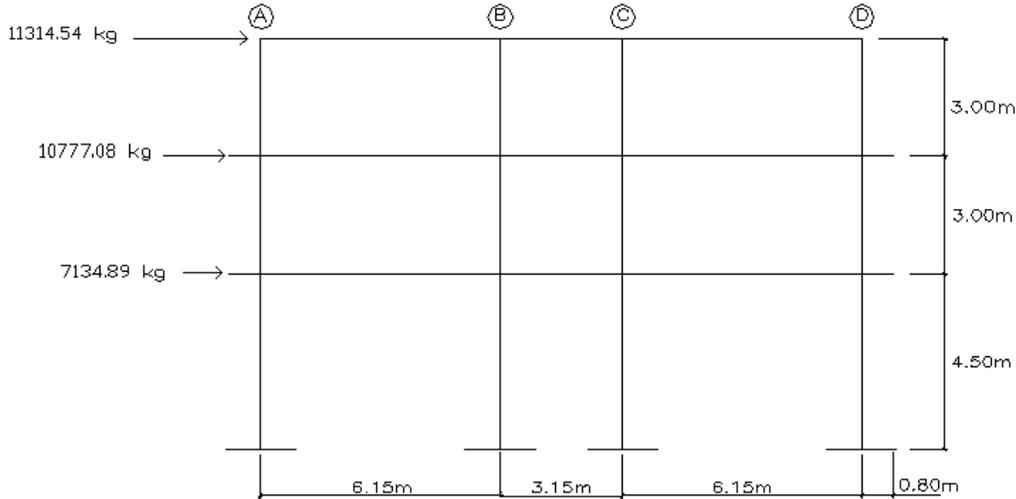


Figura 38. Cargas laterales del marco 12

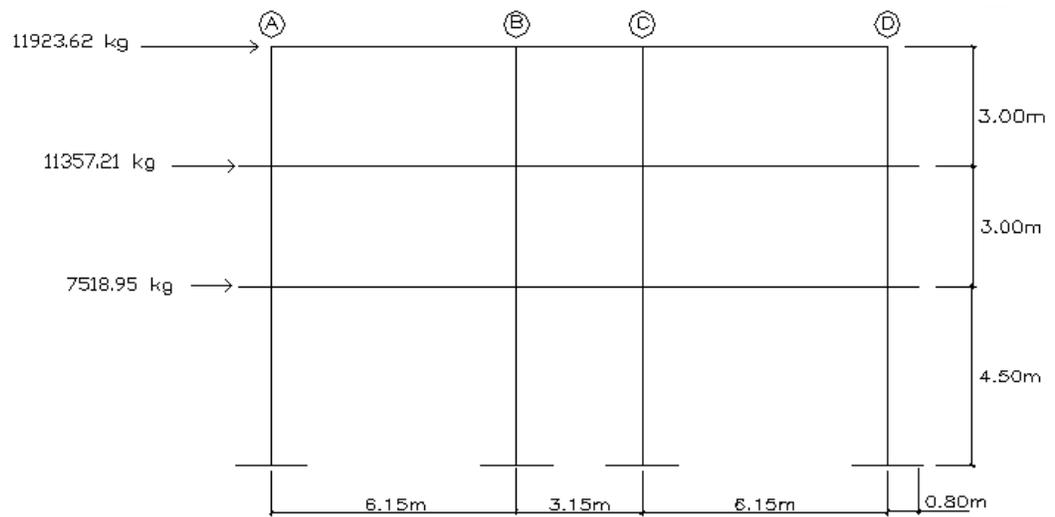


Figura 39. Cargas laterales del marco A

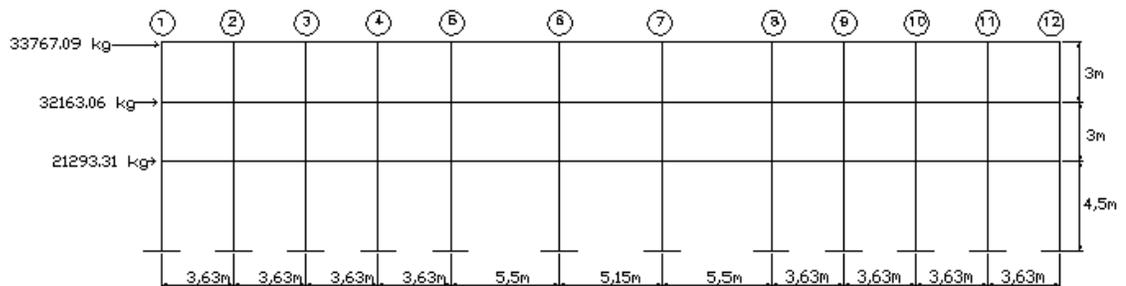


Figura 40. Cargas laterales del marco B

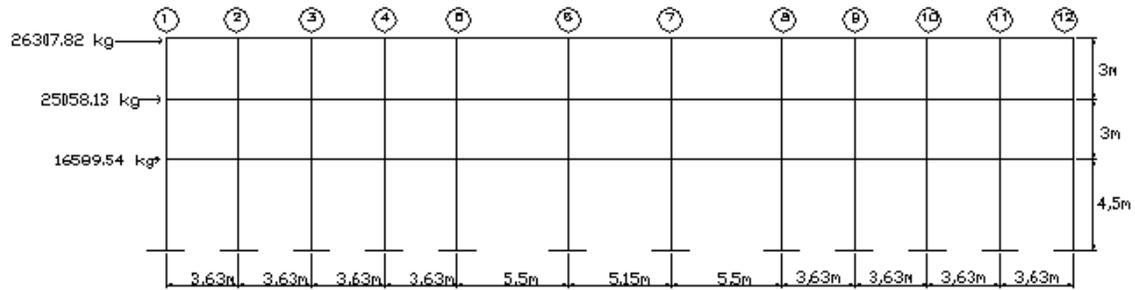


Figura 41. Cargas laterales del marco C

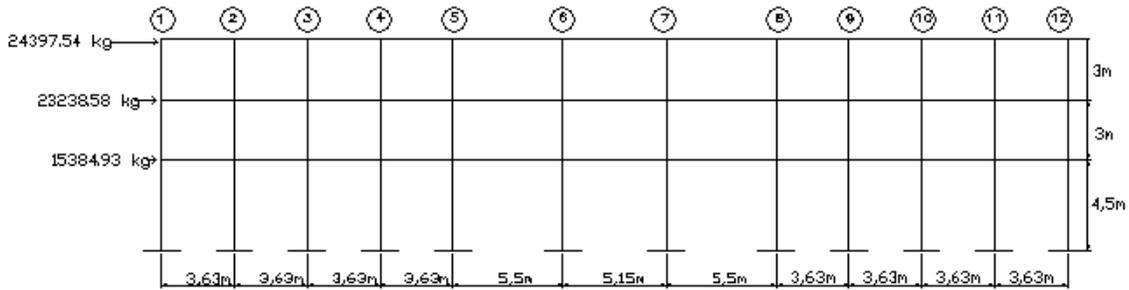
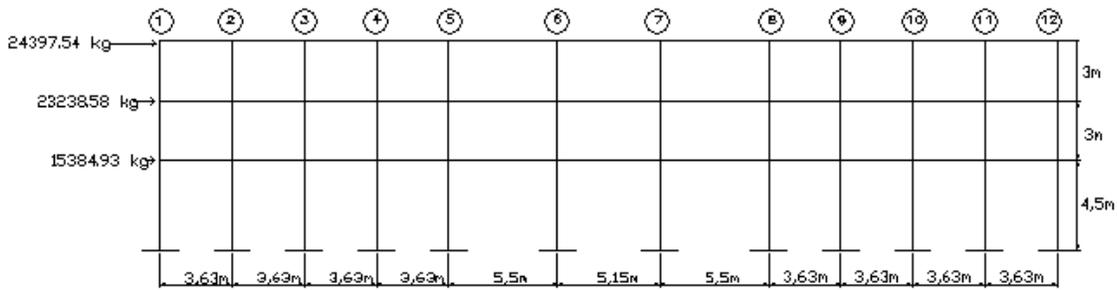


Figura 42. Cargas laterales del marco D



2.1.8.1.8 Análisis de marcos dúctiles unidos por nudos rígidos por el método de Kani

El siguiente resumen se aplica únicamente para miembros de sección constante.

Momentos fijos (MF_{ik}): es el momento necesario en el extremo de un miembro para que el giro en ese extremo sea igual a cero, este también es conocido como momento de empotramiento, estos se calculan cuando existen cargas verticales.

Momentos de sujeción (M_S): Los momentos de sujeción se determinan cuando varios momentos actúan sobre un mismo nodo, estos existen cuando hay cargas verticales. Lo calcularemos con la siguiente ecuación:

$$M_S = \sum MF_{en\ el\ nodo}$$

Rigidez de los elementos (K_{ik}): es la acción necesaria para producir una deformación unitaria de cualquier clase de sollicitación (flexión, torsión y corte) sin permitir traslación en ninguno de sus extremos. Lo calcularemos con la siguiente ecuación:

$$K_{ik} = \frac{I_{ik}}{L_{ik}} \qquad I_{ik} = \frac{bh^3}{12}$$

Donde:

K_{ik} = rigidez del elemento.

I_{ik} = inercia del elemento.

L_{ik} = longitud del elemento.

b = base del elemento.

h = altura del elemento.

Factores de giro o coeficiente de reparto (μ_{ik}): es el factor por el cual se debe multiplicar el momento aplicado al nudo para obtener el momento que absorbe el extremo de cada uno de los miembros que llegan a ese nudo. Lo calcularemos con la siguiente ecuación:

$$\mu_{ik} = \frac{1}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{del\ nudo}}$$

$\mu_{ik} = 0$ en los empotramientos.

Factores de corrimiento (V_{ik}): estos se calculan para columnas y existen cuando hay ladeo causado por asimetría en la estructura o cuando se hace el análisis con la fuerza horizontal aplicada al marco dúctil unido con nudos rígidos. Lo calcularemos con la siguiente ecuación:

$$V_{ik} = -\frac{3}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{columnas\ del\ nivel}}$$

La sumatoria de los factores de corrimiento tiene que sumar -1.50.

Influencias de giro (M'_{ik}): en nuestro caso el análisis será con ladeo, para lo cual utilizaremos la siguiente ecuación:

$$M'_{ik} = \mu_{ik}(M_S + \sum M'_{inivel})$$

Influencia de desplazamiento (M''_{ik}): en nuestro caso será un lado por asimetría por lo tanto utilizaremos la siguiente ecuación:

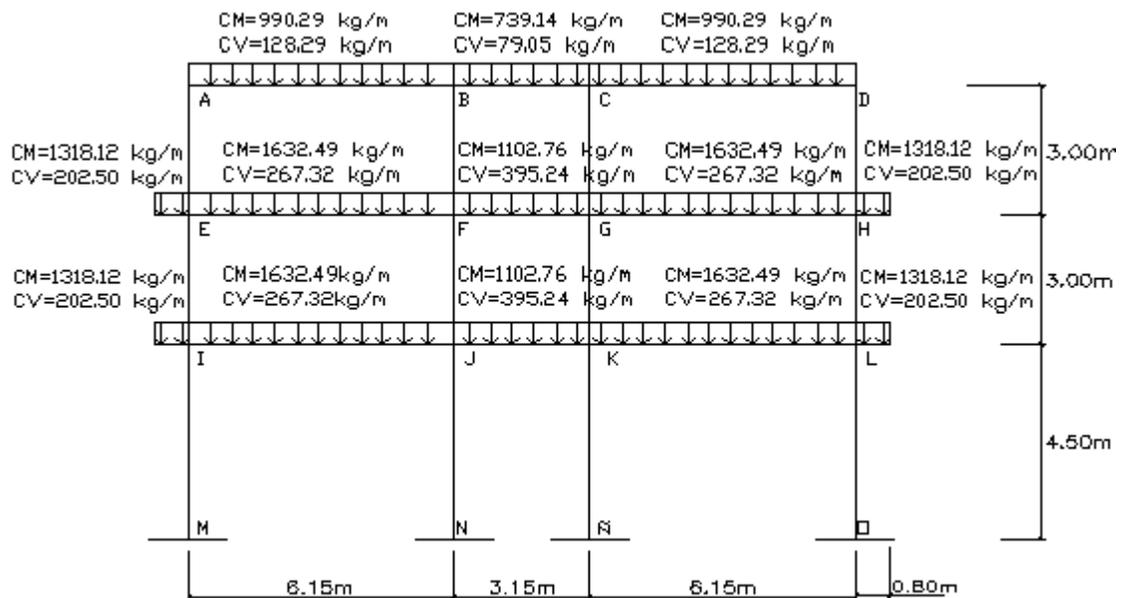
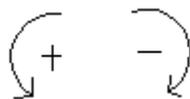
$$M''_{ik} = V_{ik}(\sum (M'_{ik} + M'_{ki}))$$

Momentos finales en extremo de cada barra (M_{ik}):

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$$

ANÁLISIS DE MARCO NO. 1 Y 12 CARGA MUERTA:

Figura 43. Carga muerta del marco No. 1 y 12



Momentos fijos o de empotramiento ($M_{F_{ik}}$):

$$M_{AD} = \frac{W * L^2}{12} = \frac{(990.29)(6.15)^2}{12} = 3121.27 \text{ kg} - m \rightarrow M_{DA} = -3121.27 \text{ kg} - m$$

$$M_{BC} = \frac{W * L^2}{12} = \frac{(739.14)(3.15)^2}{12} = 611.17 \text{ kg} - m \rightarrow M_{CB} = -611.17 \text{ kg} - m$$

$$M_{CD} = \frac{W * L^2}{12} = \frac{(990.29)(6.15)^2}{12} = 3121.27 \text{ kg} - m \rightarrow M_{DC} = -3121.27 \text{ kg} - m$$

$$M_{EE'} = -\frac{W * L^2}{2} = -\frac{(1318.12)(0.80)^2}{2} = -421.80 \text{ kg} - m \rightarrow M_{E'E}$$

$$= 421.80 \text{ kg} - m$$

$$M_{EF} = \frac{W * L^2}{12} = \frac{(1632.49)(6.15)^2}{12} = 5145.40 \text{ kg} - m \rightarrow M_{FE} = -5145.40 \text{ kg} - m$$

$$M_{FG} = \frac{W * L^2}{12} = \frac{(1102.76)(3.15)^2}{12} = 911.85 \text{ kg} - m \rightarrow M_{GF} = -911.85 \text{ kg} - m$$

$$M_{GH} = \frac{W * L^2}{12} = \frac{(1632.49)(6.15)^2}{12} = 5145.40 \text{ kg} - m \rightarrow M_{HG} = -5145.40 \text{ kg} - m$$

$$M_{HH'} = \frac{W * L^2}{2} = \frac{(1318.12)(0.80)^2}{2} = 421.80 \text{ kg} - m \rightarrow M_{H'H} = -421.80 \text{ kg} - m$$

$$M_{H'I'} = -\frac{W * L^2}{2} = -\frac{(1318.12)(0.80)^2}{2} = -421.80 \text{ kg} - m \rightarrow M_{I'I} = 421.80 \text{ kg} - m$$

$$M_{IJ} = \frac{W * L^2}{12} = \frac{(1632.49)(6.15)^2}{12} = 5145.40 \text{ kg} - m \rightarrow M_{JI} = -5145.40 \text{ kg} - m$$

$$M_{JK} = \frac{W * L^2}{12} = \frac{(1102.76)(3.15)^2}{12} = 911.85 \text{ kg} - m \rightarrow M_{KJ} = -911.85 \text{ kg} - m$$

$$M_{KL} = \frac{W * L^2}{12} = \frac{(1632.49)(6.15)^2}{12} = 5145.40 \text{ kg} - m \rightarrow M_{LK} = -5145.40 \text{ kg} - m$$

$$M_{L'L'} = \frac{W * L^2}{2} = \frac{(1318.12)(0.80)^2}{2} = 421.80 \text{ kg} - m \rightarrow M_{L'L} = -421.80 \text{ kg} - m$$

Momentos de sujeción (M_s):

Nodo A: 3121.27 kg-m

Nodo B: -2510.09 kg-m

Nodo C: 2510.09 kg-m

Nodo D: -3121.27 kg-m

Nodo E: 4723.61 kg-m Nodo F: -4233.56 kg-m
 Nodo G: 4233.56 kg-m Nodo H: -4723.61 kg-m
 Nodo I: 4723.61 kg-m Nodo J: -4233.56 kg-m
 Nodo K: 4233.56 kg-m Nodo L: -4723.61 kg-m

Rigidez de los elementos (K_{ik}):

$$K_{ik} = \frac{I_{ik}}{L_{ik}}$$

$$I_{vigas} = \frac{(35\text{cm})(55\text{cm})^3}{12} = 485260.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{columnas} = \frac{(50\text{cm})(50\text{cm})^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

Inercia relativa:

$$Columnas = \frac{520833.33\text{cm}^4}{520833.33 \text{ cm}^4} = 1$$

$$Vigas = \frac{485260.42 \text{ cm}^4}{520833.33 \text{ cm}^4} = 0.93$$

$$K_{AB} = K_{CD} = K_{EF} = K_{GH} = K_{IJ} = K_{KL} = \frac{0.93}{6.15} = 0.15$$

$$K_{BC} = K_{FG} = K_{JK} = \frac{0.93}{3.15} = 0.30$$

$$K_{E'E} = K_{H'H'} = K_{I'I'} = K_{L'L'} = \frac{0.93}{3.15} = 0.30$$

$$K_{AE} = K_{BF} = K_{CG} = K_{DH} = K_{EI} = K_{FJ} = K_{GK} = \frac{1}{3.00} = 0.33$$

$$K_{IM} = K_{JN} = K_{KN} = K_{LO} = \frac{1}{4.50} = 0.22$$

Factores de giro o coeficiente de reparto (μ_{ik}):

$$\mu_{MI} = \mu_{NJ} = \mu_{KN} = \mu_{LO} = 0$$

La suma de los factores de giro en cada nodo tiene que sumar -0.50.

Nodo A:

$$\mu_{AB} = -\frac{1}{2} * \frac{0.15}{0.15 + 0.33} = -0.156$$

$$\mu_{AE} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.15 + 0.33} = -0.344$$

$$\mu_{AB} + \mu_{AE} = -0.156 - 0.344 = -0.50$$

Nodo B:

$$\mu_{BA} = -\frac{1}{2} * \frac{0.15}{0.15 + 0.30 + 0.33} = -0.096$$

$$\mu_{BC} = -\frac{1}{2} * \frac{0.30}{0.15 + 0.30 + 0.33} = -0.192$$

$$\mu_{BF} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.15 + 0.30 + 0.33} = -0.212$$

$$\mu_{BA} + \mu_{BC} + \mu_{BF} = -0.096 - 0.192 - 0.212 = -0.50$$

Nodo C:

$$\mu_{CB} = -\frac{1}{2} * \frac{0.30}{0.15 + 0.30 + 0.33} = -0.192$$

$$\mu_{CD} = -\frac{1}{2} * \frac{0.15}{0.15 + 0.30 + 0.33} = -0.096$$

$$\mu_{CG} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.15 + 0.30 + 0.33} = -0.212$$

$$\mu_{CB} + \mu_{CD} + \mu_{CG} = -0.192 - 0.096 - 0.212 = -0.50$$

Nodo D:

$$\mu_{DC} = -\frac{1}{2} * \frac{0.15}{0.15 + 0.33} = -0.156$$

$$\mu_{DH} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.15 + 0.33} = -0.344$$

$$\mu_{DC} + \mu_{DH} = -0.156 - 0.344 = -0.50$$

Nodo E:

$$\mu_{EE'} = -\frac{1}{2} * \frac{1.16}{1.16 + 0.33 + 0.15 + 0.33} = -0.294$$

$$\mu_{EA} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{1.16 + 0.33 + 0.15 + 0.33} = -0.084$$

$$\mu_{EF} = -\frac{1}{2} * \frac{0.15}{1.16 + 0.33 + 0.15 + 0.33} = -0.038$$

$$\mu_{EI} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{1.16 + 0.33 + 0.15 + 0.33} = -0.084$$

$$\mu_{EE'} + \mu_{EA} + \mu_{EF} + \mu_{EI} = -0.294 - 0.084 - 0.038 - 0.084 = -0.50$$

Nodo F:

$$\mu_{FE} = -\frac{1}{2} * \frac{0.15}{0.15 + 0.33 + 0.30 + 0.33} = -0.068$$

$$\mu_{FB} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.15 + 0.33 + 0.30 + 0.33} = -0.149$$

$$\mu_{FG} = -\frac{1}{2} * \frac{0.30}{0.15 + 0.33 + 0.30 + 0.33} = -0.135$$

$$\mu_{FJ} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.15 + 0.33 + 0.30 + 0.33} = -0.149$$

$$\mu_{FE} + \mu_{FB} + \mu_{FG} + \mu_{FJ} = -0.068 - 0.149 - 0.135 - 0.149 = -0.50$$

Nodo G:

$$\mu_{GF} = -\frac{1}{2} * \frac{0.30}{0.15 + 0.33 + 0.30 + 0.33} = -0.135$$

$$\mu_{GC} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.15 + 0.33 + 0.30 + 0.33} = -0.149$$

$$\mu_{GH} = -\frac{1}{2} * \frac{0.15}{0.15 + 0.33 + 0.30 + 0.33} = -0.068$$

$$\mu_{Gk} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.15 + 0.33 + 0.30 + 0.33} = -0.149$$

$$\mu_{CF} + \mu_{CC} + \mu_{CH} + \mu_{CK} = -0.135 - 0.149 - 0.068 - 0.149 = -0.50$$

Nodo H:

$$\mu_{HG} = -\frac{1}{2} * \frac{0.15}{1.16 + 0.33 + 0.15 + 0.33} = -0.038$$

$$\mu_{HD} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{1.16 + 0.33 + 0.15 + 0.33} = -0.084$$

$$\mu_{HH'} = -\frac{1}{2} * \frac{1.16}{1.16 + 0.33 + 0.15 + 0.33} = -0.294$$

$$\mu_{HL} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{1.16 + 0.33 + 0.15 + 0.33} = -0.084$$

$$\mu_{HG} + \mu_{HD} + \mu_{HH'} + \mu_{HL} = -0.038 - 0.084 - 0.294 - 0.084 = -0.50$$

Nodo I:

$$\mu_{II'} = -\frac{1}{2} * \frac{1.16}{1.16 + 0.33 + 0.15 + 0.22} = -0.312$$

$$\mu_{IE} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{1.16 + 0.33 + 0.15 + 0.22} = -0.089$$

$$\mu_{IJ} = -\frac{1}{2} * \frac{0.15}{1.16 + 0.33 + 0.15 + 0.22} = -0.040$$

$$\mu_{IM} = -\frac{1}{2} * \frac{0.22}{1.16 + 0.33 + 0.15 + 0.22} = -0.059$$

$$\mu_{II'} + \mu_{IE} + \mu_{IJ} + \mu_{IM} = -0.312 - 0.089 - 0.040 - 0.059 = -0.50$$

Nodo J:

$$\mu_{JI} = \frac{1}{2} * \frac{0.15}{0.15 + 0.33 + 0.30 + 0.22} = 0.075$$

$$\mu_{JF} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.15 + 0.33 + 0.30 + 0.22} = -0.165$$

$$\mu_{JK} = -\frac{1}{2} * \frac{0.30}{0.15 + 0.33 + 0.30 + 0.22} = -0.15$$

$$\mu_{JN} = -\frac{1}{2} * \frac{0.22}{0.15 + 0.33 + 0.30 + 0.22} = -0.11$$

$$\mu_{JI} + \mu_{JF} + \mu_{JK} + \mu_{JN} = -0.075 - 0.165 - 0.15 - 0.11 = -0.50$$

Nodo K:

$$\mu_{KJ} = -\frac{1}{2} * \frac{0.30}{0.30 + 0.33 + 0.22 + 0.15} = -0.15$$

$$\mu_{KG} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.30 + 0.33 + 0.22 + 0.15} = -0.165$$

$$\mu_{KN} = -\frac{1}{2} * \frac{0.22}{0.30 + 0.33 + 0.22 + 0.15} = -0.11$$

$$\mu_{KL} = -\frac{1}{2} * \frac{0.15}{0.30 + 0.33 + 0.22 + 0.15} = -0.075$$

$$\mu_{KJ} + \mu_{KG} + \mu_{KN} + \mu_{KL} = -0.15 - 0.165 - 0.11 - 0.075 = -0.50$$

Nodo L:

$$\mu_{LK} = \frac{1}{2} * \frac{0.15}{0.15 + 0.33 + 1.16 + 0.22} = 0.040$$

$$\mu_{LH} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.15 + 0.33 + 1.16 + 0.22} = -0.089$$

$$\mu_{LL} = -\frac{1}{2} * \frac{1.16}{0.15 + 0.33 + 1.16 + 0.22} = -0.312$$

$$\mu_{LO} = -\frac{1}{2} * \frac{0.22}{0.15 + 0.33 + 1.16 + 0.22} = -0.059$$

$$\mu_{LK} + \mu_{LH} + \mu_{LL} + \mu_{LO} = -0.040 - 0.089 - 0.312 - 0.059 = -0.50$$

Factores de corrimiento (K_{ik}):

$$V_{ik} = -\frac{3}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum k_{COLUMNAS\ DEL\ NIVEL}}$$

La sumatoria de los factores de corrimiento tiene que sumar -1.50.

Tercer nivel:

$$V_{EA} = -\frac{3}{2} * \frac{0.33}{0.33 + 0.33 + 0.33 + 0.33} = -0.375$$

$$V_{FB} = -\frac{3}{2} * \frac{0.33}{0.33 + 0.33 + 0.33 + 0.33} = -0.375$$

$$V_{GC} = -\frac{3}{2} * \frac{0.33}{0.33 + 0.33 + 0.33 + 0.33} = -0.375$$

$$V_{HD} = -\frac{3}{2} * \frac{0.33}{0.33 + 0.33 + 0.33 + 0.33} = -0.375$$

$$V_{RA} + V_{FB} + V_{GC} + V_{HD} = -0.375 - 0.375 - 0.375 - 0.375 = -1.50$$

Segundo nivel:

$$V_{IE} = -\frac{3}{2} * \frac{0.33}{0.33 + 0.33 + 0.33 + 0.33} = -0.375$$

$$V_{JF} = -\frac{3}{2} * \frac{0.33}{0.33 + 0.33 + 0.33 + 0.33} = -0.375$$

$$V_{KG} = -\frac{3}{2} * \frac{0.33}{0.33 + 0.33 + 0.33 + 0.33} = -0.375$$

$$V_{IH} = -\frac{3}{2} * \frac{0.33}{0.33 + 0.33 + 0.33 + 0.33} = -0.375$$

$$V_{IR} + V_{JF} + V_{KG} + V_{IH} = -0.375 - 0.375 - 0.375 - 0.375 = -1.50$$

Primer nivel:

$$V_{MI} = -\frac{3}{2} * \frac{0.22}{0.22 + 0.22 + 0.22 + 0.22} = -0.375$$

$$V_{NJ} = -\frac{3}{2} * \frac{0.22}{0.22 + 0.22 + 0.22 + 0.22} = -0.375$$

$$V_{\dot{N}K} = -\frac{3}{2} * \frac{0.22}{0.22 + 0.22 + 0.22 + 0.22} = -0.375$$

$$V_{OL} = -\frac{3}{2} * \frac{0.22}{0.22 + 0.22 + 0.22 + 0.22} = -0.375$$

$$V_{MI} + V_{NJ} + V_{\dot{N}K} + V_{OL} = -0.375 - 0.375 - 0.375 - 0.375 = -1.50$$

A continuación, se presenta una alternativa en la cual se puede elaborar una hoja de Excel para la aproximación de momentos en cada elemento por el método de Kani:

A→B→C→D→H→G→F→E→I→J→K→L

Primera iteración:

Tabla XXIV. Primera iteración del método de kani

Nodo	Momento de sujeción	Factor de giro	Influencia de giro				
A	3121.27 *	- 0.156 =	- 486.92	→ M'_{AB}			
		- 0.344 =	- 1073.72	→ M'_{AE}			
Nodo	Momento de sujeción	M'_{AB}		Factor de giro	Influencia de giro		
B	-2510.094	- 486.92=	-2997.01*	- 0.096 =	287.71	→ M'_{BA}	
				- 0.192 =	575.43	→ M'_{BC}	
				- 0.212 =	635.37	→ M'_{BF}	
Nodo	Momento de sujeción	M'_{BC}		Factor de giro			
C	2510.094	+575.43=	3085.52 *	- 0.192 =	- 592.42	→ M'_{CB}	
				- 0.096 =	- 296.21	→ M'_{CD}	
				- 0.212 =	- 654.13	→ M'_{CG}	
Nodo	Momento de sujeción	M'_{CD}		Factor de giro	Influencia de giro		
D	- 3121.27 *	- 296.21	- 3417.48 *	- 0.156 =	533.13	→ M'_{DC}	
				- 0.344 =	1175.61	→ M'_{DH}	
Nodo	Momento de sujeción	M'_{DH}		Factor de giro	Influencia de giro		
H	-4723.606 *	+1175.6=	- 3547.99 *	- 0.084 =	298.03	→ M'_{HD}	
				- 0.038 =	134.82	→ M'_{HG}	
				- 0.084 =	298.03	→ M'_{HL}	
Nodo	Momento de sujeción	M'_{CG}	M'_{HG}		Factor de giro	Influencia de giro	
G	4233.559 *	- 654.13	+ 134.82 =	3714.25 *	- 0.149 =	-553.42	→ M'_{GC}
					- 0.068 =	-252.57	→ M'_{GH}
					- 0.149 =	-553.42	→ M'_{GK}
					- 0.135 =	-501.42	→ M'_{GF}
Nodo	Momento de sujeción	M'_{BF}	M'_{GF}		Factor de giro	Influencia de giro	
F	-4233.559*	+635.37	-501.42=	-4099.62*	-0.068=	278.77	→ M'_{FB}
					-0.149=	610.84	→ M'_{FK}
					-0.135=	553.45	→ M'_{FG}
					-0.149=	610.84	→ M'_{FL}

Continuación de tabla XXIV

Nodo	Momento de sujeción	M'_{AE}	M'_{FE}		Factor de giro	Influencia de giro	
E	4723.606*	-1073.72	+ 278.77 =	3928.66*	-0.084 =	-330.01	$\rightarrow M'_{EA}$
					-0.038 =	-149.29	$\rightarrow M'_{EF}$
					-0.084 =	-330.01	$\rightarrow M'_{EI}$
Nodo	Momento de sujeción	M'_{EI}		Factor de giro	Influencia de giro		
I	4723.606*	-330.01=	4393.60*	- 0.089 =	-391.03	$\rightarrow M'_{IE}$	
				- 0.04 =	-175.74	$\rightarrow M'_{IJ}$	
				- 0.059 =	-259.22	$\rightarrow M'_{IM}$	
Nodo	Momento de sujeción	M'_{IJ}	M'_{FJ}		Factor de giro	Influencia de giro	
J	-4233.559*	- 175.74	+ 610.84 =	-3798.46*	-0.075=	284.88	$\rightarrow M'_{JI}$
					-0.165=	626.75	$\rightarrow M'_{JF}$
					-0.15=	569.77	$\rightarrow M'_{JK}$
					-0.11=	417.83	$\rightarrow M'_{JN}$
Nodo	Momento de sujeción	M'_{JK}	M'_{GK}		Factor de giro	Influencia de giro	
K	4233.559*	+ 569.77	- 553.42 =	4249.90*	-0.15=	-637.49	$\rightarrow M'_{KJ}$
					-0.165=	-701.23	$\rightarrow M'_{KG}$
					-0.075=	-318.74	$\rightarrow M'_{KL}$
					-0.11=	-467.49	$\rightarrow M'_{KN}$
Nodo	Momento de sujeción	M'_{KL}	M'_{HL}		Factor de giro	Influencia de giro	
L	-4723.606*	-318.74	+ 298.03 =	-4744.32*	-0.089 =	422.24	$\rightarrow M'_{LK}$
					-0.04 =	189.77	$\rightarrow M'_{LF}$
					-0.059 =	279.91	$\rightarrow M'_{LO}$
Nivel	Influencia de giro en columnas					Factor de corrimiento	M''_2
	A-B y B-A	B-F y F-B	C-G y G-C	D-H y H-D			
3	-1073.72	+ 635.37	-654.13	+1175.61=	83.13		
	-330.01	+ 610.84	-553.42	+ 298.03=	25.44		
					108.57*	-0.38 =	-41.26
Nivel	Influencia de giro en columnas					Factor de corrimiento	M''_2
	E-I y I-E	F-J y J-F	G-K y K-G	H-L y L-H			
2	-330.01	+610.84	-553.42	+298.03=	25.44		
	-391.03	+626.75	-701.23	+422.24=	-43.27		
					=-17.83 *	- 0.38 =	6.78

Continuación de tabla XXIV

Nivel	Influencia de giro en columnas				Factor de corrimiento	M''_1	
	I-M	J-N	K-Ñ	L-O			
1	-259.22	+417.83	-467.49	+279.91=	-28.97*	-0.38	11.01
M''_{nivel} = INFLUENCIA DE DESPLAZAMIENTO DEL NIVEL							

Segunda iteración:

Tabla XXV. Segunda iteración del método de kani

N	Momento Sujeción	M'_{BA}	M'_{EA}	M''_3		Factor de giro	Influencia de giro		
A	3121.27	+287.71	-330.01	-41.26=	3037.72*	-0.156=	-473.88	$\rightarrow M'_{AB}$	
						-0.344=	-1044.97	$\rightarrow M'_{AE}$	
	Momento Sujeción	M'_{AB}	M'_{CB}	M'_{FB}	M''_3		Factor de giro	Influencia de giro	
B	-2510.094	-473.88	-592.42	+610.84	-41.26=	-3006.81*	-0.096=	288.65	$\rightarrow M'_{BA}$
							-0.192=	577.31	$\rightarrow M'_{BC}$
							-0.212=	637.44	$\rightarrow M'_{BF}$
	Momento Sujeción	M'_{BC}	M'_{DC}	M'_{GC}	M''_3		Factor de giro	Influencia de giro	
C	2510.094	+577.31	+533.13	-553.42	-41.26=	3025.85*	-0.192=	-580.96	$\rightarrow M'_{CB}$
							-0.096=	-290.48	$\rightarrow M'_{CD}$
							-0.212=	-641.48	$\rightarrow M'_{CF}$
	Momento Sujeción	M'_{CD}	M'_{HD}	M''_3		Factor de giro	Influencia de giro		
D	-3121.27	-290.48	+298.03	-41.26=	-3154.98*	-0.156=	492.18	$\rightarrow M'_{DC}$	
						-0.344=	1085.31	$\rightarrow M'_{DH}$	
	Momento Sujeción	M'_{DH}	M'_{GH}	M'_{LH}	$M''_3 + M''_2$		Factor de giro	Influencia de giro	
H	-4723.606	+1085.31	-252.57	+422.24	-34.48=	-3503.10*	-0.084=	294.26	$\rightarrow M'_{HD}$
							-0.038=	133.12	$\rightarrow M'_{HG}$
							-0.084=	294.26	$\rightarrow M'_{HL}$
	Momento Sujeción	M'_{HG}	M'_{CG}	M'_{KG}	M'_{FG}	$M''_3 + M''_2$		Factor de giro	I.G
G	4233.559	+133.12	-641.48	+553.45	-701.23	-34.48=	3542.93*	-0.149=	-527.90

Continuación de tabla XXV

								-0.068=	-240.92
								-0.149=	-527.90
								-0.135=	-478.30
	Momento Sujeción	M'_{GF}	M'_{BF}	M'_{EF}	M'_{JF}	$M''_3 + M''_2$		Factor de giro	I.G
F	-4233.559	-478.30	+637.44	-149.29	+626.75	-34.48=	-3631.44*	-0.068=	246.94
								-0.149=	541.08
								-0.135=	490.24
								-0.149=	541.08
	Momento Sujeción	M'_{FE}	M'_{AE}	M'_{IE}	$M''_3 + M''_2$		Factor de giro	Influencia de giro	
E	4723.606	+246.94	-1044.97	-391.03	-34.48=	3500.06*	-0.084=	-294.00	$\rightarrow M'_{EA}$
							-0.038=	-133.00	$\rightarrow M'_{EF}$
							-0.084=	-294.00	$\rightarrow M'_{EI}$
	Momento Sujeción	M'_{EI}	M'_{JI}	$M''_2 + M''_1$		Factor de giro	Influencia de giro		
I	4723.606	-294.00	+284.88	+17.79=	4732.27*	-0.089=	-421.17	$\rightarrow M'_{IE}$	
						-0.04=	-189.29	$\rightarrow M'_{IJ}$	
						-0.059=	-279.20	$\rightarrow M'_{IM}$	
	Momento Sujeción	M'_{IJ}	M'_{FJ}	M'_{KJ}	$M''_2 + M''_1$		Factor de giro	Influencia de giro	
J	-4233.559	-189.29	+541.08	-637.49	+17.79=	-4501.47*	-0.075=	337.61	$\rightarrow M'_{JI}$
							-0.165=	742.74	$\rightarrow M'_{JF}$
							-0.15=	675.22	$\rightarrow M'_{JK}$
							-0.11=	495.16	$\rightarrow M'_{JN}$
	Momento Sujeción	M'_{JK}	M'_{GK}	M'_{LK}	$M''_2 + M''_1$		Factor de giro	Influencia de giro	
K	4233.559	+675.22	-527.90	+189.77	+17.79=	4588.44*	-0.15=	-688.27	$\rightarrow M'_{KJ}$
							-0.165=	-757.09	$\rightarrow M'_{KG}$
							-0.075=	-344.13	$\rightarrow M'_{KL}$
							-0.11=	-504.73	$\rightarrow M'_{KN}$
	Momento Sujeción	M'_{KL}	M'_{HL}	$M''_2 + M''_1$		Factor de giro	Influencia de giro		
L	-4723.606	-344.13	+294.26	+17.79=	-4755.70*	-0.089=	423.26	$\rightarrow M'_{LH}$	
						-0.04=	190.23	$\rightarrow M'_{LK}$	
						-0.059=	280.59	$\rightarrow M'_{LO}$	

Continuación de tabla XXV

		Influencia de giro en columnas				Factor de corrimiento		M''_3
		A-B,B-A	B-F ,F-B	C-G,G-C	D-H , H-D			
3 NIVEL		-1044.97	+637.44	-641.48	+1085.31 =	36.3		
		-294.00	+541.08	-527.90	+294.26=	13.44		
					= 49.74	- 0.38 =		-18.90
		Influencia de giro en columnas				Factor de corrimiento		M''_2
		E-I , I-E	F-J ,J-F	G-K ,K-G	H-L , L-H			
2 NIVEL		-294.00	+541.08	-527.90	+294.26=	13.44		
		-421.17	+742.74	-757.09	+423.26=	-12.26		
					=1.18*	- 0.38 =		-0.45
		Influencia de giro en columnas				Factor de corrimiento		M''_1
		I-M	J-N	K-Ñ	L-O			
1 NIVEL		-279.20	+495.16	-504.73	+280.59=	-8.18*	- 0.38 =	3.11
M''_{nivel} = influencia de desplazamiento del nivel								
I.G= influencia de giro								

Momentos finales en extremo de cada barra (M_{ik}):

De la misma forma en la que se realizó el segundo ciclo se siguió avanzando hasta obtener un valor más exacto para el cual fue necesario llegar hasta el decimo cuarto ciclo.

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$$

$$M_{AB} = 3121.27kg - m + 2(-487.79kg - m) + 295.78kg - m = 2441.47 kg - m$$

Los demás momentos se podrán ver en las siguientes figuras.

RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE KANI:

Figura 44. Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco 1 y 12 (Kg-m)

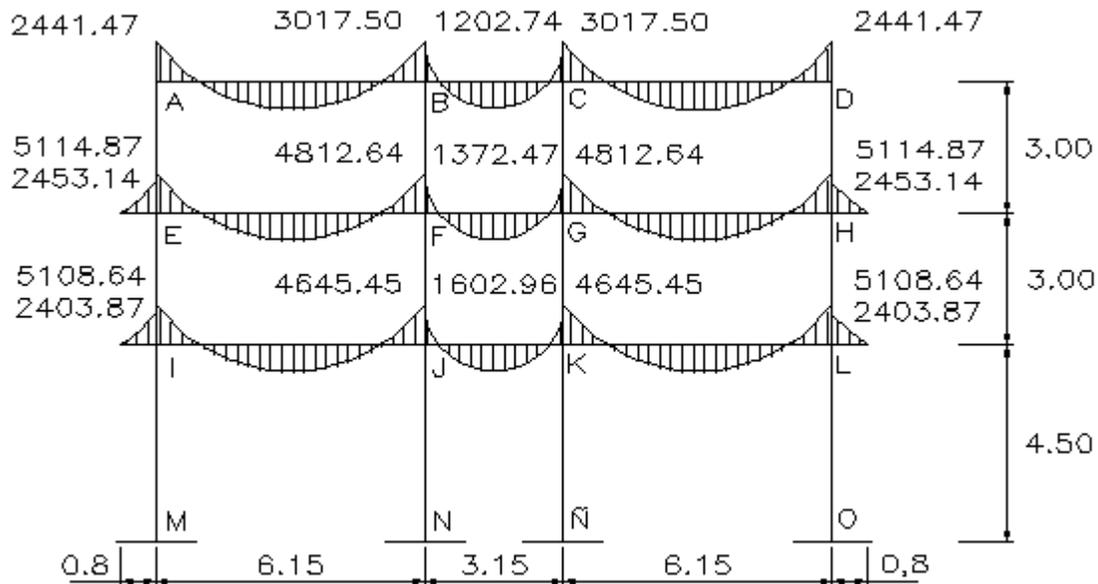


Figura 45. Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco 1 y 12 (Kg-m)

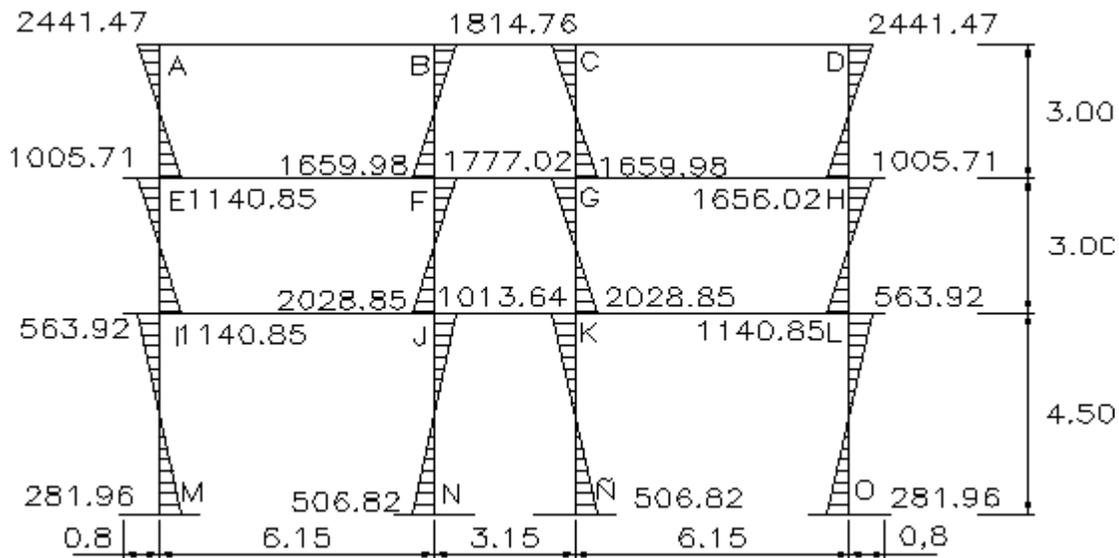


Figura 46. Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco 2,3,4,9,10,11 (Kg-m)

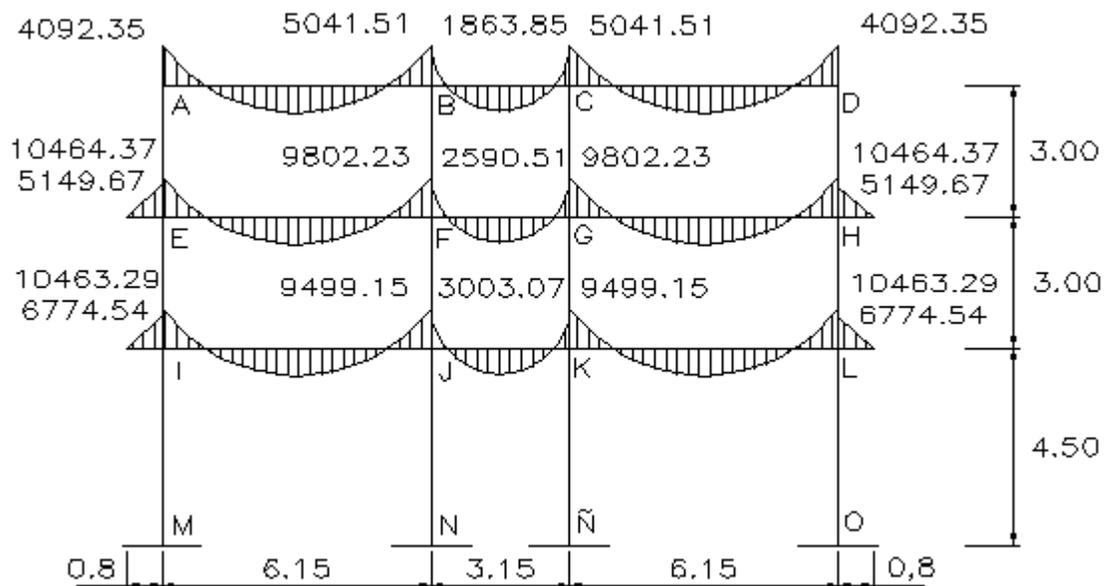


Figura 47. Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco 2,3,4,9,10,11 (Kg-m)

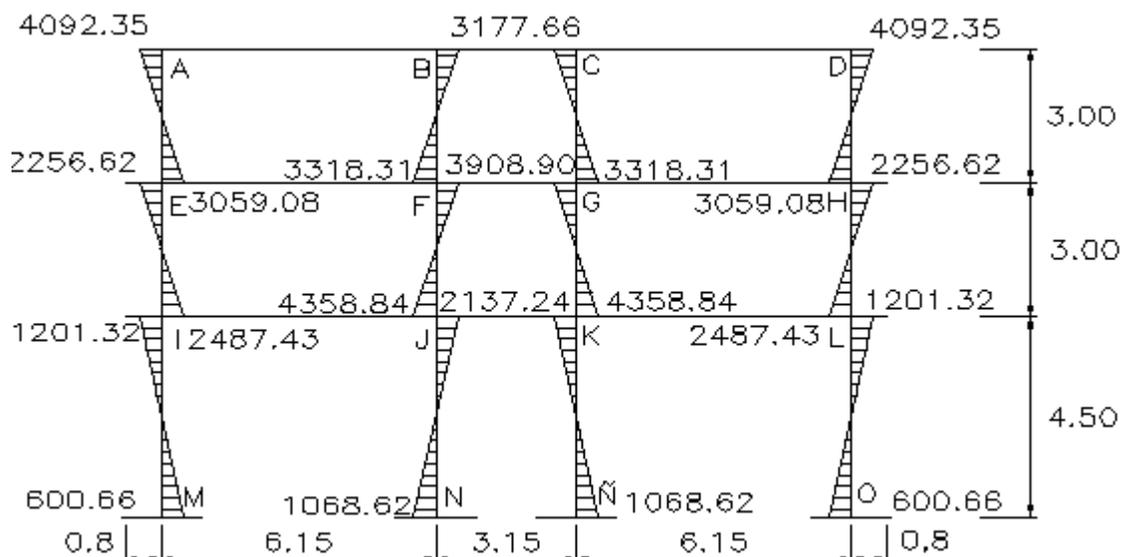


Figura 48. Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco 5 y 8 (Kg-m)

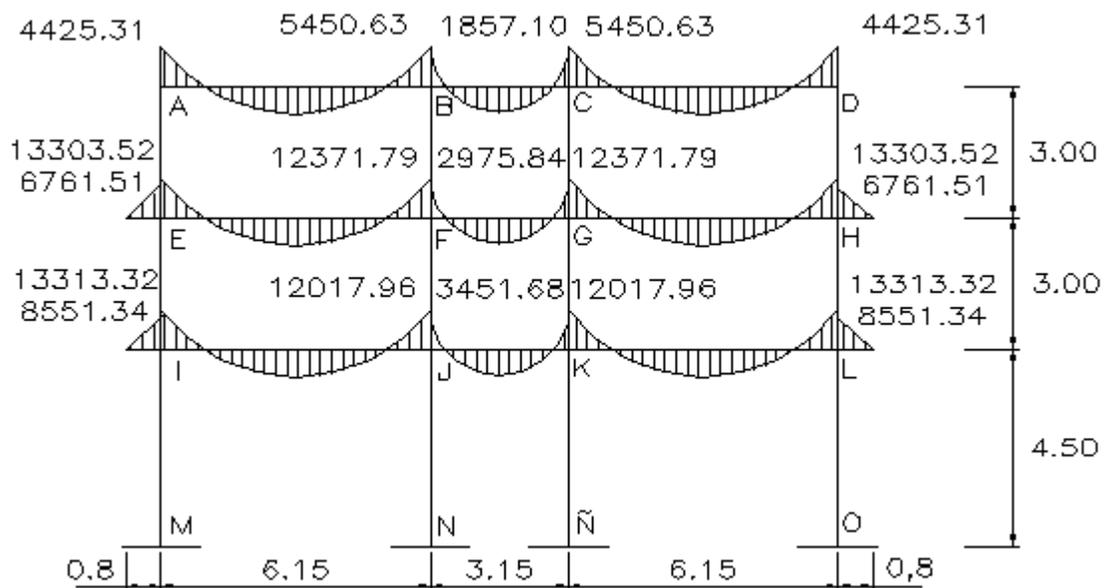


Figura 49. Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco 5 y 8 (Kg-m)

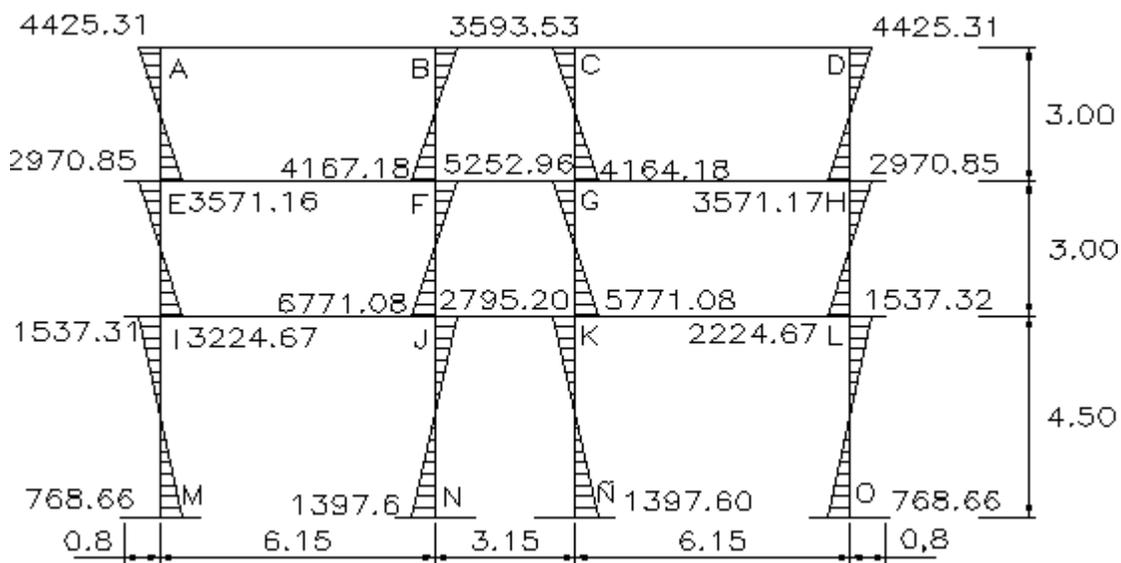


Figura 50. Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco 6 y 7 (Kg-m)

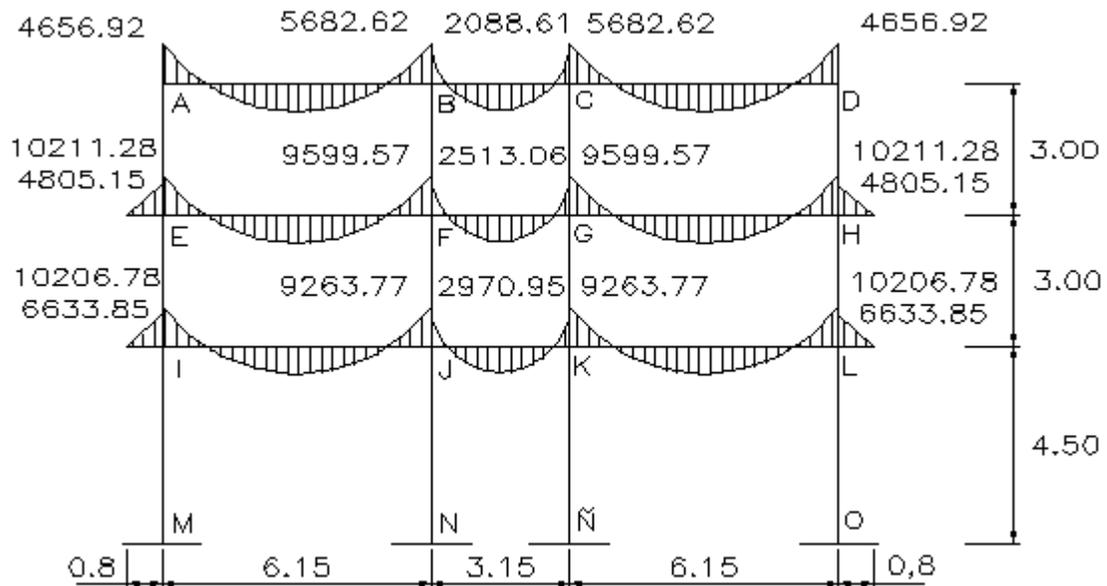


Figura 51. Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco 6 y 7 (Kg-m)

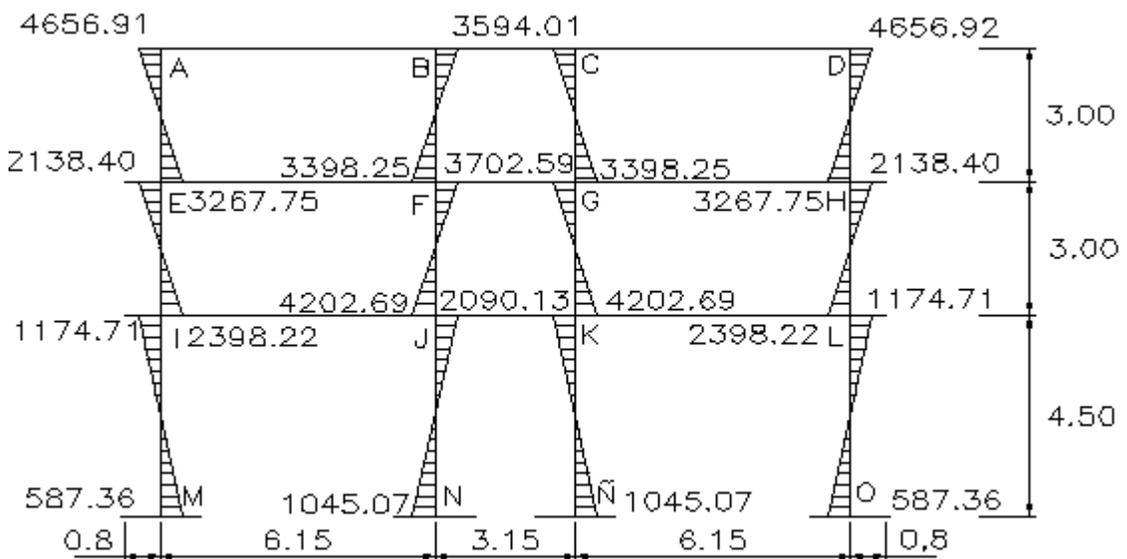


Figura 52. Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco A y D (Kg-m)

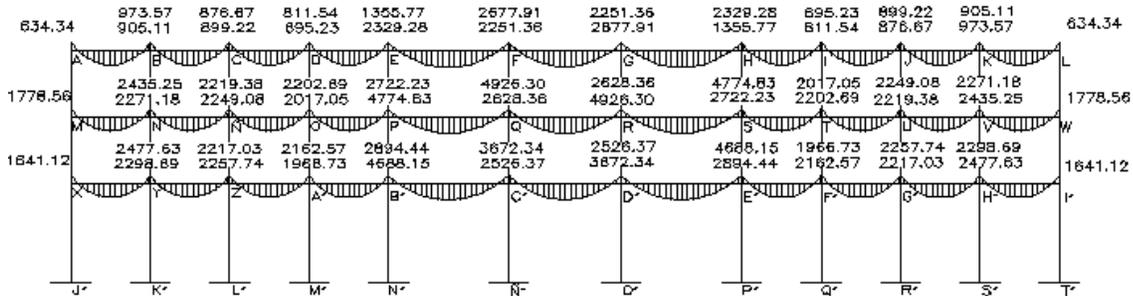


Figura 53. Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco A y D (Kg-m)

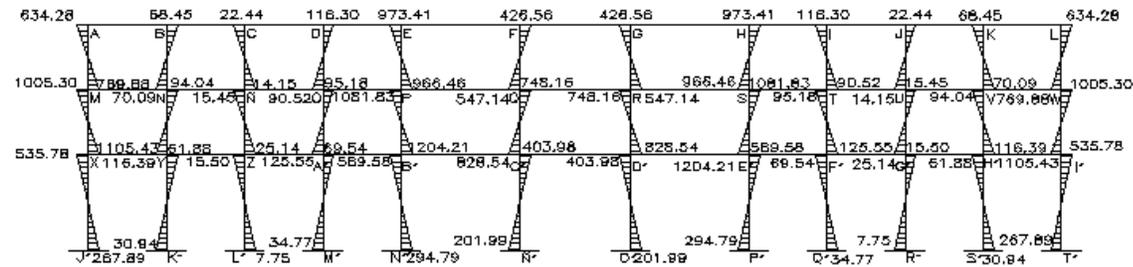


Figura 54. Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco B y C (Kg-m)

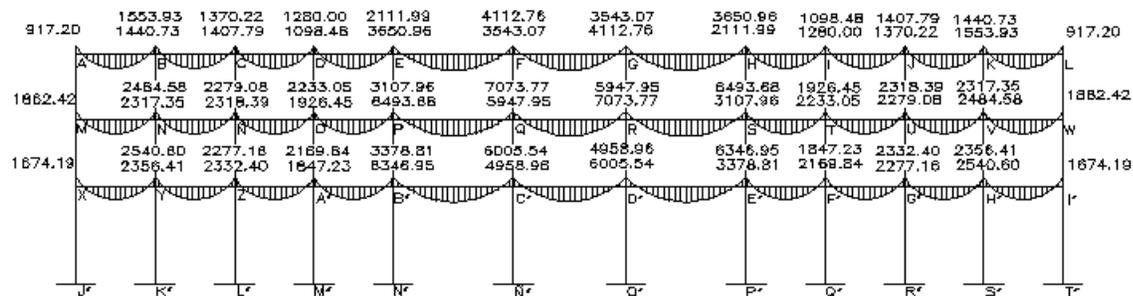


Figura 55. Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco B y C (Kg-m)

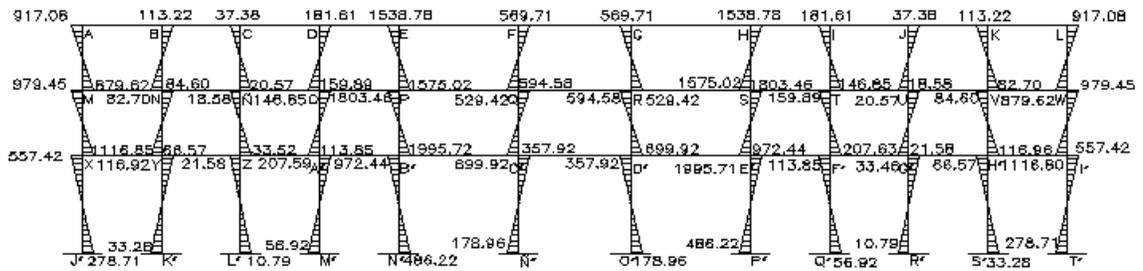


Figura 56. Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco 1 y 12 (Kg-m)

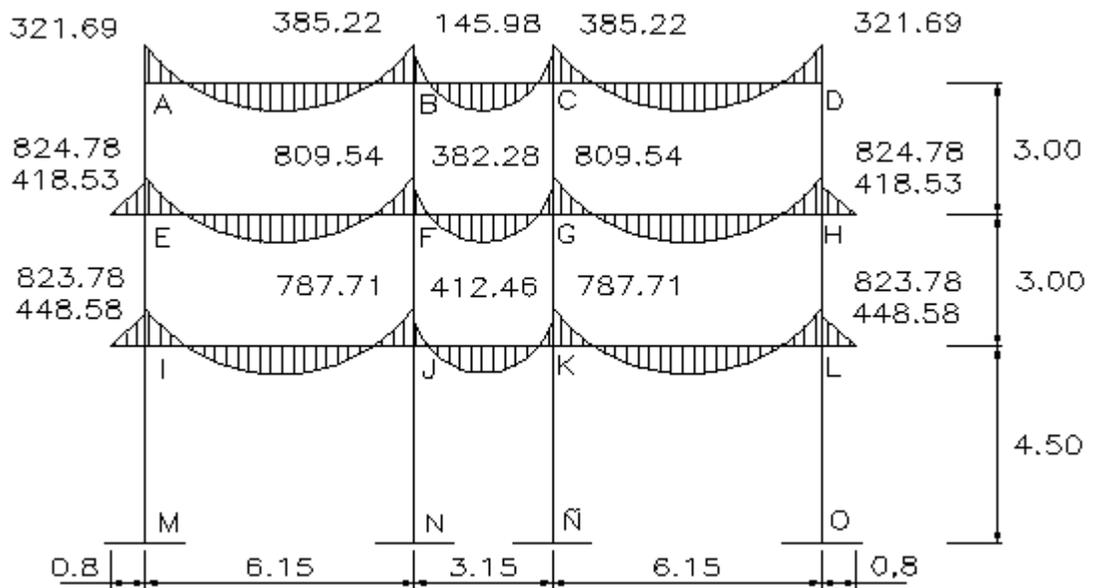


Figura 57. Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco 1 y 12 (Kg-m)

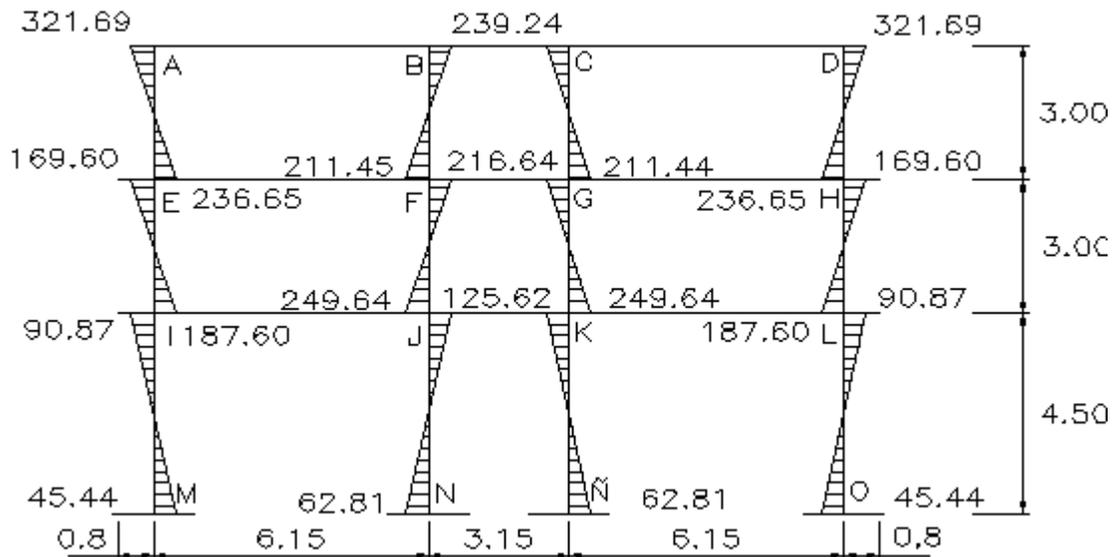


Figura 58. Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco 2,3,4,9,10,11 (Kg-m)

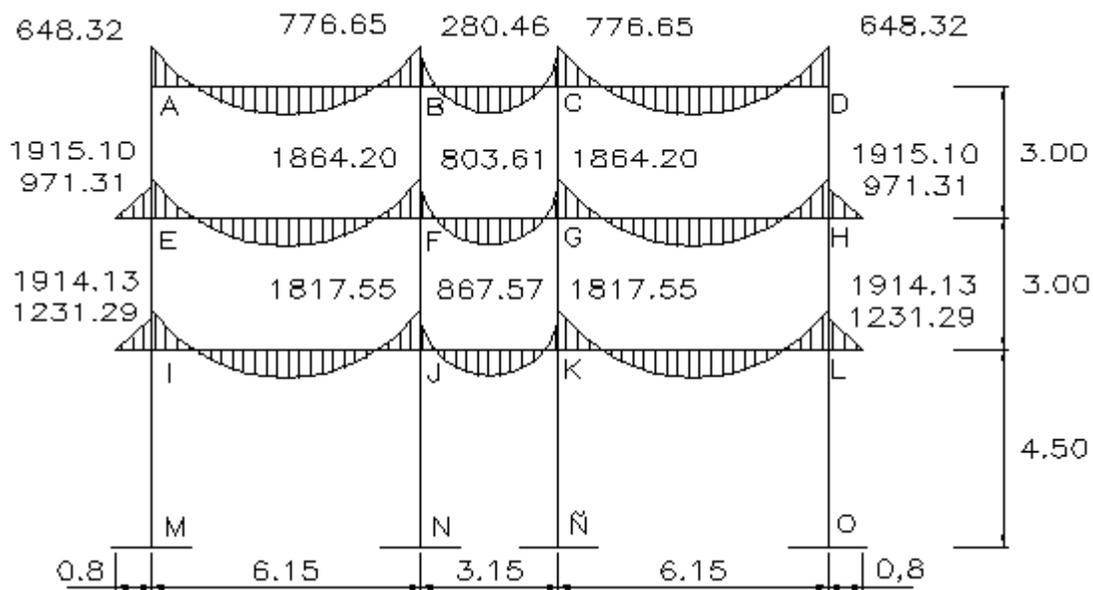


Figura 59. Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco 2,3,4,9,10,11 (Kg-m)

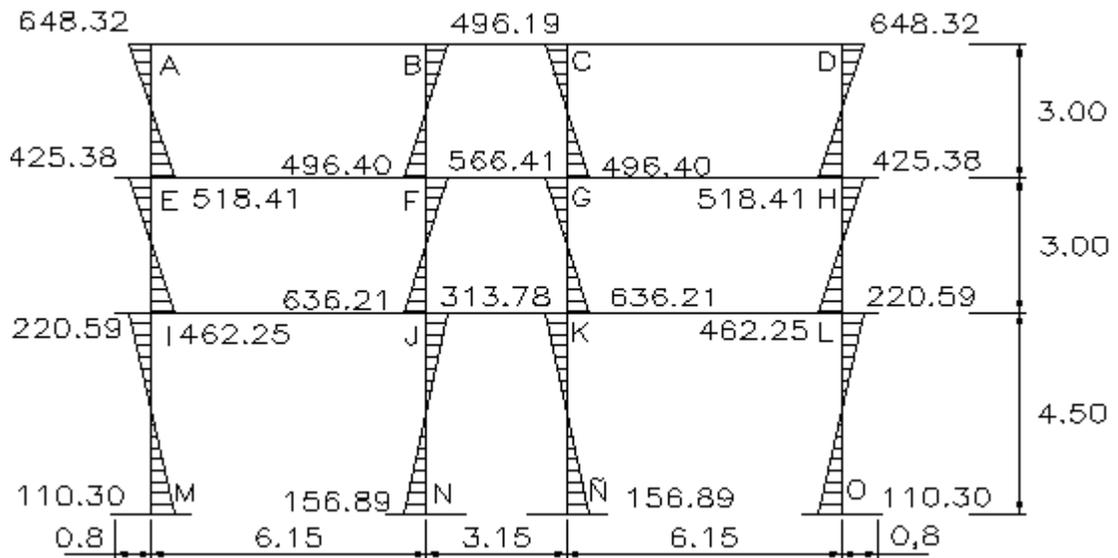


Figura 60. Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco 5 y 8 (Kg-m)

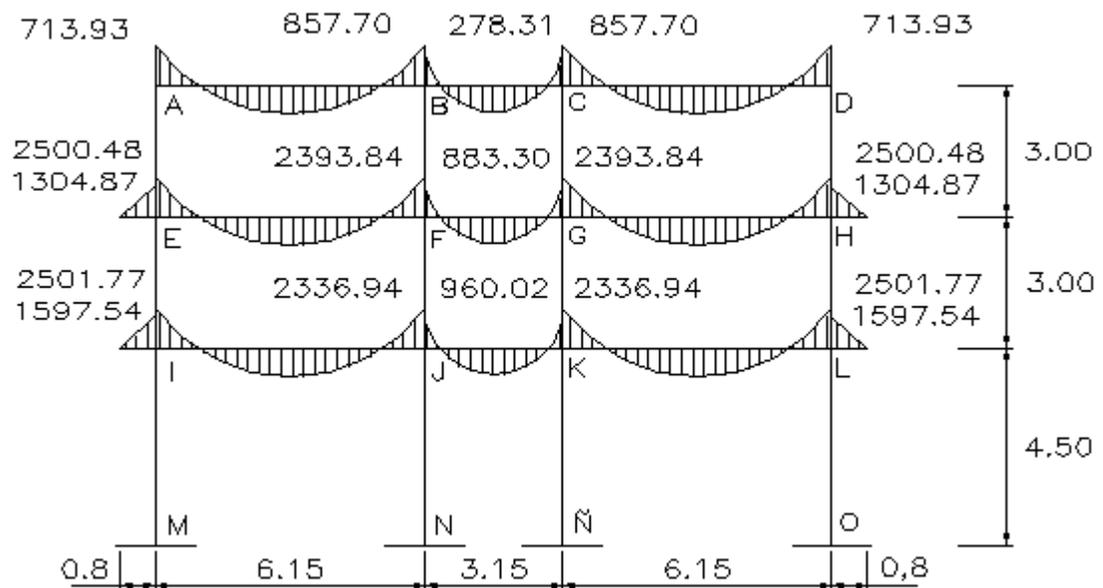


Figura 61. Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco 5 y 8 (Kg-m)

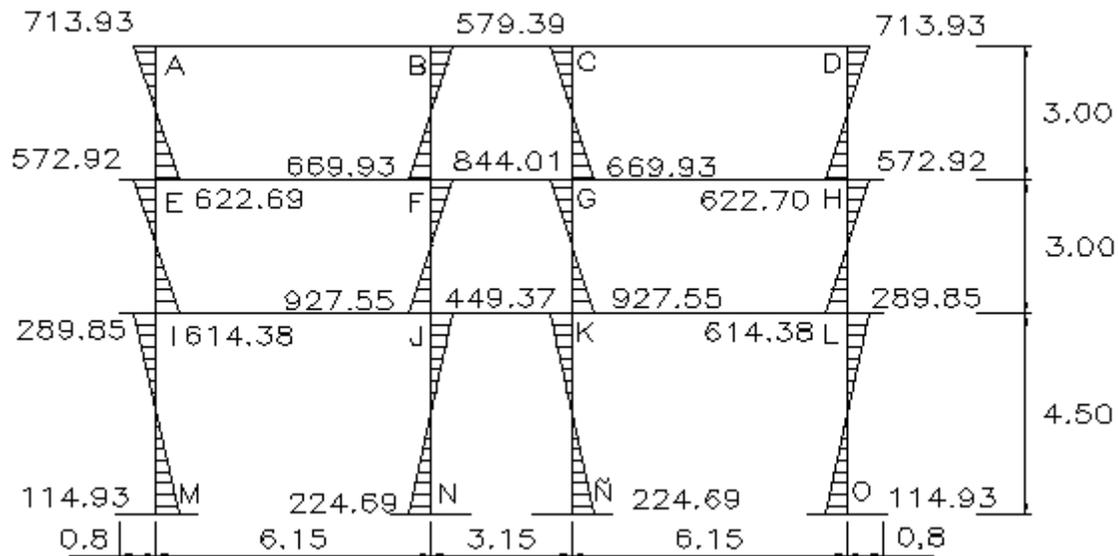


Figura 62. Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco 6 y 7 (Kg-m)

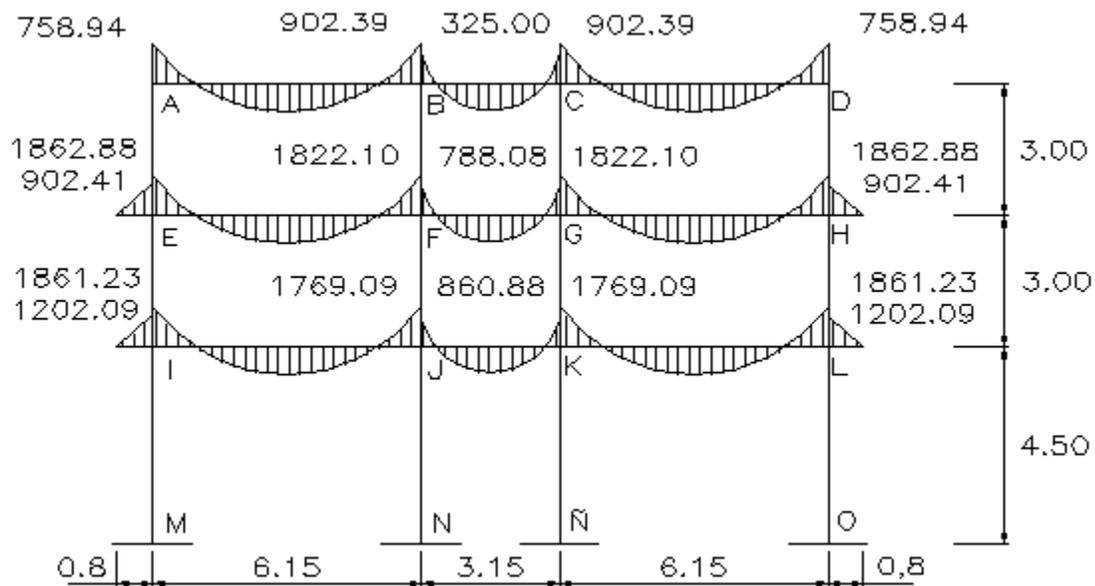


Figura 63. Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco 6 y 7 (Kg-m)

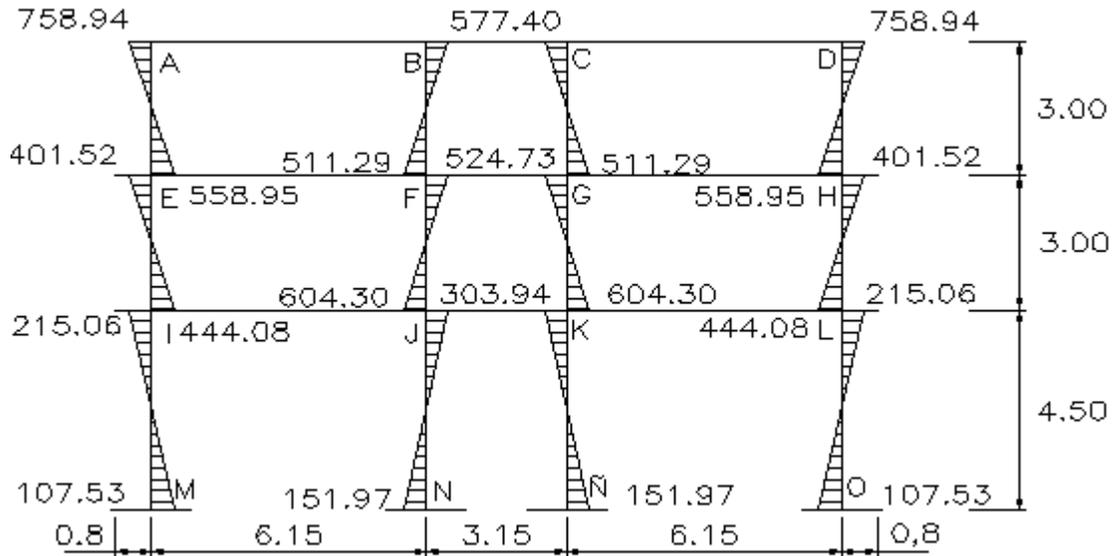


Figura 64. Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco A y D (Kg-m)

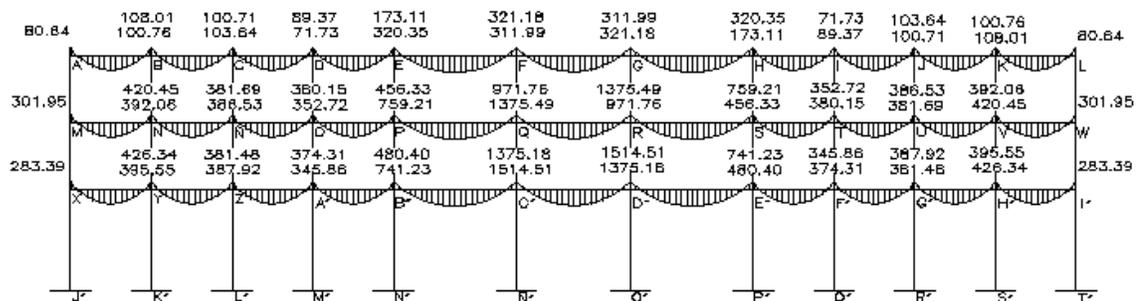


Figura 65. Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco A y D (Kg-m)

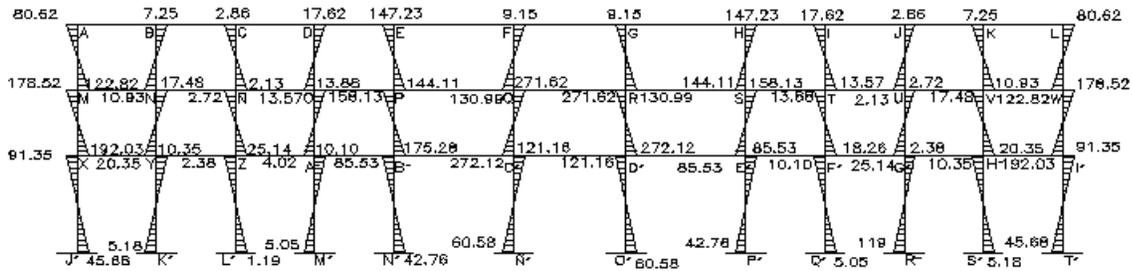


Figura 66. Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco B y C (Kg-m)

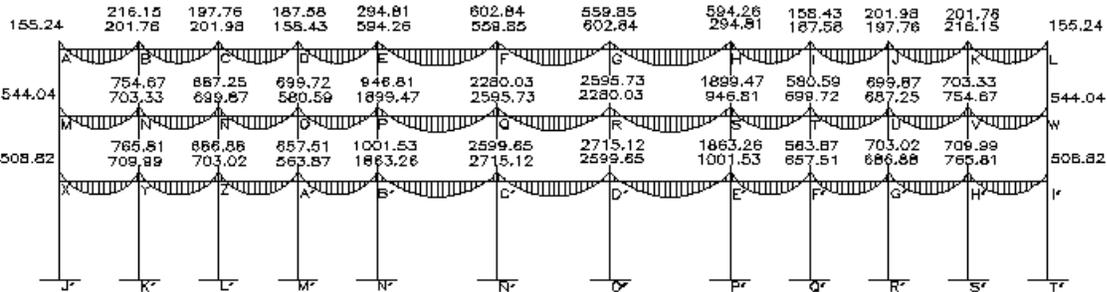
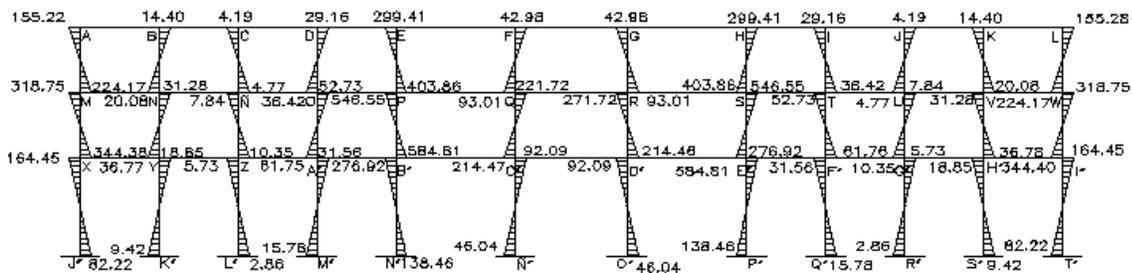


Figura 67. Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco B y C (Kg-m)



2.1.8.1.9 Análisis de marcos dúctiles unidos por nudos rígidos por el método del portal

El método del portal es aplicable a marcos simétricos y asimétricos sometidos a cargas horizontales, este método se basa en las siguientes consideraciones:

1. Los ángulos inicialmente rectos siguen siendo rectos aun después de la deformación.
2. Despreciando la deformación axial el desplazamiento delta de las columnas es el mismo.
3. En cada uno de los elementos se produce un punto de inflexión.
4. Por simetría los puntos de inflexión se ubican a la mitad de cada elemento.

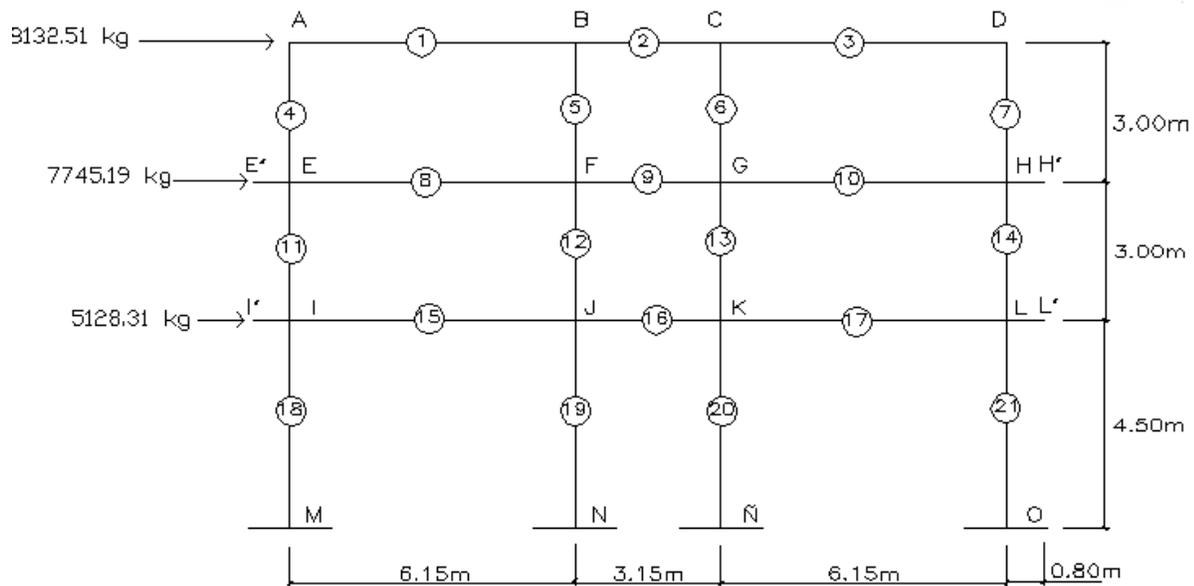
Principios básicos:

1. Se forma una inflexión a la mitad de cada viga y de cada columna.
2. La suma de las fuerzas cortantes en las columnas es igual a la fuerza externa que se le aplica al panel.
3. Asumiremos un marco que esta formado por la union de varios paneles.
4. Las columnas interiores del marco absorben el doble de fuerza y momentos que las exteriores.

El método del portal proporciona mejores resultados en los llamados marcos bajos que son aquellos en los que su base total es mucho mayor que su altura.

A continuación se realizara el procedimiento completo de uno de nuestros marcos y después miraremos los resultados del análisis de cada marco:

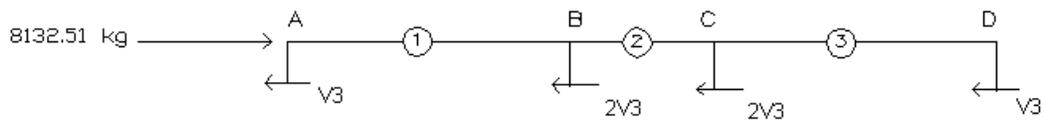
Figura 68. Diagrama de cargas laterales y puntos de inflexión del marco 1



Fuerzas internas en columnas:

NIVEL 3:

Figura 69. Diagrama de cargas laterales y puntos de inflexión del marco 1 corte en el tercer nivel

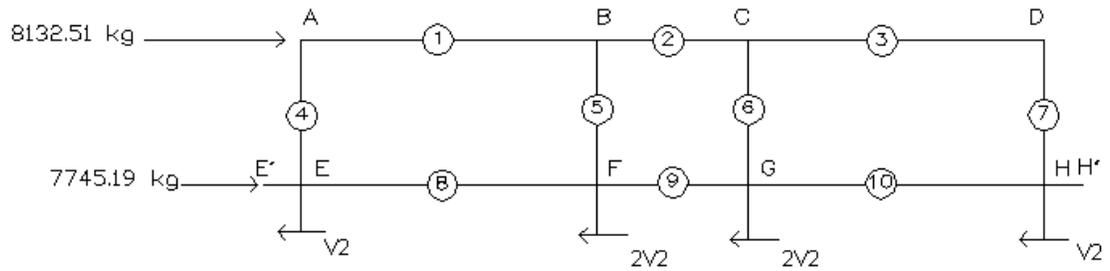


$$\Sigma FH=0 \rightarrow +$$

$$8132.51 \text{ Kg} - 6V_3=0 \rightarrow V_3=1355.42 \text{ Kg}$$

NIVEL 2:

Figura 70. Diagrama de cargas laterales y puntos de inflexión del marco 1 corte en el segundo nivel

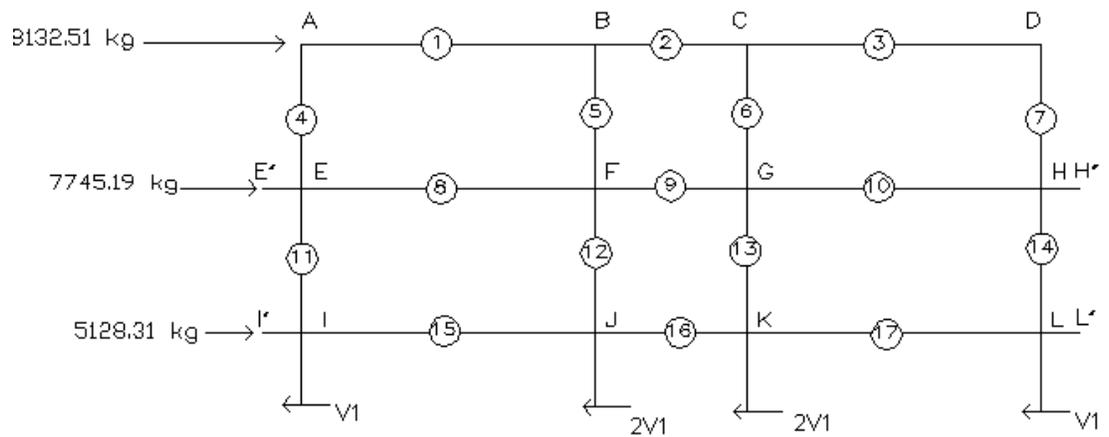


$$\Sigma FH=0 \rightarrow +$$

$$8132.51\text{Kg} + 7745.19\text{Kg} - 6V2=0 \rightarrow V2=2646.45 \text{ Kg}$$

NIVEL 1:

Figura 71. Diagrama de cargas laterales y puntos de inflexión del marco 1 corte en el primer nivel

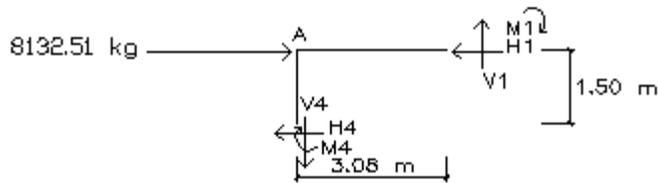


$$\Sigma FH=0 \rightarrow +$$

$$8132.51\text{Kg} + 7745.19\text{Kg} + 5128.31\text{Kg} - 6V1=0 \rightarrow V1=3501.17\text{ Kg}$$

NODO A:

Figura 72. Fuerzas internas del nodo A, marco 1



$$\Sigma FH=0 \rightarrow +$$

$$8132.51\text{ Kg} - 1355.42\text{ Kg} - H1 = 0 \rightarrow H1 = 6777.09\text{ Kg}$$

$$\Sigma MA=0 \curvearrow +$$

$$1355.42\text{ Kg} * 1.5\text{ m} - 3.08\text{ m} * V1 = 0 \rightarrow V1= 660.11\text{ Kg}$$

$$\Sigma FV=0 \uparrow +$$

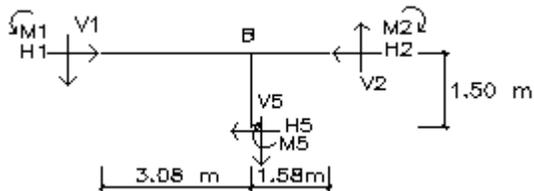
$$V1 - V4=0 \rightarrow V4= 660.11\text{ Kg}$$

$$MAB= 660.11\text{ Kg} * 3.08\text{ m} = 2033.13\text{ Kg-m}$$

$$MAE= 1355.42\text{ Kg} * 1.5\text{m} = 2033.13\text{ Kg-m}$$

NODO B:

Figura 73. Fuerzas internas del nodo B, marco 1



$$\Sigma FH=0 \rightarrow +$$

$$6777.09\text{ Kg} - 2710.84\text{ Kg} - H2 = 0 \rightarrow H2 = 4066.25\text{ Kg}$$

$$\Sigma MB=0 \curvearrow +$$

$$-660.11 \text{ Kg} * 3.08 \text{ m} + 2710.84 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} - 1.58 \text{ m} * V_2 = 0 \rightarrow V_2 = 1286.79 \text{ Kg}$$

$$\Sigma FV = 0 \quad \uparrow +$$

$$-660.11 + 1286.79 - V_5 = 0 \rightarrow V_5 = 626.68 \text{ Kg}$$

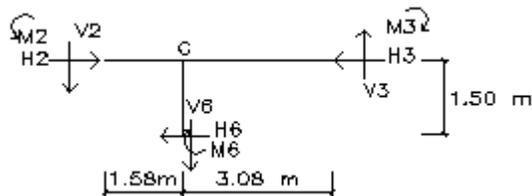
$$M_{BA} = 660.11 \text{ Kg} * 3.08 \text{ m} = 2033.13 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BF} = 2710.84 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} = 4066.26 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} = 1286.79 \text{ Kg} * 1.58 \text{ m} = 2033.13 \text{ Kg-m}$$

NODO C:

Figura 74. Fuerzas internas del nodo C, marco 1



$$\Sigma FH = 0 \quad \rightarrow +$$

$$4066.25 \text{ Kg} - 2710.84 \text{ Kg} - H_3 = 0 \rightarrow H_3 = 1355.41 \text{ Kg}$$

$$\Sigma MC = 0 \quad \curvearrowright +$$

$$-1286.79 \text{ Kg} * 1.58 \text{ m} + 2710.84 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} - 3.08 \text{ m} * V_3 = 0 \rightarrow V_3 = 660.11 \text{ Kg}$$

$$\Sigma FV = 0 \quad \uparrow +$$

$$+660.11 - 1286.79 - V_6 = 0 \rightarrow V_6 = -626.68 \text{ Kg} \rightarrow \text{Corección} \rightarrow V_6 = 626.68 \text{ Kg} \uparrow$$

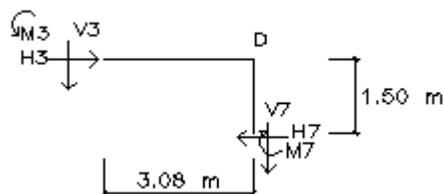
$$M_{CB} = 1286.79 \text{ Kg} * 1.58 \text{ m} = 2033.13 \text{ Kg-m}$$

$$M_{CG} = 2710.84 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} = 4066.26 \text{ Kg-m}$$

$$M_{CD} = 660.11 \text{ Kg} * 3.08 \text{ m} = 2033.14 \text{ Kg-m}$$

NODO D:

Figura 75. Fuerzas internas del nodo D, marco 1



$$\Sigma FV=0 \quad \uparrow +$$

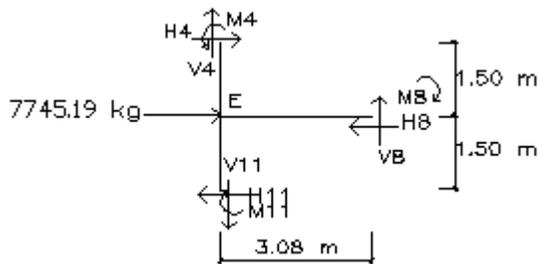
$$-660.11 - V7=0 \rightarrow V7= -660.11 \text{ Kg} \rightarrow \text{Coreccion} \rightarrow V7= 660.11 \text{ Kg} \uparrow$$

$$\text{MDC}= 660.11 \text{ Kg} * 3.08 \text{ m} = 2033.13 \text{ Kg-m}$$

$$\text{MDH}= 1355.42 \text{ Kg} * 1.5\text{m} = 2033.13 \text{ Kg-m}$$

NODO E:

Figura 76. Fuerzas internas del nodo E, marco 1



$$\Sigma FH=0 \quad \rightarrow +$$

$$7746.19 \text{ Kg} + 1355.42 \text{ Kg} - 2646.45 \text{ Kg} - H8 = 0 \rightarrow H8 = 6455.16 \text{ Kg}$$

$$\Sigma ME=0 \quad \curvearrow +$$

$$1355.42 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} + 2646.45 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} - 3.08 \text{ m} * V8 = 0 \rightarrow V8= 1948.96 \text{ Kg}$$

$$\Sigma FV=0 \quad \uparrow +$$

$$660.11 \text{ Kg} + 1948.96 \text{ Kg} - V11=0 \rightarrow V11= 2609.07 \text{ Kg}$$

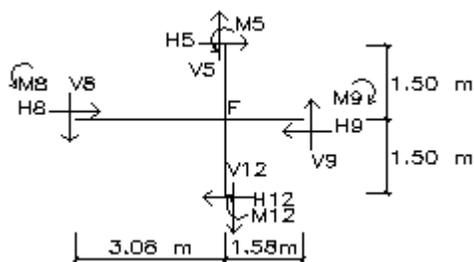
$$\text{MEA}= 1355.42 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} = 2033.13 \text{ Kg-m}$$

$$\text{MEF}= 1948.96 \text{ Kg} * 3.08\text{m} = 6002.80 \text{ Kg-m}$$

$$\text{MEI}= 2646.45 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m}= 3969.68 \text{ Kg-m}$$

NODO F:

Figura 77. Fuerzas internas del nodo F, marco 1



$$\Sigma FH=0 \rightarrow +$$

$$6455.16 \text{ Kg} - 2710.84 \text{ Kg} - 5292.90 \text{ Kg} - H_9 = 0 \rightarrow H_9 = 3873.10 \text{ Kg}$$

$$\Sigma MF=0 \curvearrow +$$

$$-1948.96 \text{ Kg} * 3.08 \text{ m} + 5292.90 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} + 2710.84 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} - 1.58 \text{ m} * V_9 = 0$$

$$V_9 = 3799.25 \text{ Kg}$$

$$\Sigma FV=0 \uparrow +$$

$$626.68 + 3799.25 - 1948.96 - V_{12} = 0 \rightarrow V_{12} = 2476.97 \text{ Kg}$$

$$MFE = 1948.96 \text{ Kg} * 3.08 \text{ m} = 6002.80 \text{ Kg-m}$$

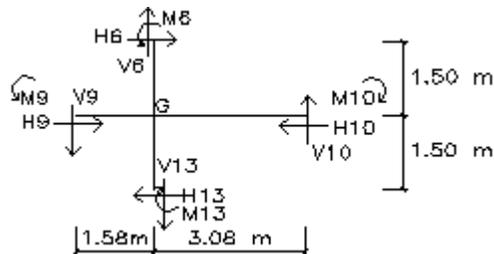
$$MFB = 2710.84 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} = 4066.26 \text{ Kg-m}$$

$$MFG = 3799.25 \text{ Kg} * 1.58 \text{ m} = 6002.82 \text{ Kg-m}$$

$$MFJ = 7939.35 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} = 7939.35 \text{ Kg-m}$$

NODO G:

Figura 78. Fuerzas internas del nodo G, marco 1



$$\Sigma FH=0 \rightarrow +$$

$$3873.10 \text{ Kg} + 2710.84 \text{ Kg} - 5292.90 \text{ Kg} - H_{10} = 0 \rightarrow H_{10} = 1291.04 \text{ Kg}$$

$$\Sigma MG=0 \curvearrow +$$

$$-3799.25 \text{ Kg} * 1.58 \text{ m} + 5292.90 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} + 2710.84 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} - 3.08 \text{ m} * V_{10} = 0$$

$$\rightarrow V_{10} = 1948.96 \text{ Kg}$$

$$\Sigma FV=0 \uparrow +$$

$$626.68 - 3799.25 + 1948.96 - V_{13} = 0 \rightarrow V_{13} = -1223.61 \text{ Kg}$$

$$MGF = 3799.25 \text{ Kg} * 1.58 \text{ m} = 6002.80 \text{ Kg-m}$$

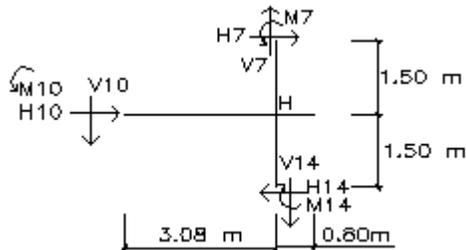
$$MGC = 2710.84 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} = 4066.26 \text{ Kg-m}$$

$$MGH = 1948.96 \text{ Kg} * 3.08 \text{ m} = 6002.82 \text{ Kg-m}$$

$$MGK = 5292.90 \text{ Kg} \cdot 1.5 \text{ m} = 7939.35 \text{ Kg-m}$$

NODO H:

Figura 79. Fuerzas internas del nodo H, marco 1



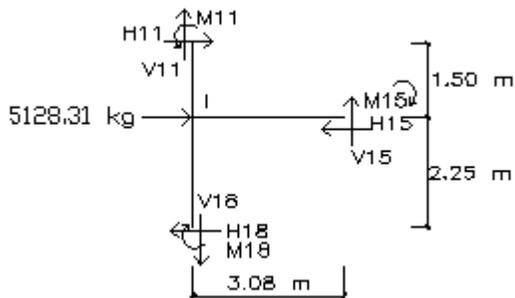
$$MHG = 1948.96 \text{ Kg} \cdot 3.08 \text{ m} = 6002.80 \text{ Kg-m}$$

$$MHD = 1355.42 \text{ Kg} \cdot 1.5 \text{ m} = 2033.13 \text{ Kg-m}$$

$$MHL = 2646.45 \text{ Kg} \cdot 1.5 \text{ m} = 3969.68 \text{ Kg-m}$$

NODO I:

Figura 80. Fuerzas internas del nodo I, marco 1



$$\Sigma FH = 0 \rightarrow +$$

$$2646.45 \text{ Kg} + 5128.31 \text{ Kg} - 3501.17 \text{ Kg} - H15 = 0 \rightarrow H15 = 4273.59 \text{ Kg}$$

$$\Sigma MI = 0 \curvearrow +$$

$$2646.45 \text{ Kg} \cdot 1.5 \text{ m} + 3501.17 \text{ Kg} \cdot 2.25 \text{ m} - 3.08 \text{ m} \cdot V15 = 0 \rightarrow V15 = 3846.53 \text{ Kg}$$

$$\Sigma FV = 0 \uparrow +$$

$$2609.07 \text{ Kg} + 3846.53 \text{ Kg} - V18 = 0 \rightarrow V18 = 6455.60 \text{ Kg}$$

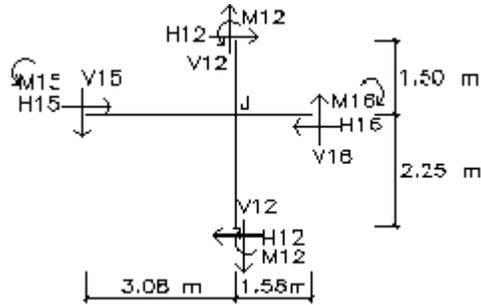
$$MIE = 2646.45 \text{ Kg} \cdot 1.5 \text{ m} = 3969.68 \text{ Kg-m}$$

$$MIJ = 3846.53 \text{ Kg} \cdot 3.08 \text{ m} = 11847.31 \text{ Kg-m}$$

$$MIM = 3501.17 \text{ Kg} * 2.25 \text{ m} = 7877.63 \text{ Kg-m}$$

NODO J:

Figura 81. Fuerzas internas del nodo J, marco 1



$$\Sigma FH = 0 \rightarrow +$$

$$5292.90 \text{ Kg} - 7002.34 \text{ Kg} + 4273.59 \text{ Kg} - H16 = 0 \rightarrow H16 = 2564.15 \text{ Kg}$$

$$\Sigma MJ = 0 \curvearrowright +$$

$$-3846.53 \text{ Kg} * 3.08 \text{ m} + 5292.90 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} + 7002.34 \text{ Kg} * 2.25 \text{ m} - 1.58 \text{ m} * V16 = 0 \rightarrow V16 = 7498.29 \text{ Kg}$$

$$\Sigma FV = 0 \uparrow +$$

$$2476.97 + 7498.29 - 3846.53 - V19 = 0 \rightarrow V19 = 6128.73 \text{ Kg}$$

$$MJ I = 3846.53 \text{ Kg} * 3.08 \text{ m} = 11847.31 \text{ Kg-m}$$

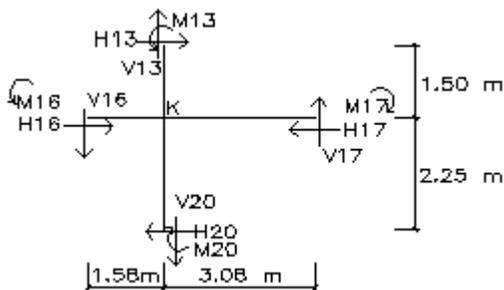
$$MJ F = 5292.90 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} = 7939.35 \text{ Kg-m}$$

$$MJ K = 7498.29 \text{ Kg} * 1.58 \text{ m} = 11847.30 \text{ Kg-m}$$

$$MJ N = 7002.34 \text{ Kg} * 2.25 \text{ m} = 15755.27 \text{ Kg-m}$$

NODO K:

Figura 82. Fuerzas internas del nodo K, marco 1



$$\Sigma FH=0 \rightarrow +$$

$$5292.90 \text{ Kg} - 7002.34 \text{ Kg} + 2564.15 \text{ Kg} - H17 = 0 \rightarrow H17 = 7002.34 \text{ Kg}$$

$$\Sigma MK=0 \curvearrowright +$$

$$-7498.29 \text{ Kg} * 1.58 \text{ m} + 5292.90 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} + 7002.34 \text{ Kg} * 2.25 \text{ m} - 3.08 \text{ m} * V17 = 0 \rightarrow V17 = 3846.53 \text{ Kg}$$

$$\Sigma FV=0 \uparrow +$$

$$1223.61 - 7498.29 + 3846.53 + V20 = 0 \rightarrow V20 = 2428.18 \text{ Kg}$$

$$MKL = 3846.53 \text{ Kg} * 3.08 \text{ m} = 11847.31 \text{ Kg-m}$$

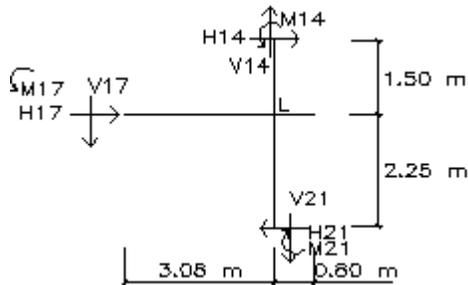
$$MKG = 5292.90 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} = 7939.35 \text{ Kg-m}$$

$$MKJ = 7498.29 \text{ Kg} * 1.58 \text{ m} = 11847.30 \text{ Kg-m}$$

$$MK\tilde{N} = 7002.34 \text{ Kg} * 2.25 \text{ m} = 15755.27 \text{ Kg-m}$$

NODO L:

Figura 83. Fuerzas internas del nodo L, marco 1



$$MLK = 3846.53 \text{ Kg} * 3.08 \text{ m} = 11847.31 \text{ Kg-m}$$

$$MLH = 2646.45 \text{ Kg} * 1.5 \text{ m} = 3969.68 \text{ Kg-m}$$

$$MLO = 7877.63 \text{ Kg} * 2.25 \text{ m} = 7877.63 \text{ Kg-m}$$

RESULTADO DEL ANÁLISIS POR EL MÉTODO DEL PORTAL

Figura 84. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco 1 al 6 (Kg-m)

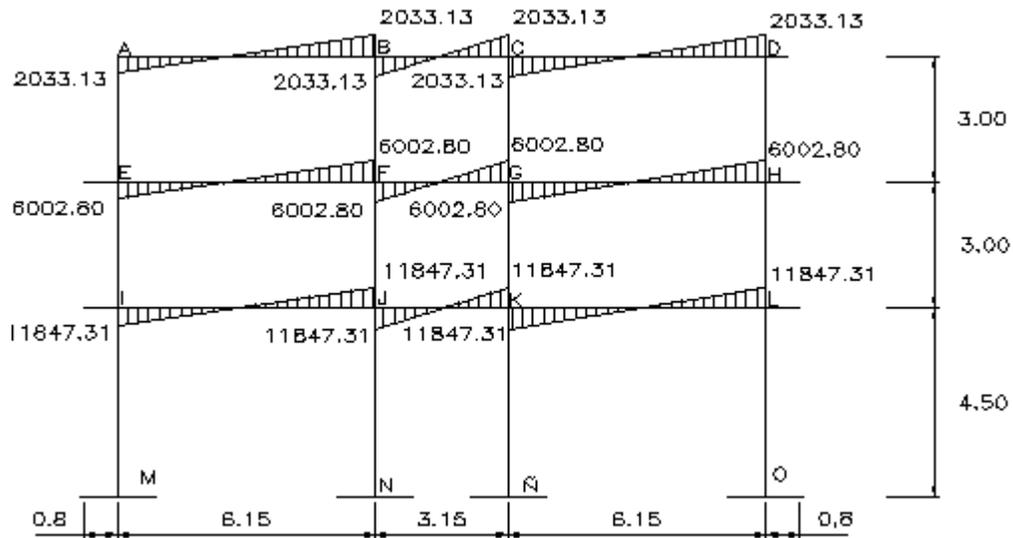


Figura 85. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco 1 al 6 (Kg-m)

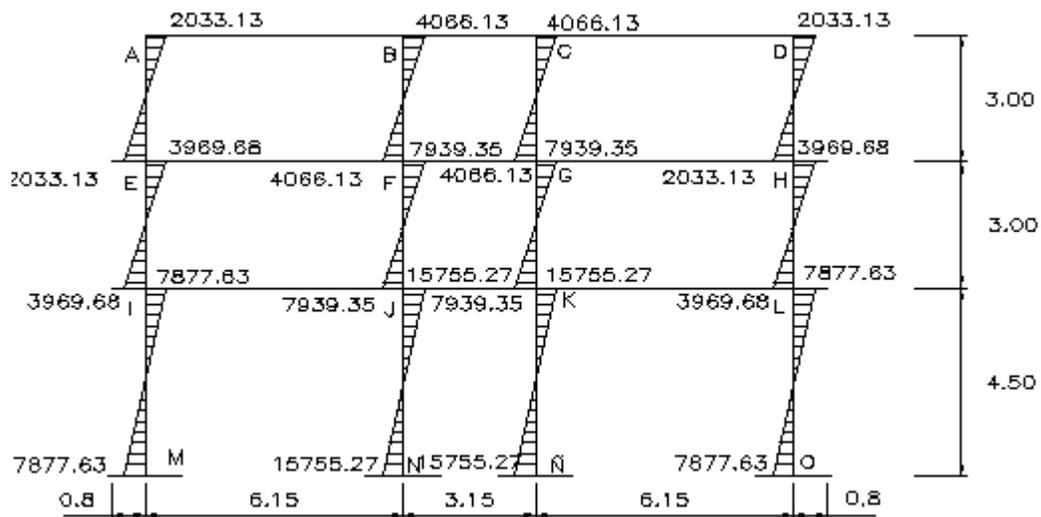


Figura 86. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco 7 (Kg-m)

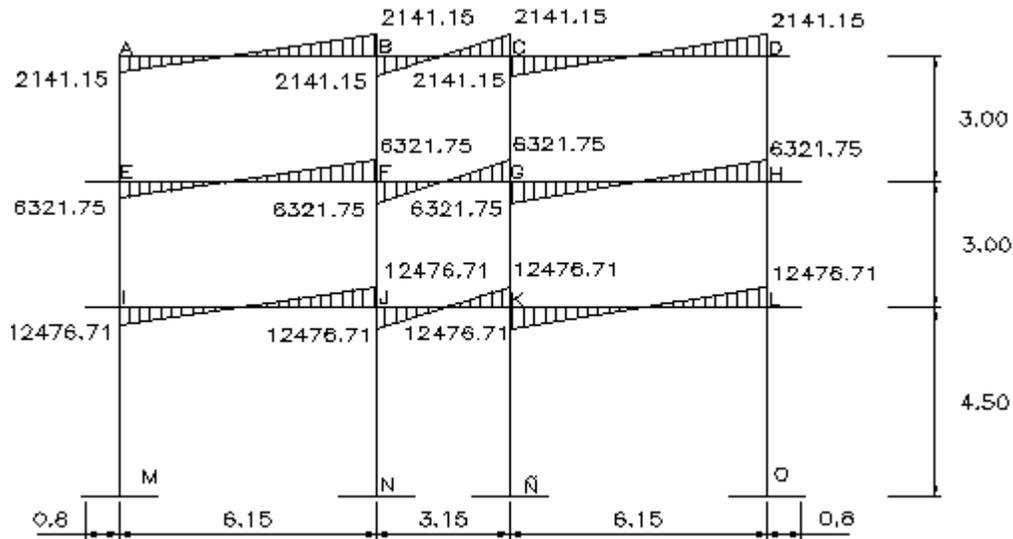


Figura 88. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco 7 (Kg-m)

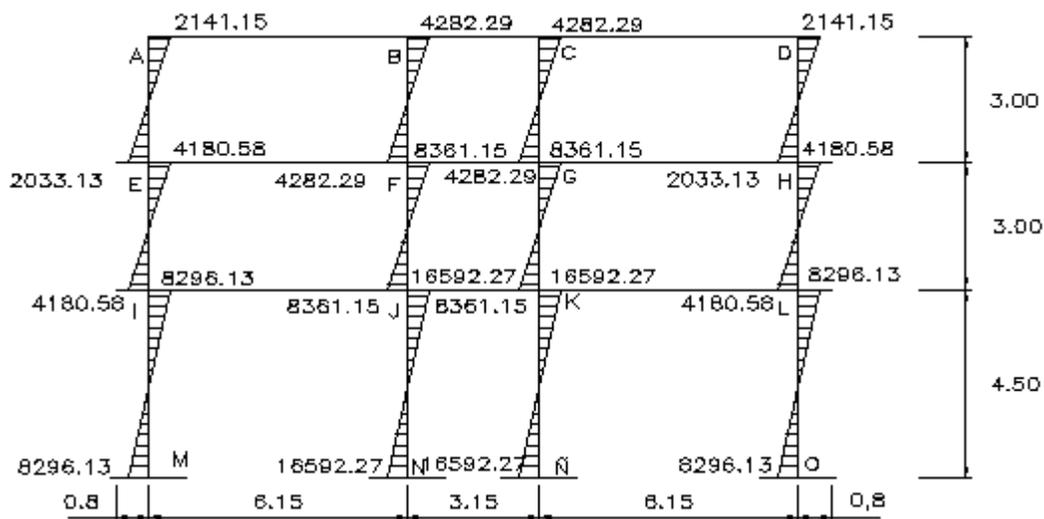


Figura 88. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco 8 (Kg-m)

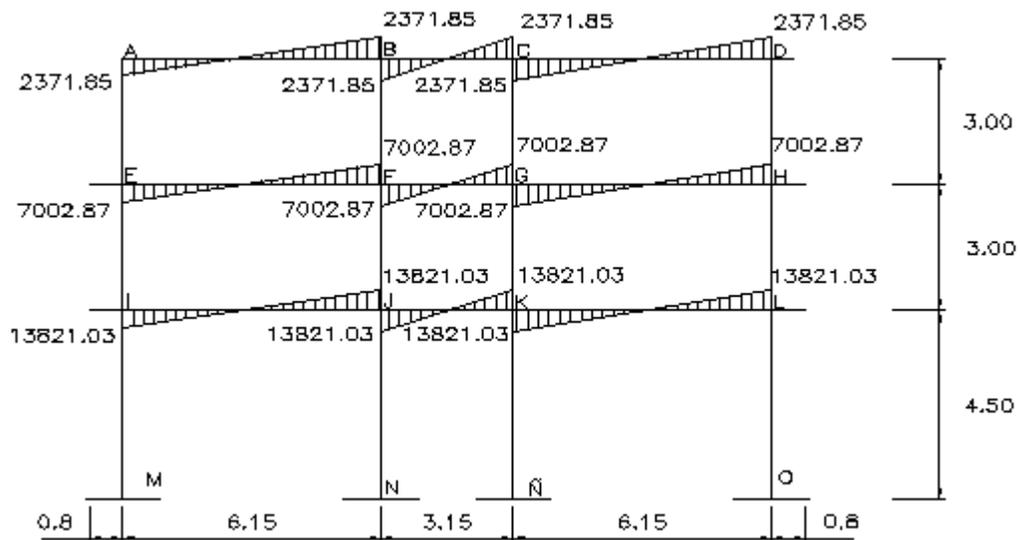


Figura 89. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco 8 (Kg-m)

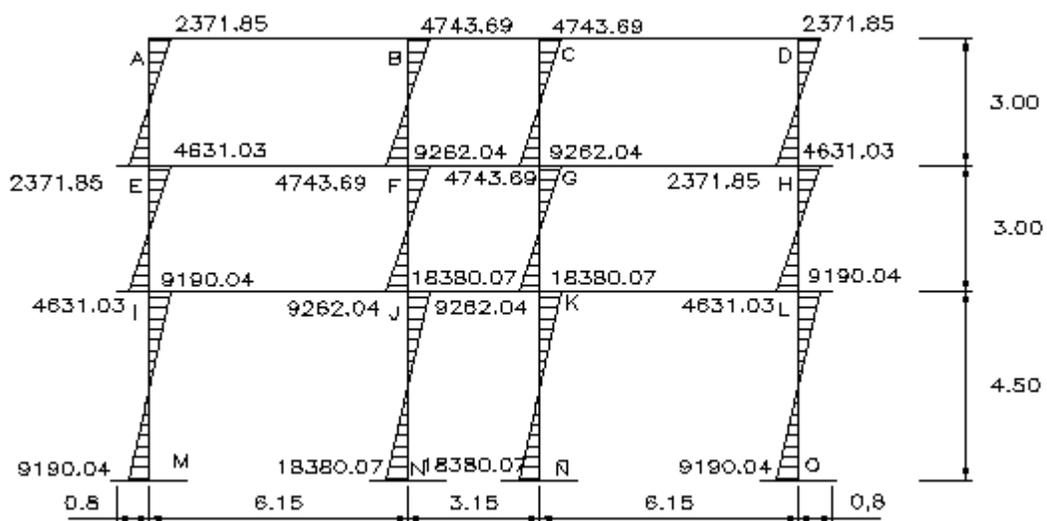


Figura 90. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco 9 (Kg-m)

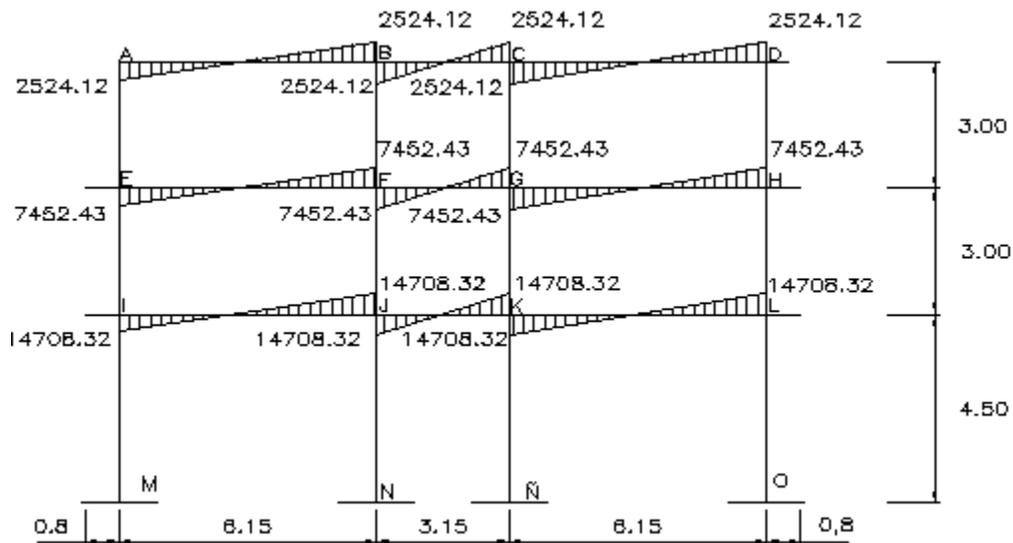


Figura 91. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco 9 (Kg-m)

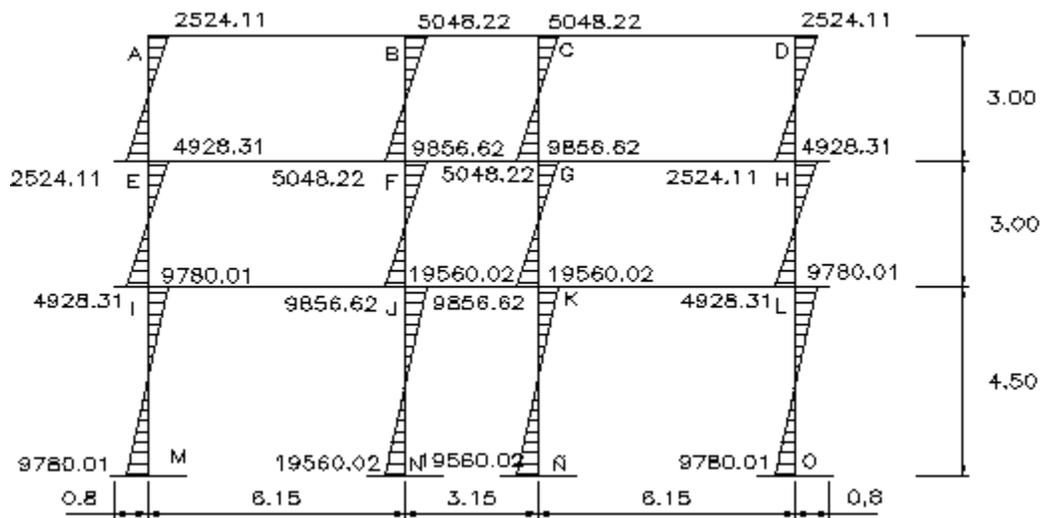


Figura 92. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco 10 (Kg-m)

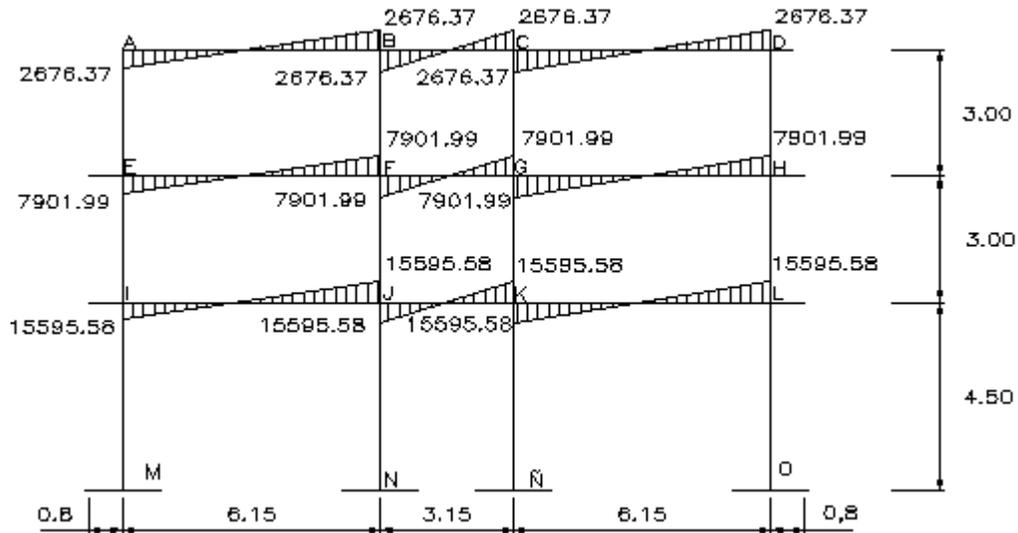


Figura 93. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco 10 (Kg-m)

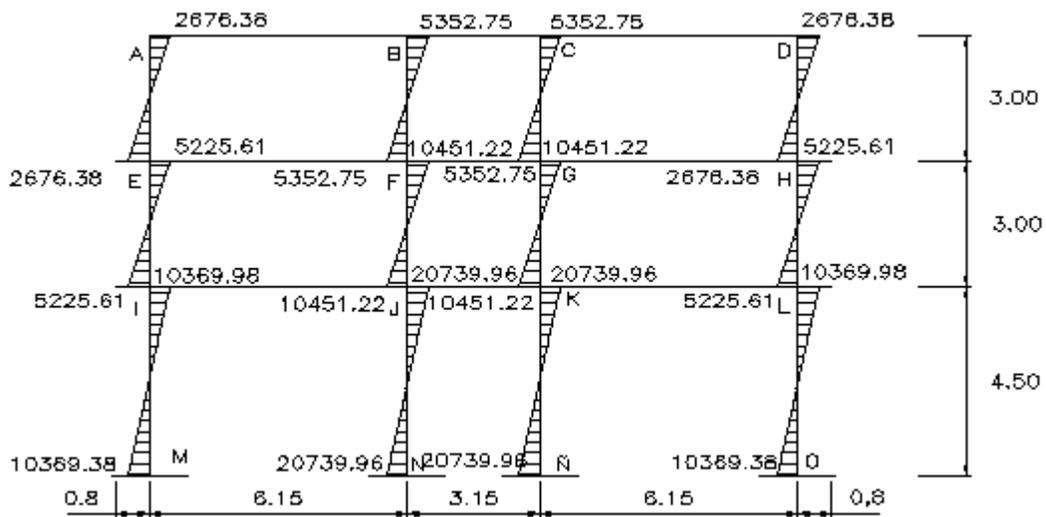


Figura 94. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco 11 (Kg-m)

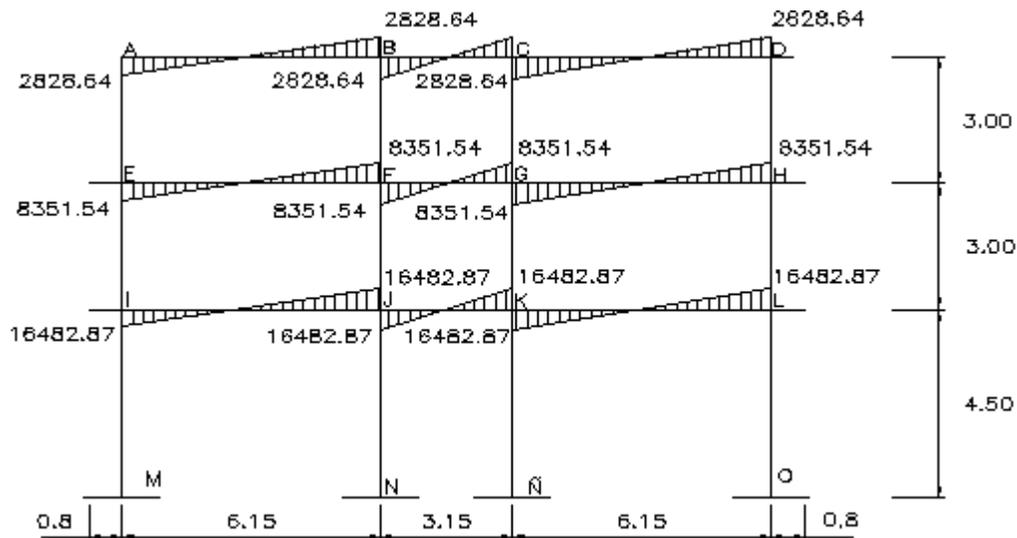


Figura 95. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco 11 (Kg-m)

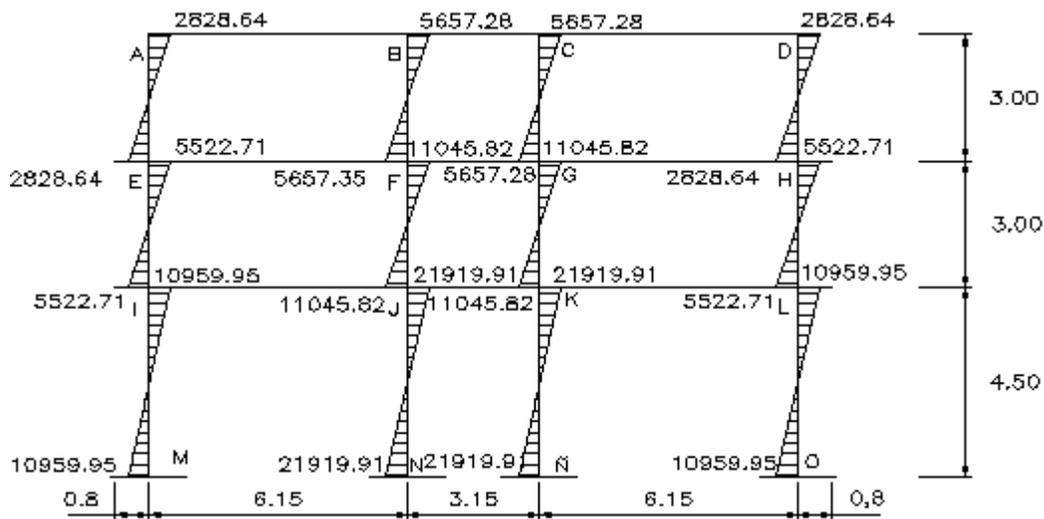


Figura 96. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco 12 (Kg-m)

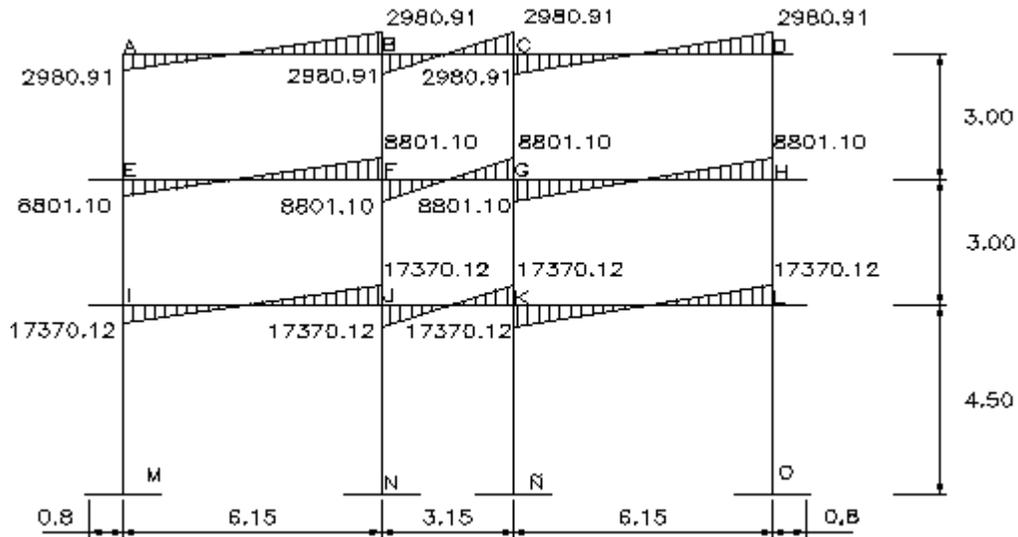


Figura 97. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco 12 (Kg-m)

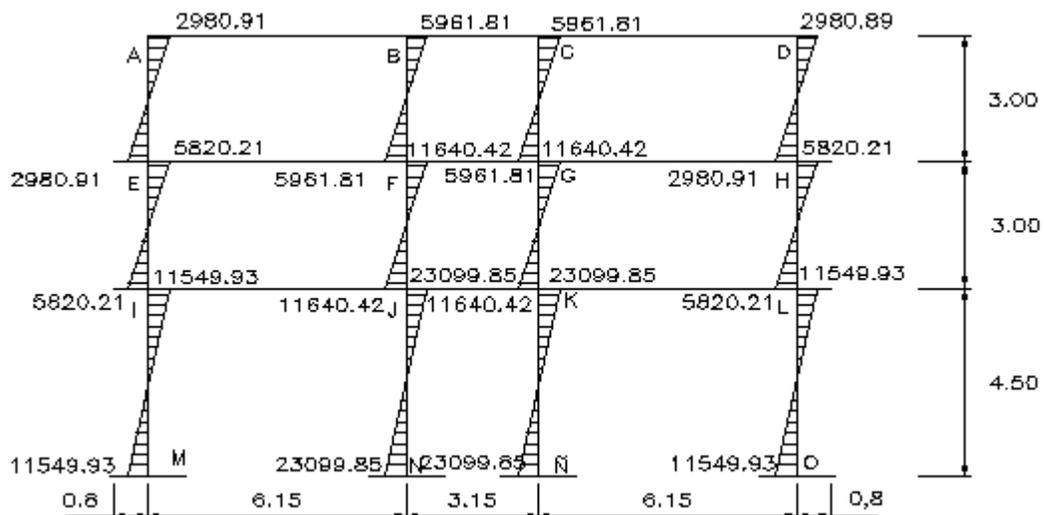


Figura 98. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco A (Kg-m)

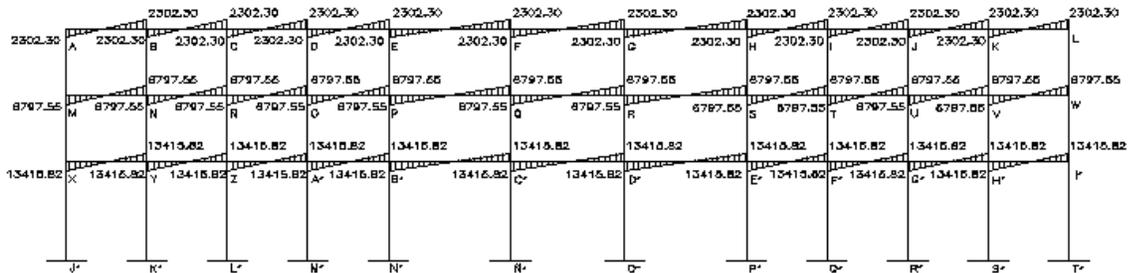


Figura 99. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco A (Kg-m)

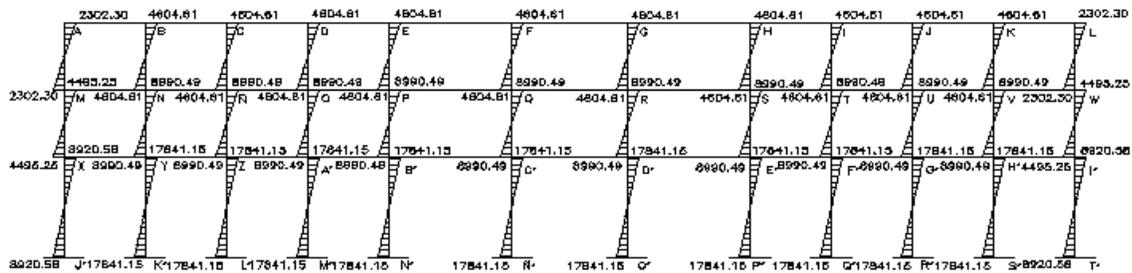


Figura 100. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco B (Kg-m)

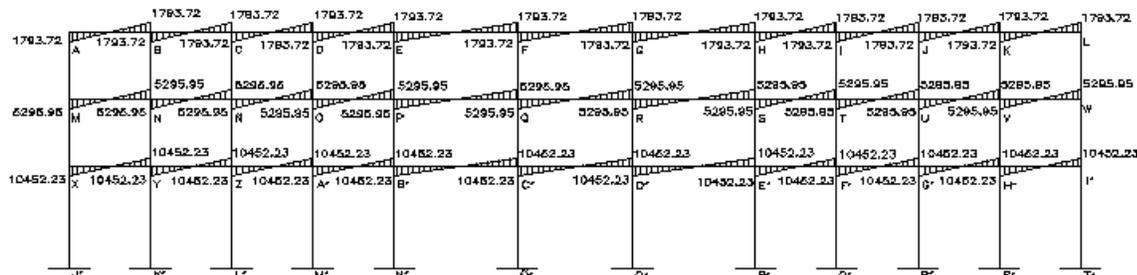


Figura 101. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco B (Kg-m)

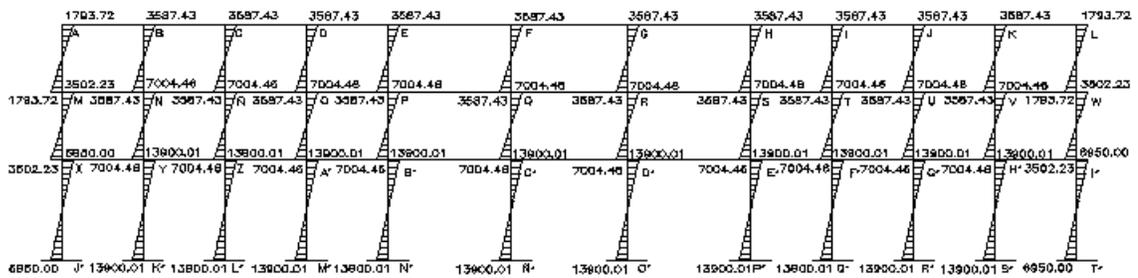


Figura 102. Diagrama de momentos por carga lateral en vigas del marco C y D (Kg-m)

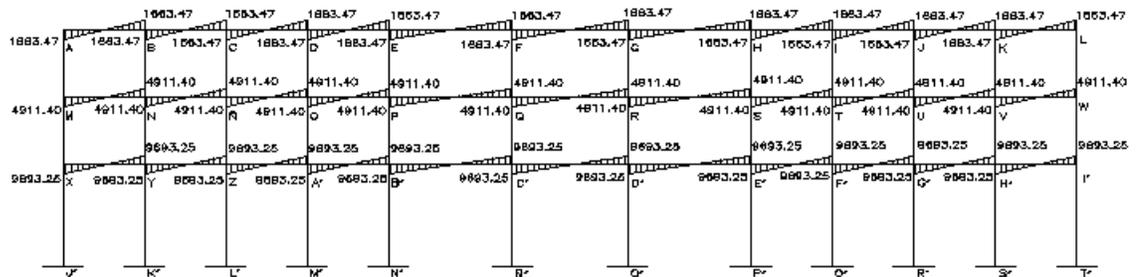
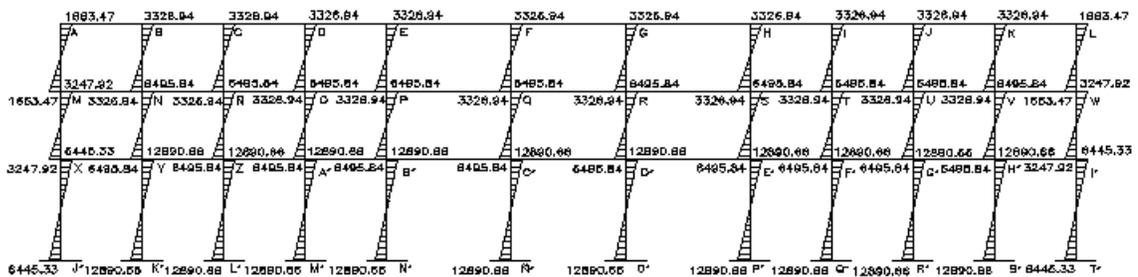


Figura 103. Diagrama de momentos por carga lateral en columnas del marco C y D (Kg-m)



2.1.8.1.10 Análisis de marcos dúctiles unidos por nudos rígidos por el software SAP

SAP es un programa de computadora que permite diseñar y analizar estructuras de una forma práctica, servirá como un asistente que indicará si las cargas gravitacionales y laterales que se analizaron manualmente ha sido de una forma correcta o aproximada.

Para el análisis en SAP es necesario tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Modificar las unidades de medida en las que deseamos trabajar.
- Dibujar de forma correcta el modelo a analizar.
- Definir cada material a utilizar, con sus respectivas propiedades.
- Definir las dimensiones de los miembros estructurales (vigas y columnas).
- Asignar el material a cada miembro estructural.
- Definir cargas vivas y muertas con sus respectivos factores.
- Verificar si nuestros miembros estructurales soportan las cargas, con el acero y confinamiento propuesto.

El resultado del análisis de SAP indicó que los diagramas de momentos de cargas vivas, cargas muertas y cargas de sismo son aproximados al análisis que realizamos por el método de Kani y el Portal.

2.1.8.1.11 Envolvente de momentos

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir al suponer los efectos de carga muerta, carga viva y carga de sismo tanto en vigas como en columnas.

El código ACI 318-05 en el apéndice “c” indica las siguientes combinaciones para el cálculo de la envolvente de momentos, estas combinaciones son:

1. $U = 1.4MCM + 1.7 MCV$
2. $U = 0.75(1.4MCM + 1.7 MCV) \pm 1.4E$
3. $U = 0.9MCM \pm 1.43E$

2.1.8.1.12 Cálculo de momentos positivos en vigas

Para calcular los momentos positivos de las vigas se utilizará la siguiente ecuación:

$$M_{(+)} = \frac{WL^2}{8} - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

Donde:

M_1 y M_2 = a los momentos de los extremos de las vigas.

W = carga mayorada $\rightarrow W = 1.4 CM + 1.7 CV$

MARCO No. 1

Cálculo de cargas:

$$W_{AB} = 1.4(990.29\text{kg/m}) + 1.7(128.29\text{kg/m}) = 1604.50 \text{ kg/m}$$

$$W_{BC} = 1.4(739.14\text{kg/m}) + 1.7(79.05\text{kg/m}) = 1169.18 \text{ Kg/m}$$

$$W_{EF} = 1.4(1632.49\text{kg/m}) + 1.7(267.32\text{kg/m}) = 2739.93 \text{ kg/m}$$

$$W_{FG} = 1.4(1102.78\text{kg/m}) + 1.7(395.24\text{kg/m}) = 2215.80 \text{ kg/m}$$

$$W_{IJ} = 1.4(1632.49\text{kg/m}) + 1.7(267.32\text{kg/m}) = 2739.93 \text{ kg/m}$$

$$W_{JK} = 1.4(1102.78\text{kg/m}) + 1.7(395.24\text{kg/m}) = 2215.77 \text{ kg/m}$$

Cálculo de momentos positivos:

$$M_{(+)}_{AB} = \frac{(1604.50)(6.15)^2}{8} - \frac{5820.08 + 5776.44}{2} = 1787.52 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{(+)}_{BC} = \frac{(1169.18)(3.15)^2}{8} - \frac{5776.44 + 5776.44}{2} = 4326.29 \text{ kg} - \text{m}$$

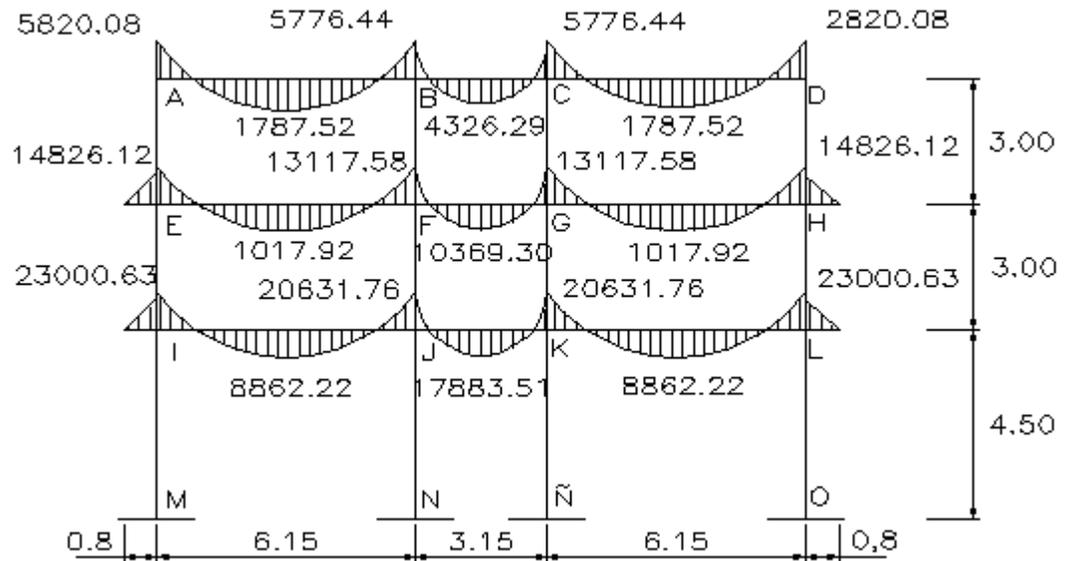
$$M_{(+)}_{EF} = \frac{(2739.93)(6.15)^2}{8} - \frac{14826.12 + 13117.58}{2} = 10179.7 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{(+)}_{FG} = \frac{(2215.80)(3.15)^2}{8} - \frac{13117.58 + 13117.58}{2} = 10369.30 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{(+)}_{IJ} = \frac{(2739.93)(6.15)^2}{8} - \frac{23000.63 + 20631.76}{2} = 8862.32 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{(+)}_{JK} = \frac{(2215.77)(3.15)^2}{8} - \frac{20631.76 + 20631.76}{2} = 17883.51 \text{ kg} - \text{m}$$

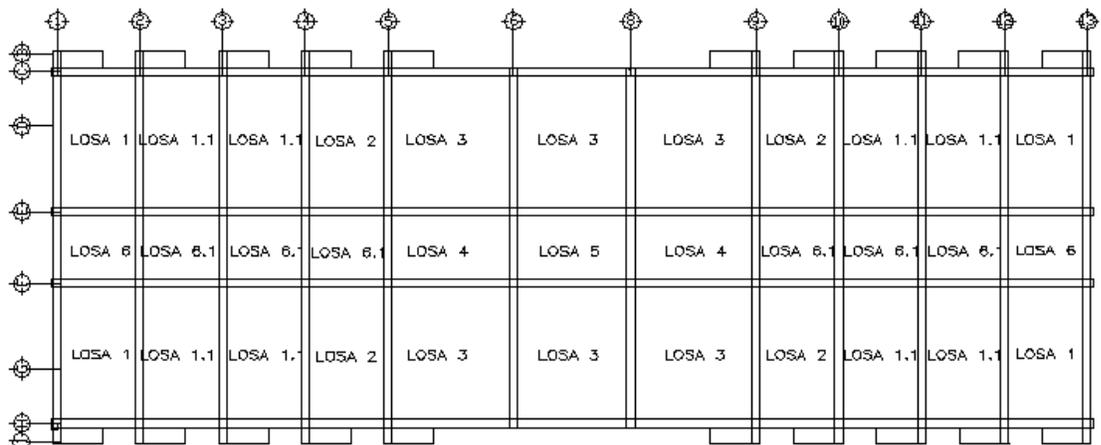
Figura 104. Envolvente de momentos y momentos positivos en vigas del marco No. 1 (Kg-m)



2.1.8.2 Diseño estructural

2.1.8.2.1 Losas del primer nivel

Figura 105. Losas del primer nivel



Para verificar si nuestras losas trabajan en un sentido o en dos sentidos se divide el lado corto entre el lado largo, si este valor es mayor o igual a 0.50 trabaja en dos sentidos y si es menor de 0.50 trabaja en un sentido.

$$m = \frac{a}{b}$$

Donde:

a = dimension del lado corto de la losa.

b = dimension del lado largo de la losa.

m = trabajo de losa.

$$m_1 = \frac{3.28}{5.80} = 0.57 \rightarrow \text{trabaja en dos sentidos.}$$

$$m_2 = \frac{5.15}{5.80} = 0.89 \rightarrow \text{trabaja en dos sentidos.}$$

$$m_3 = \frac{4.80}{5.80} = 0.83 \rightarrow \text{trabaja en dos sentidos.}$$

$$m_4 = \frac{2.80}{5.15} = 0.54 \rightarrow \text{trabaja en dos sentidos.}$$

$$m_5 = \frac{2.80}{4.80} = 0.58 \rightarrow \text{trabaja en dos sentidos.}$$

$$m_6 = \frac{2.00}{3.28} = 0.61 \rightarrow \text{trabaja en dos sentidos}$$

Acontinuacion, se diseñarán las losas del primer nivel del edificio para hotel municipal.

Cálculo de cargas:

Carga muerta:

Acabados = 60 Kg/m²

Losa = 0.15 m * 2400 Kg/ m³ = 360 Kg/m²

Peso de muros = 250 Kg/m²

Piso y mezclon = 150 Kg/m²

Carga muerta admisible = 20 Kg/m²

Carga muerta total= 60 Kg/m² +360 Kg/m²+250 Kg/m²+20 Kg/m²+ 150 Kg/m² =
Carga muerta total= 840 Kg/m²

Carga viva:

Habitaciones= 200 Kg/m²

Pasillos= 500 Kg/m²

Carga mayoradas:

CU= 1.4 CM + 1.7 CV

CU habitaciones = 1.4*840 Kg/m² + 1.7*200 Kg/m² =
1176 Kg/m² + 340 Kg/m² = 1515.00 Kg/m²

CU pasillos = 1.4*840 Kg/m² + 1.7*500 Kg/m² =
1176 Kg/m² + 850 Kg/m² = 2026.00 Kg/m²

Para el cálculo de momentos positivos y negativos se utilizará el metodo 3 del ACI, para lo cual se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$M_a^- = C_a^- (CU) (a)^2$$

$$M_b^- = C_b^- (CU) (b)^2$$

$$M_a^+ = C_a^+ (CVU) (a)^2 + C_a^+ (CMU) (a)^2$$

$$M_b^+ = C_b^+ (CVU) (b)^2 + C_b^+ (CMU) (b)^2$$

Donde:

CU= carga última en Kg/m².

CMU= carga muerta ultima en Kg/m².

CVU= carga viva ultima en Kg/m².

Ca= coeficiente de tabla ACI, ver apéndice.

Cb= coeficiente de tabla ACI, ver apéndice.

Losa 1:

$m=0.57 \rightarrow$ caso 4

$$Ma^- = 0.092(1516)(3.28)^2 = 1500.50Kg - m$$

$$Ma^+ = 0.056(1176)(3.28)^2 + 0.072(340)(3.28)^2 = 971.87 Kg - m$$

$$Mb^- = 0.008(1516)(5.8)^2 = 407.99 Kg - m$$

$$Mb^+ = 0.005(1176)(5.8)^2 + 0.007(340)(5.8)^2 = 277.87 Kg - m$$

Losa 2:

$m=0.89 \rightarrow$ caso 9

$$Ma^- = 0.068(1516)(5.15)^2 = 2734.15Kg - m$$

$$Ma^+ = 0.026(1176)(3.28)^2 + 0.036(340)(3.28)^2 = 460.63 Kg - m$$

$$Mb^- = 0.025(1516)(5.8)^2 = 1274.96 Kg - m$$

$$Mb^+ = 0.015(1176)(5.8)^2 + 0.022(340)(5.8)^2 = 845.04 Kg - m$$

Losa 3:

$m=0.83 \rightarrow$ caso 9

$$Ma^- = 0.072(2026)(4.80)^2 = 3360.89 Kg - m$$

$$Ma^+ = 0.028(1176)(4.8)^2 + 0.039(850)(4.8)^2 = 1522.44 Kg - m$$

$$Mb^- = 0.021(2026)(5.8)^2 = 1431.25 Kg - m$$

$$Mb^+ = 0.013(1176)(5.8)^2 + 0.020(850)(5.8)^2 = 1086.17 Kg - m$$

Losa 4:

$m=0.54 \rightarrow$ caso 2

$$Ma^- = 0.084(2026)(2.80)^2 = 1334.24 Kg - m$$

$$Ma^+ = 0.035(1176)(2.8)^2 + 0.062(850)(2.8)^2 = 735.86 Kg - m$$

$$Mb^- = 0.007(2026)(5.15)^2 = 376.14 Kg - m$$

$$Mb^+ = 0.003(1176)(5.15)^2 + 0.006(850)(5.15)^2 = 228.84 Kg - m$$

Losa 5:

$m=0.58 \rightarrow$ caso 2

$$Ma^- = 0.081(2026)(2.80)^2 = 1286.59 \text{ Kg} - m$$

$$Ma^+ = 0.034(1176)(2.8)^2 + 0.058(850)(2.8)^2 = 699.99 \text{ Kg} - m$$

$$Mb^- = 0.010(2026)(4.80)^2 = 466.79 \text{ Kg} - m$$

$$Mb^+ = 0.004(1176)(4.80)^2 + 0.007(850)(4.80)^2 = 245.47 \text{ Kg} - m$$

Losa 6:

$m=0.85 \rightarrow$ caso 2

$$Ma^- = 0.060(2026)(2.80)^2 = 953.03 \text{ Kg} - m$$

$$Ma^+ = 0.024(1176)(2.8)^2 + 0.037(850)(2.8)^2 = 467.84 \text{ Kg} - m$$

$$Mb^- = 0.031(2026)(3.28)^2 = 675.69 \text{ Kg} - m$$

$$Mb^+ = 0.012(1176)(3.28)^2 + 0.019(850)(3.28)^2 = 325.57 \text{ Kg} - m$$

Losa 1.1:

$m=0.57 \rightarrow$ caso 9

$$Ma^- = 0.086(1516)(3.28)^2 = 1402.64 \text{ Kg} - m$$

$$Ma^+ = 0.037(1176)(3.28)^2 + 0.063(340)(3.28)^2 = 698.56 \text{ Kg} - m$$

$$Mb^- = 0.005(1516)(5.80)^2 = 254.99 \text{ Kg} - m$$

$$Mb^+ = 0.003(1176)(5.80)^2 + 0.006(340)(5.80)^2 = 187.31 \text{ Kg} - m$$

Losa 6.1:

$m=0.85 \rightarrow$ caso 9

$$Ma^- = 0.072(2026)(2.80)^2 = 1143.64 \text{ Kg} - m$$

$$Ma^+ = 0.028(1176)(2.80)^2 + 0.039(850)(2.80)^2 = 518.05 \text{ Kg} - m$$

$$Mb^- = 0.021(2026)(3.28)^2 = 457.73 \text{ Kg} - m$$

$$Mb^+ = 0.013(1176)(3.28)^2 + 0.020(850)(3.28)^2 = 347.37 \text{ Kg} - m$$

Balance de momentos:

Como se puede observar en los momentos calculados, en la unión de losas existen momentos diferentes, para diseñar el refuerzo se realizará el balance de momentos en cada losa, el momento que tenga el subíndice uno será el valor menor de las dos losas a balancear y el momento que tenga el subíndice dos será el valor más grande de las dos losas, siguiendo las dos siguientes reglas:

Si $0.80 \cdot M_{\text{mayor}} < M_{\text{menor}} \rightarrow M_b = (M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}})/2$

Si $0.80 \cdot M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}} \rightarrow$ El momento balanceado será proporcionalmente a su rigidez

Para el balance por rigidez se utilizará las siguientes ecuaciones:

$$K_1 = 1/L_1 \quad D_1 = K_1 / (K_1 + K_2) \quad M_{b1} = M_1 + (M_2 - M_1) \cdot D_1$$

$$K_2 = 1/L_2 \quad D_2 = K_2 / (K_1 + K_2) \quad M_{b2} = M_2 - (M_2 - M_1) \cdot D_2$$

Donde:

K_1 K_2 = Rigidez de cada elemento.

L_1 y L_2 = Longitud de cada elemento.

D_1 y D_2 = Factores de distribución.

M_{b1} y M_{b2} = Momento balanceado

Balance de momentos en losas del primer nivel en el sentido Y:

Losa 1 y losa 1.1 :

$M_1 = 1402.64 \text{ Kg-m}$, $M_2 = 1500.50 \text{ Kg-m}$

$1402.64 \text{ Kg-m} > 0.8 \cdot 1500.50 \text{ Kg-m}$

$1402.64\text{kg-m} > 1200.40\text{ kg-m} \rightarrow$ balance por promedio

$$M_b = (1402.64\text{kg-m} + 1500.50\text{ kg-m})/2 = 1451.57\text{ Kg/m}$$

Losa 1.1 y losa 2 :

$$M_1 = 1402.64\text{ Kg-m} , M_2 = 2734.15\text{ Kg-m}$$

$$1402.64\text{ Kg-m} > 0.8 * 2734.15\text{Kg-m}$$

$1402.64\text{kg-m} > 2187.32\text{ kg-m} \rightarrow$ balance por rigidez

$$K_1 = 1/3.28 = 0.30$$

$$D_1 = 0.30 / (0.30 + 0.19) = 0.61$$

$$K_2 = 1/5.15 = 0.19$$

$$D_2 = 0.19 / (0.30 + 0.19) = 0.39$$

$$M_{b1} = 1402.64\text{ Kg-m} + (2734.15\text{ Kg-m} - 1402.64\text{ Kg-m}) * 0.61 = 2214.86\text{ kg-m}$$

$$M_{b2} = 2734.15\text{ Kg-m} - (2734.15\text{ Kg-m} - 1402.64\text{ Kg-m}) * 0.39 = 2214.86\text{ kg-m}$$

$$M_b = 2214.86\text{ kg-m}$$

Para cada una de las losas en el sentido Y y X se hará el mismo procedimiento para encontrar el balance de momentos y el resultado se verá en la siguiente figura.

Figura 106. Diagrama de momentos balanceados en el sentido X

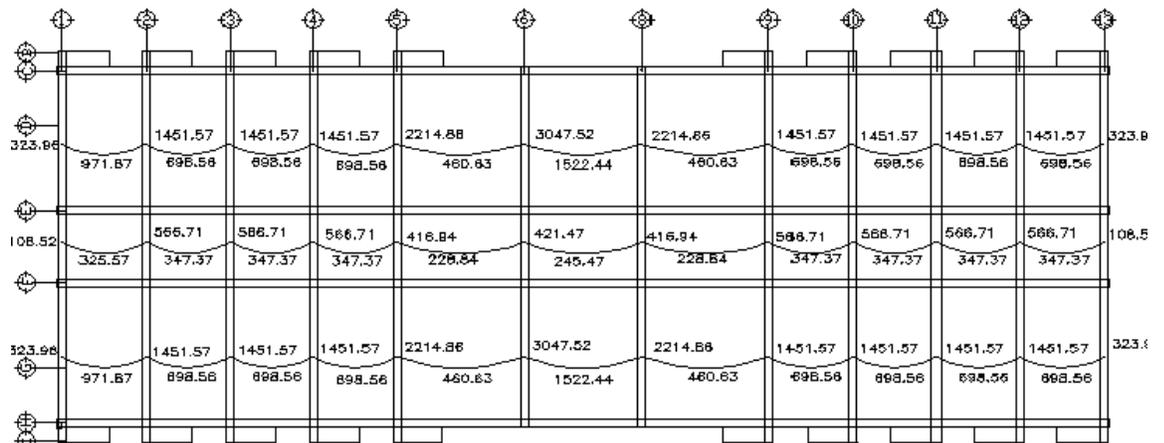
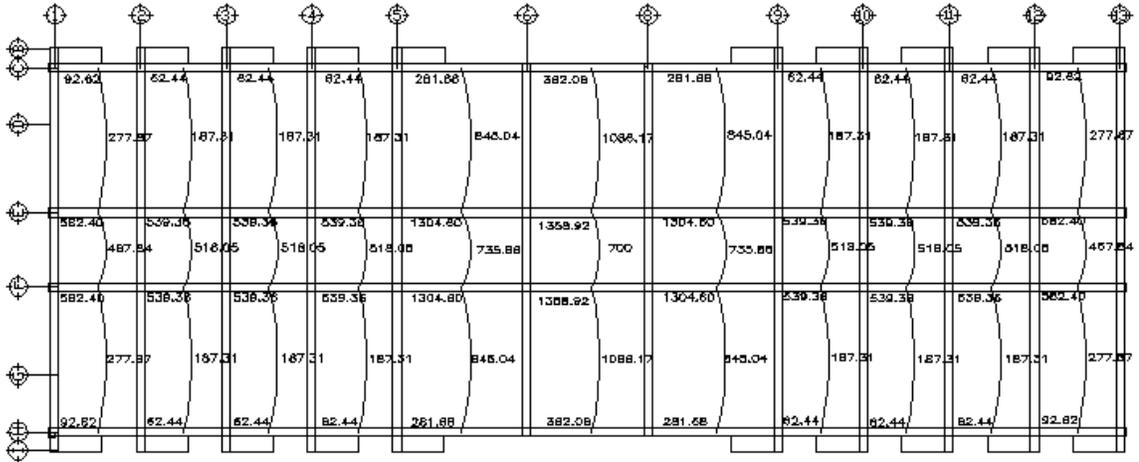


Figura 107. Diagrama de momentos balanceados en el sentido Y



Diseño de acero de refuerzo:

En el ACI 318S-05 en el capítulo 7.12.2.1 indica que la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

- a) En losas donde se empleen barras corrugadas grado 300 o 350 se utilizara almenos el valor de 0.0020
- b) En losas donde se emplee barras corrugadas o refuerzo electrosoldado de alambre grado 420 se utilizara almenos el valor de 0.0018
- c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35% se utilizará $(0.0018 \cdot 420) / f_y$

El valor de la cuatilla mínima nos servirá para calcular el area de acero mínima, esto lo hará basados en la siguiente ecuación:

$$A_{smin} = 0.4 \cdot \frac{14.1}{2810} \cdot b \cdot d$$

Donde:

A_{smin} = área de acero mínimo en cm^2

b = ancho unitario igual en cm .

d = peralte efectivo en cm .

d = espesor de losa – recubrimiento - $\varnothing/2$

El ACI 318-05 indica en el capítulo 7.7.1 en el inciso c) que el recubrimiento mínimo es de 20 mm.

El diámetro propuesto es de 3/8" y de 1/4"

Peralte efectivo:

$$d_1 = 15cm - 2.5cm - 0.9525cm/2 = 12.02cm$$

$$d_2 = 15cm - 2.5cm - 1.27cm/2 = 11.87cm$$

Acero mínimo:

$$A_{smin} = 0.4 * \frac{14.1}{2810} bd$$

$$A_{smin_1} = 0.4 * \frac{14.1}{2810} (100cm)(12.02cm) = 2.41 cm^2$$

$$A_{smin_2} = 0.4 * \frac{14.1}{2810} (100cm)(11.87cm) = 2.38 cm^2.$$

Cálculo de momentos probable:

$$M_{pr1} = 0.90 * 2810 * 2.41 \left(12.02cm - \frac{2.41 * 2810}{1.7 * 280 * 100} \right) = 723.93 kg - m$$

$$M_{pr2} = 706.00kg - m$$

Cálculo de acero:

Para el cálculo del acero se seguirán los siguientes requisitos del código ACI 318-05:

- En la sección 13.3.1 requiere que el área de refuerzo en cada dirección para sistemas de losas de dos direcciones debe determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas.
- En la sección 7.6.5 requiere que en muro o en losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe de ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de losa, ni de 45 cm.

El área de acero se calculará con la siguiente expresión:

$$A_s = \left(b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.00382 * f'c}} \right) \left(\frac{0.85 * f'c}{f_y} \right)$$

Donde:

A_s = área de acero en cm^2 .

b = ancho unitario en cm.

d = peralte efectivo en cm.

M = momento en Kg-m.

$f'c$ = resistencia especificada a la compresión del hormigón en kg/cm^2 .

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo en kg/cm^2 .

Espaciamiento:

$$S = \frac{Av}{As}$$

Donde:

S= espaciamiento

Av= área de varilla propuesta

As= área de acero final

Acero máximo:

$$S_{max} = 3*t \rightarrow S_{max} = 3*0.15m = 0.45m$$

Donde:

S_{max}= espaciamiento máximo= @

t= espesor de losa.

El cálculo de acero y espaciamiento se resumirá en las siguientes tablas, se hace la aclaración que en los momentos que sean menores que el momento soportante se utilizará el área de acero mínima como se puede observar en la tercera fila.

Tabla XXVI. Área de acero en el sentido X

Área de acero en el sentido X			
Momento (kg-m)	As (cm ²)	No de varilla	Espaciamiento (m)
323.96	1.07→2.41	3	0.30
971.87	3.25	3	0.30
1451.57	4.89	3	0.15
698.56	2.41	3	0.30
2214.86	7.67	4	0.15
3047.52	10.72	4	0.15
480.63	4.1	3	0.20
1522.44	5.21	4	0.20
108.52	2.41	3	0.30
566.71	2.41	3	0.30
416.94	2.41	3	0.30
421.47	2.41	3	0.30
228.84	2.41	3	0.30
245.47	2.41	3	0.30
325.57	2.41	3	0.30

Tabla XXVII. Área de acero en el sentido Y

Área de acero en el sentido Y			
Momento (kg-m)	As (cm ²)	No de varilla	Espaciamiento (m)
582.40	2.41	3	0.30
467.84	2.41	3	0.30
277.87	2.41	3	0.30
1304.60	4.39	3	0.16
845.04	2.82	3	0.25
1086.17	3.64	3	0.20
1358.92	4.57	3	0.16

El armado en cada sentido se escogerá con el criterio de seleccionar la varilla más grande y el confinamiento menor.

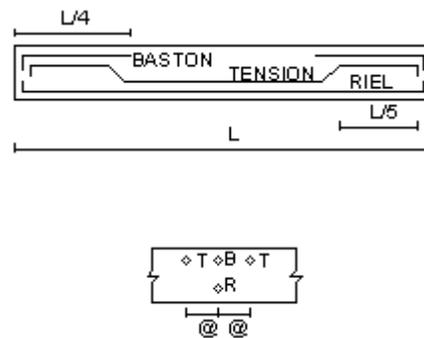
Para el sentido X → en este caso se escogieron dos armados debido a que la mayoría de las losas cumplen el área de acero de la varilla No. 3 y su confinamiento de 0.20, esto con la finalidad de reducir gastos, y para las losas más grandes el armado Varilla No. 4 @ 0.15(ver detalles en planos).

Para el sentido Y→ No. 3 @ 0.15

Para el diseño de las losas del segundo y tercer nivel el procedimiento será similar al calculado en las losas del primer nivel, solo se tendrán que modificar las cargas muertas y vivas si es necesario para saber el armado final de cada losa.

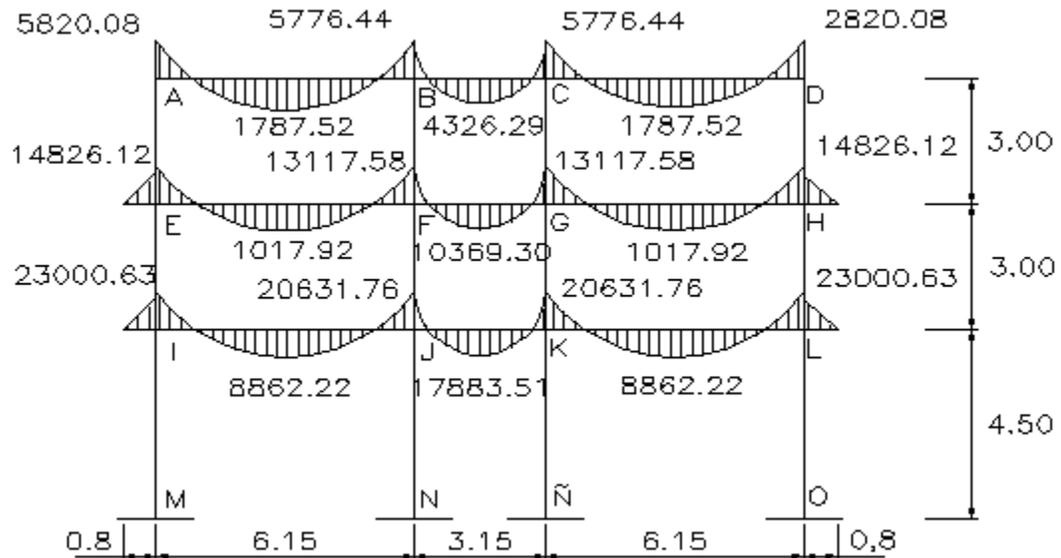
El detalle del armado de cada losa se podrá observar en los planos que se encuentran en el apéndice, basados en la siguiente figura se calcularon las longitudes de bastones y rieles.

Figura 108. Detalle del armado de losas



2.1.8.2.2 Viga A-B del tercer nivel marco 1

Figura 109. Diagrama de momentos del marco No. 1 (Kg-m).



Datos de diseño:

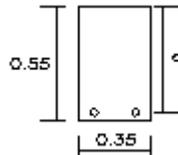
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$

$h = 55 \text{ cm}$

$b = 35 \text{ cm}$

Figura 110. Sección de viga A-B del tercer nivel marco 1



El ACI 318-05 indica en el capítulo 7.7.1 en el inciso c) que el recubrimiento mínimo es de 4 cm. El cual calcularemos con la siguiente ecuación:

$$d = h - \text{recubrimiento} - \frac{\varnothing}{2}$$

Donde:

d= recubrimiento en cm.

h=altura del elemento en cm.

\varnothing = diametro de la varilla seleccionada como refuerzo en cm.

$$d = 55 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{2.54 \text{ cm}}{2} = 49.73 \text{ cm}$$

Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión:

Para el cálculo del refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión seguiremos los siguientes requisitos del código ACI 318-05 en la sección 10.5 en la que indica que en toda sección de un elemento sometida a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción el acero mínimo no deberá ser menor que el obtenido por medio de :

$$A_{smin} = \frac{0.8\sqrt{f'c} * b * d}{fy} > \frac{14bd}{fy}$$

Donde:

A_{smin} = área de acero mínima en cm^2

$f'c$ = resistencia especificada a compresión del hormigón en kg/cm^2

fy = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo en kg/cm^2

d = peralte efectivo de la sección en cm .

b = ancho del elemento en cm .

$$A_{smin} = \frac{0.8\sqrt{280} * 35 * 49.73}{2810} = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14 * 35 * 50}{2810} = 8.67 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima:

$$A_{smax} = 0.5 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * B * f'c * 6120}{fy * (6120 + fy)}$$

Donde:

ρ_b = cuantía de refuerzo A_s evaluada sobre el área bd que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria.

d = peralte efectivo de la sección.

b = ancho del elemento.

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.85 * 280 * 6120}{2810 * (6120 + 2810)} = 0.049$$

$$A_{smax} = 0.5 * 0.049 * 35 * 49.73 = 42.64 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal:

El área de acero longitudinal permitirá cubrir el área de los distintos momentos, se calculará con la siguiente expresión:

$$A_s = \left(b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'c}} \right) \left(\frac{0.85 * f'c}{f_y} \right)$$

Donde:

As= área de acero en cm²

M= momento ultimo en kg-m

b= base de la viga en cm

d= peralte efectivo

f'c= resistencia especificada a la compresión en kg/cm²

f_y= resistencia especificada a la fluencia de refuerzo en kg/cm²

Tabla XXVIII. Área de acero requerida para los momentos de la viga A-B del tercer nivel marco 1

VIGA A-B DEL TERCER NIVEL MARCO 1					
Momento (kg-m)	A _{smin} (cm ²)	A _{requerida} (cm ²)	A _{smax} (cm ²)	Varillas propuestas	A _{cubierta} (cm ²)
5820.08	8.67	4.68	42.64	2No.6 + 2 No.5	9.66
5776.44	8.67	4.64	42.64	2No.6 + 2 No.5	9.66
1787.52	8.67	1.42	42.64	2No.7 + 1 No.4	9.02
4326.29	8.67	3.46	42.64	2 No. 7+1No. 4	90.2

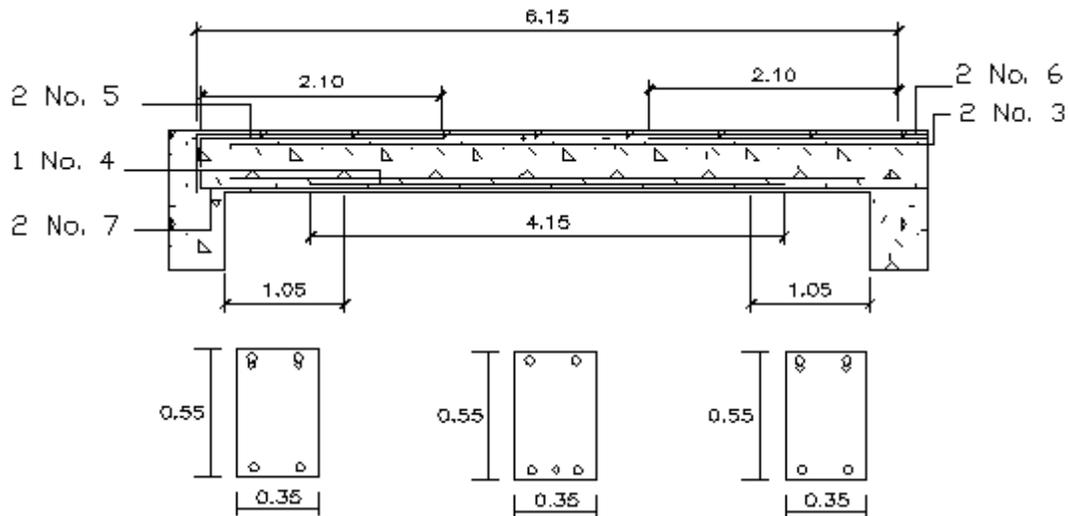
Para el diseño final del refuerzo longitudinal tomaremos en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.2.1 indica que cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo superior como inferior debe

colocarse área de acero mínima y la cuantía de refuerzo no debe de exceder a 0.025.

- En la sección 21.3.2.1 indica que deben colocarse al menos dos barras en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

Figura 111. Detalle del armado longitudinal de viga A-B tercer nivel marco 1



Acero transversal:

Para el diseño final del refuerzo transversal se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05:

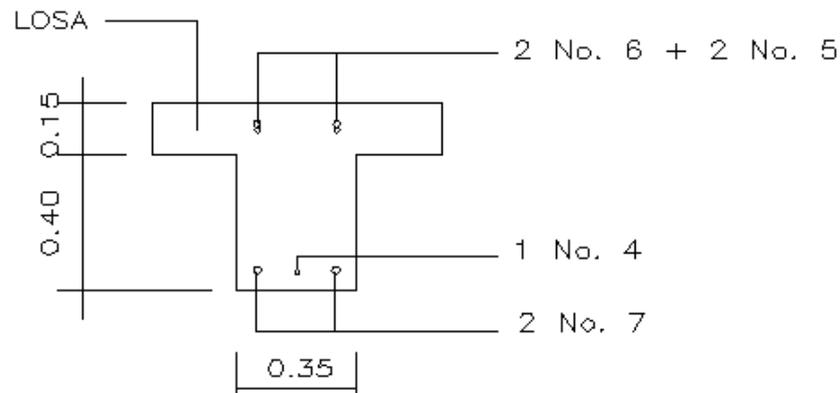
- En la sección 21.3.4.1 requiere que la fuerza cortante de diseño, V_e se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en las partes comprendidas entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable,

M_{pr} , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.

- En la sección 21.3.4.2 no indica que se deberá suponer la resistencia a corte como $V_c=0$ cuando la fuerza cortante inducida por el sismo calculada representa la mitad o más de la resistencia máxima a corte requerida en esas zonas.
- En la sección 21.3.3.1 requiere que deben disponerse estribos cerrados en una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento a flexión.
- En la sección 21.3.3.2 requiere que el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5 cm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de :
 - a) $d/4$
 - b) Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas.
 - c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
 - d) 30 cm.
- En la sección 21.3.3.4 indica que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

Momento probable 1:

Figura 112. Sección reforzada viga A-B tercer nivel marco 1



$$M_{pr1} = 1.25f_y * A_s(d - a/2)$$

Donde:

M_{pr1} = momento probable 1 en kg-m

A_s = área de acero en cm^2

d = peralte efectivo en cm

f_y = resistencia especificada a la fluencia de refuerzo en kg/cm^2

a_a = espesor del bloque en cm.

Área de acero negativa:

$$A_s = 2(2.85cm^2) + 2(1.98cm^2) = 9.66 cm^2$$

Espesor del bloque:

$$a_a = \frac{1.25f_y * A_s}{0.85 * f_c * b}$$

$$a_a = \frac{1.25 * 2810kg/cm^2 * 9.66cm^2}{0.85 * 280kg/cm^2 * 35cm} = 4.07cm$$

$$M_{pr1} = 1.25 * 2810 kg/cm^2 * 9.66cm^2(50cm - 4.07cm/2) = 16274.88 kg - m$$

Momento probable 2:

$$M_{pr2} = 1.25f_y * A_s (d - a/2)$$

Donde:

M_{pr2} = momento probable 1 en kg-m

A_s = área de acero en cm^2

d = peralte efectivo en cm

f_y = resistencia especificada a la fluencia de refuerzo en kg/cm^2

a = espesor del bloque en cm.

Área de acero negativa:

$$A_s = 2(3.88cm^2) + 1.27 cm^2 = 9.03 cm^2$$

Espesor del bloque:

$$a_a = \frac{1.25f_y * A_s}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a_a = \frac{1.25 * 2810kg/cm^2 * 9.03cm^2}{0.85 * 280kg/cm^2 * 35cm} = 3.81 cm$$

$$M_{pr2} = 1.25 * 2810 kg/cm^2 * 9.03cm^2 (50cm - 3.81cm/2) = 15254.71kg - m$$

Fuerza cortante:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{WL}{2}$$

Donde:

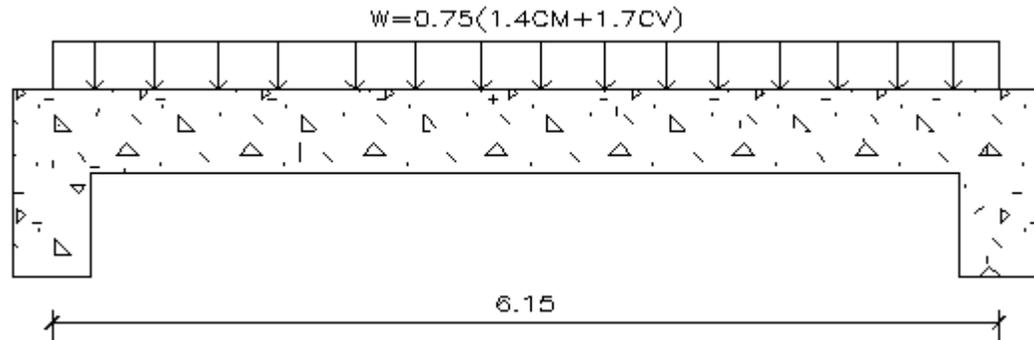
V_e = fuerza cortante de diseño correspondiente al desarrollo de la resistencia probable a momentos del elemento en kg.

M_{pr1} y M_{pr2} = momento probable en kg-m

L = longitud de la viga en m.

W = carga distribuida y factorizada en kg.

Figura 113. Carga distribuida y factorizada de la viga A-B tercer nivel marco 1



$$W = 0.75 * (1.4CM + 1.7CV)$$

$$W = 0.75 * (1.4 * 990.29 \text{ kg} + 1.7 * 128.29 \text{ kg}) = 1203.37 \text{ kg}$$

$$V_{e1} = \frac{16274.88 \text{ kg} - \text{m} + 15254.71 \text{ kg} - \text{m}}{6.15 \text{ m}} + \frac{1203.37 \text{ kg} * 6.15 \text{ m}}{2} = 8827.13 \text{ kg}$$

$$V_{e2} = \frac{16274.88 \text{ kg} - \text{m} + 15254.71 \text{ kg} - \text{m}}{6.15 \text{ m}} - \frac{1203.37 \text{ kg} * 6.15 \text{ m}}{2} = 1426.40 \text{ kg}$$

$$\frac{5126.76}{8827.13} = 0.58 \rightarrow 58\%$$

Corte resistente de hormigón = 0 → ACI 318.05 sección 21.3.4.2

Confinamiento de estribos:

$$L_c = 2 * h$$

Donde:

L_c = longitud de confinamiento en m.

h = altura de la viga en m.

$$L_c = 2 * 0.55 \text{ m} = 1.10 \text{ m}$$

Espaciamiento de estribos:

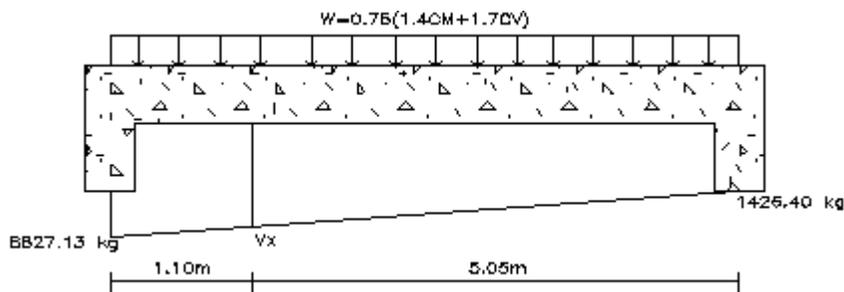
ACI 318-05 sección 21.3.3.2

- a) $\emptyset/4 \rightarrow 50\text{cm}/2 = 12.50 \text{ cm}$
- b) 8 el diámetro de la barra longitudinal mas pequeña $\rightarrow 8 * 1.90\text{cm} = 15.20 \text{ cm}$
- c) 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento $\rightarrow 24 * 0.9525 \text{ cm} = 22.86 \text{ cm}$
- d) 30 cm

ACI 318-05 sección 21.3.3.2

$\emptyset/2 \rightarrow 50\text{cm}/2 = 25 \text{ cm}$

Figura 114. Fuerza cortante en viga A-B tercer nivel marco 1



Fuerza cortante:

$$\frac{V_x - V_{e2}}{V_{e1} \text{ y } V_{e2}} = \frac{L - L_c}{L}$$

Donde:

V_x = fuerza cortante en la longitud de confinamiento kg.

V_{e1} y V_{e2} = fuerza cortante en extremos en kg.

L_c = longitud de confinamiento en m

L = longitud de viga en m.

$$\frac{V_x - 1426.40\text{kg}}{8827.13\text{kg} - 1426.40\text{kg}} = \frac{6.15\text{m} - 1.10\text{m}}{6.15\text{m}}$$

$$V_x = 7503.42\text{ kg}$$

Espaciamiento de estribos de confinamiento:

$$s = \frac{\Phi * A_s * f_y * d}{V_e}$$

Donde:

Φ = factor de reducción de resistencia del elementos

A_s = área de varilla propuesta en cm^2

V_e = fuerza cortante en kg.

d= peralte efectivo en cm

f_y = resistencia especificada a la fluencia de refuerzo en kg/cm^2

Varilla propuesta No. 3

$$A_s = 2 * 0.71 = 1.42\text{ cm}^2$$

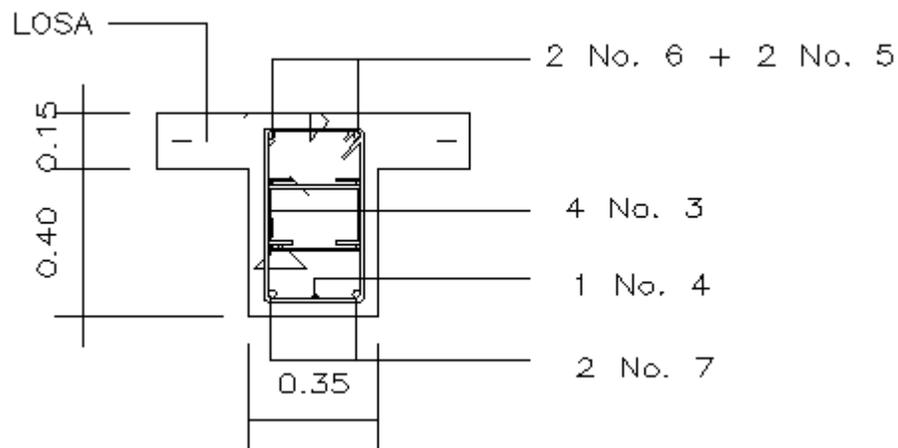
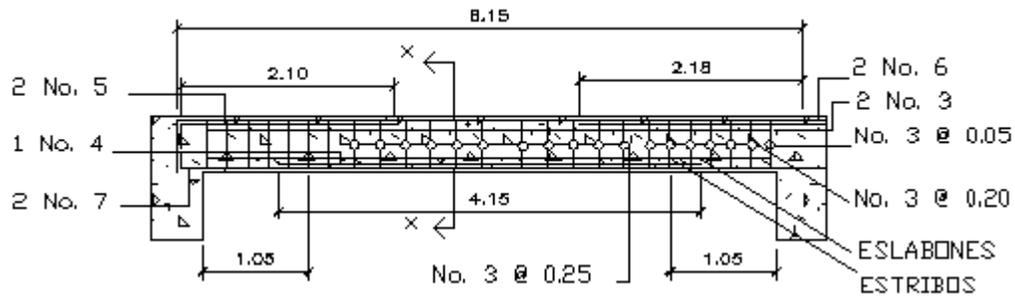
$\Phi=0.85 \rightarrow$ ACI 318-05 apéndice C.3.2.3

$$s_1 = \frac{0.85 * 1.42\text{cm}^2 * 2810\text{ kg}/\text{cm}^2 * 50\text{cm}}{8827.13\text{kg}} = 19.21\text{ cm} \rightarrow 19\text{ cm}$$

$$s_2 = \frac{0.85 * 1.42\text{cm}^2 * 2810\text{ kg}/\text{cm}^2 * 50\text{cm}}{7503.42\text{kg}} = 22.60\text{ cm} \rightarrow 22\text{ cm}$$

El espaciamiento queda de la siguiente forma, el primer estribo a 5 cm, a partir del segundo a 19 cm hasta una longitud de 1.10 m y el resto a 22 cm.

Figura 115. Espaciamiento de estribos y armado final de viga A-B tercer nivel marco No. 1



2.1.8.2.3 Columna A-1

Figura 116. Envolvente de momentos en columnas del marco No. 1 (Kg-m)

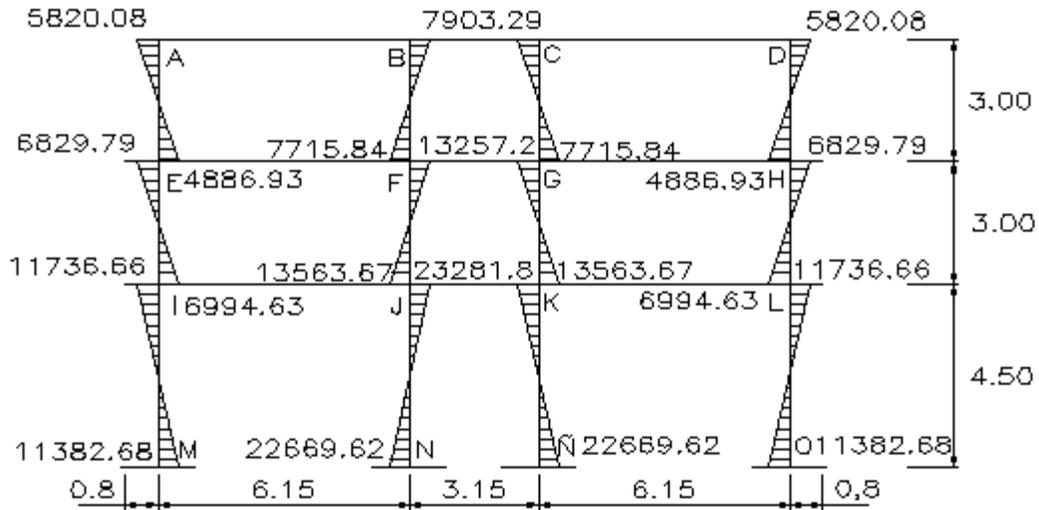


Figura 117. Cortes últimos en columnas del marco No. 1 (Kg-m)

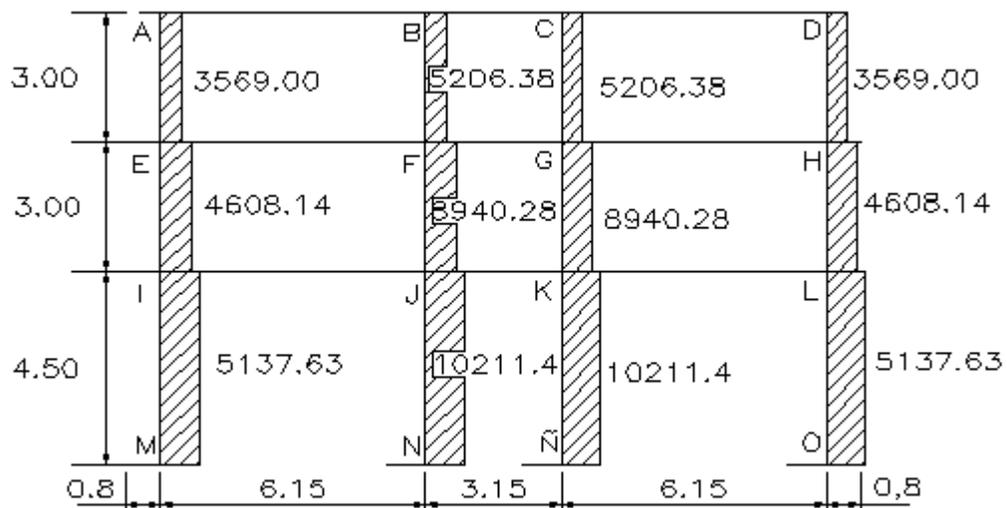


Figura 118. Envolvente de momentos en columnas del marco No. A (Kg-m)

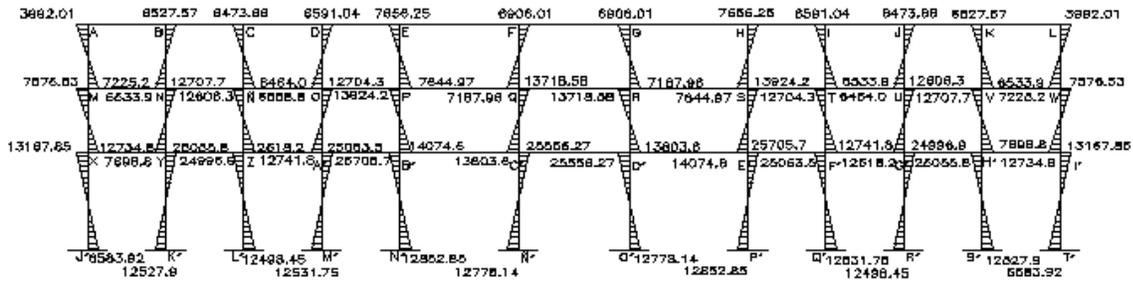
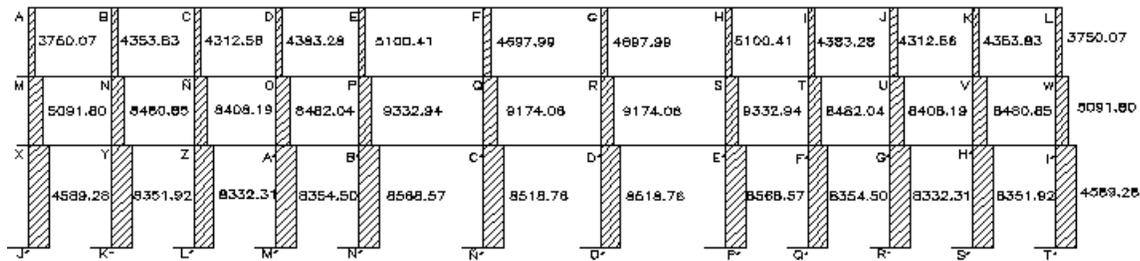


Figura 119. Cortes últimos en columnas del marco No. A (Kg-m)



Datos de diseño:

Sección de columna → 50cm*50cm.

Sección de viga → 35cm*50cm.

Espesor de losa → 15 cm.

Área tributaria → 5.58 m².

$M_x = 3992.01$ kg-m

$M_y = 5820.08$ kg-m

$V_x = 3750.07$ kg-m

$V_y = 3569.00$ kg-m

$f'c = 280$ kg/cm²

$f_y = 2810$ kg/cm²

Carga axial:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV \rightarrow \text{ACI 318 - 05 Apendice c}$$

$$CM = 2400\text{kg/m}^3 * 0.15\text{m} + 150 \text{ kg/m}^2 + 250 \text{ kg/m}^2 = 760 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 100 \text{ kg/m}^2 \rightarrow \text{carga de techos}$$

$$CU = 1.4 * 760 \text{ kg/m}^2 + 1.7 * 100 \text{ kg/m}^2 = 1234 \text{ kg/m}^2$$

Factor de carga ultima:

$$F_{cu} = \frac{CU}{CM + CV}$$

$$F_{cu} = \frac{1234 \text{ kg/m}^2}{760\text{kg/m}^2 + 100\text{kg/m}^2} = 1.43$$

Peso ultimo:

$$P_u = A_{loza} * CU + P_{viga} * F_{cu}$$

$$P_u = \left(5.58\text{m}^2 * \frac{1234\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + \left(0.35\text{m} * 0.55\text{m} * \frac{2400\text{kg}}{\text{m}^3} \right) (3.08\text{m} + 1.82\text{m})(1.43) \\ = 10122.95\text{kg}$$

Cálculo de esbeltez en el sentido Y:

Cálculo de coeficiente que miden el grado de empotramiento a la rotación en las columnas:

$$\psi_A = \frac{\frac{\sum E_M I_{vigas}}{2}}{\frac{\sum E_M I_{columnas}}{2}}$$

Donde:

ψ_A = grado de empotramiento a la rotación en columnas.

I = inercia del elemento estructural, los cuales se tomaran del análisis estructural.

$$\varphi_A = \frac{0.33}{0.16} = 2.06$$

$$\varphi_B = \frac{0.33 + 0.33}{0.16} = 4.13$$

$$\varphi_{\text{promedio}} = \frac{\varphi_A + \varphi_B}{2} = \frac{2.06 + 4.13}{2} = 3.09$$

Longitud efectiva:

En el ACI 318-05 en la sección 10.12.1 en comentario indica que se puede calcular el factor de longitud efectiva (K) mediante las ecuaciones:

Si $\varphi_{\text{promedio}} < 2$

$$K = \frac{20 - \varphi_{\text{promedio}}}{20} * \sqrt{1 + \varphi_{\text{promedio}}}$$

Si $\varphi_{\text{promedio}} \geq 2$

$$K = 0.9 * \sqrt{1 + \varphi_{\text{promedio}}}$$

En nuestro caso:

Si $\varphi_{\text{promedio}} \geq 2$

$$K = 0.9 * \sqrt{1 + 3.09} = 1.82$$

Cálculo de esbeltez en columna:

$$E = \frac{KL_U}{\sigma}$$

Donde:

K= factor de longitud efectiva.

L_U = longitud de columna en m.

$r =$ radio de giro = 0.3b

$$E = \frac{1.82 * 3m}{0.30 * 0.50m} = 36.41 > 22$$

Debido a que la esbeltez es mayor a 22 se debe considerar los efectos de esbeltez → ACI 318 sección 10.1.3.2

Cálculo de esbeltez en el sentido X:

$$\varphi_A = \frac{0.33}{0.16 + 0.16} = 1.03$$

$$\varphi_B = \frac{0.33 + 0.33}{0.16 + 0.16} = 2.06$$

$$\varphi_{promedio} = \frac{\varphi_A + \varphi_B}{2} = \frac{1.03 + 2.06}{2} = 1.55$$

En nuestro caso:

Si $\varphi_{promedio} < 2$

$$K = \frac{20 - 1.55}{20} * \sqrt{1 + 1.55} = 1.47$$

$$E = \frac{1.47 * 3m}{0.30 * 0.50m} = 29.46 > 22$$

Debido a que la esbeltez es mayor a 22 se debe considerar los efectos de esbeltez → ACI 318 sección 10.1.3.2

Debido a que la columna tanto en el sentido X como en el sentido Y la esbeltez fue mayor a 22, esta columna se clasifica como intermedia.

Magnificación de momentos en el sentido X:

Para la magnificación de momentos se utilizará las siguientes ecuaciones, que se pueden encontrar en la sección 10.12 del código ACI 318-05.

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_U}{\phi P_{cr}}} \quad ; \quad P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K \cdot L_U)^2}$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{1 + B_d} \quad ; \quad E_c = 1500 \sqrt{f'_c}$$

$$I_g = \frac{1}{12} b \cdot h^3 \quad ; \quad B_d = \frac{1.4CM}{1.4CM + 1.7CV}$$

$$M_{dx} = \delta \cdot M_u$$

Donde:

δ = magnificación de momentos.

P_U = fuerza axial mayorada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción.

P_{cr} = carga crítica de pandeo.

P_U = sumatoria de todas las cargas verticales mayoradas de un piso.

ϕ = factor de reducción.

K =factor de longitud efectiva.

L_U = longitud de columna en m.

EI = rigidez a la flexión de un elemento en compresión.

I_g = momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide.

E_c = módulo de elasticidad del concreto.

B_d = relación de carga permanente mayorada por la carga total mayorada.

M_{dx} = momento de diseño.

Flujo plástico del concreto:

$$B_d = \frac{1.4(760 \text{ kg/m}^2)}{1.4(760 \text{ kg/m}^2) + 1.7(100 \text{ Kg/m}^2)} = 0.86$$

El total del material:

$$EI = \frac{\frac{1500 * \sqrt{280} * \frac{1}{12} (50)(50)^3}{2.50}}{1 + 0.86} = 2.45 \times 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2 = 2450.94 \text{ T} - \text{m}^2$$

Carga crítica de pandeo:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 2450.94 \text{ T} - \text{m}}{(1.44 * 3 \text{ m})^2} = 1296.18 \text{ ton}$$

Magnificación de momentos:

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{9.96}{0.70 * 1296.18}} = 1.10 > 1$$

Momentos de diseño:

$$M_{dx} = \delta * M_u$$

$$M_{dx} = 1.10 * 3992.01 \text{ kg} - \text{m} = 4391.21 \text{ kg} - \text{m}$$

Sentido Y:

$$B_d = 0.86$$

$$EI = 2450.94 \text{ t} - \text{m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 2450.94 \text{ T - m}}{(1.82 * 3 \text{ m})^2} = 811.42 \text{ ton}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{9.96}{0.70 * 811.42}} = 1.02 > 1$$

$$M_{dy} = 1.02 * 5820.08 \text{ kg - m} = 5936.48 \text{ kg - m}$$

Acero longitudinal:

Para el diseño final del refuerzo longitudinal tomaremos en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.4.1.1 indica que para pórticos especialmente resistentes a momentos que resistan fuerzas inducidas por sismos la dimensión transversal, medida en una línea recta que pase a través del centroide geométrico, no debe ser menor a 30 cm.
- En la sección 21.4.1.2 indica que la relación entre la dimensión menor y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4.
- En la sección 21.4.3.1 indica que el área de refuerzo longitudinal, no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.06A_g$.

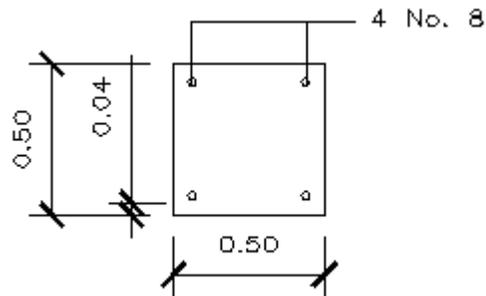
Cálculo de acero longitudinal por el método de Bresler:

$$A_{smin} = 0.01A_g = 0.01(50\text{cm} * 50\text{cm}) = 25\text{cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.06A_g = 0.06(50\text{cm} * 50\text{cm}) = 150 \text{ cm}^2$$

Armado propuesto → 4 No. 8 + 4 No. 5

Figura 120. Armado propuesto para la columna A-1 (Kg-m)



Recubrimiento= 4cm

$$Y = X = \frac{d}{h} = \frac{50\text{cm} - (4\text{cm} - 2.54\text{cm}/2)}{50\text{cm}} = 0.89$$

Valor de curva:

$$P_{tu} = \frac{A_s f_y}{0.85 * f'_c * A_g}$$

Donde:

P_{tu} =valor de curva.

A_s = área de acero propuesta.

A_g = área bruta de la sección.

f'_c = resistencia especificada a la compresión del hormigón.

f_y =resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$P_{tu} = \frac{28.18\text{cm}^2 * 2810\text{ kg/cm}^2}{0.85 * 280\text{kg/cm}^2 * 2500\text{cm}^2} = 0.13$$

Excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{dx}}{P_U} = \frac{4391.21}{10122.95} = 0.43 \rightarrow K_x = 0.45$$

$$e_y = \frac{M_{dy}}{P_U} = \frac{5936.48}{10122.95} = 0.59 \rightarrow K_y = 0.60$$

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_x y e_y :

$$P'_{ux} = K_x * f'c * b * h = 0.45 * 280\text{kg/cm}^2 * 50\text{cm} * 50\text{cm} = 315000.00\text{kg}$$

$$P'_{uy} = K_y * f'c * b * h = 0.60 * 280\text{kg/cm}^2 * 50\text{cm} * 50\text{cm} = 420000.00\text{kg}$$

Carga axial de resistencia de la columna:

$$P'_o = \phi(0.85 * f'c(A_g - A_s) + A_s * f_y)$$

$$P'_o = 0.70 * (0.85 * 280\text{kg/cm}^2(2500\text{cm}^2 - 28.18\text{cm}^2) + 28.18\text{cm}^2 * 2810\text{kg/cm})$$

$$P'_o = 467235.27 \text{ kg}$$

Resistencia de columna:

$$P'_U = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} - \frac{1}{P'_o}}$$

$$P'_U = \frac{1}{\frac{1}{315000\text{kg}} + \frac{1}{420000\text{kg}} - \frac{1}{467235.27}} = 292799.52 \text{ kg}$$

Debido a que $P'_U > P_U$ se cumple el armado propuesto resiste las fuerzas aplicadas, de no cumplirse esta relación debe aumentarse el área de acero hasta que cumpla con la razón.

Acero transversal:

Para el diseño final del refuerzo transversal se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.4.4.1 en el inciso b se indica que el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones indicadas más adelante.
- En la sección 21.4.4.2 requiere que la separación de refuerzo transversal no debe exceder la menor de:
 - a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
 - b) Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal.
 - c)
$$s_v = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$
- En la sección 21.4.4.4 requiere que el refuerzo transversal debe suministrarse sobre una longitud medida desde la cara del nudo y ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelástico del marco, dichas longitud no debe ser menor que:
 - a) La altura del elemento.
 - b) Un sexto de la longitud libre del miembro.
 - c) Menor de 45 cm.

Longitud de confinamiento:

- a) Altura del elemento $\rightarrow 0.5\text{m}$
- b) $1/6$ de la luz libre $\rightarrow 3\text{m}/6 = 0.5\text{m}$
- c) 0.45

Longitud de confinamiento= 0.5 m

Área de refuerzo:

$$A_{sh} = \frac{0.09 \cdot S \cdot b \cdot f_c}{f_y} \quad A_{sh} = \frac{0.09 \cdot S \cdot 37.56 \cdot 280}{2810} = 0.34 \cdot S$$

Refuerzo propuesto \rightarrow varilla No. 3 $\rightarrow A_s = 0.71 \text{ cm}^2$

$$A_{sh} = 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$1.42 \text{ cm}^2 = \frac{0.09 \cdot S \cdot 37.56 \cdot 280}{2810} \quad S = 4.18 \text{ cm}$$

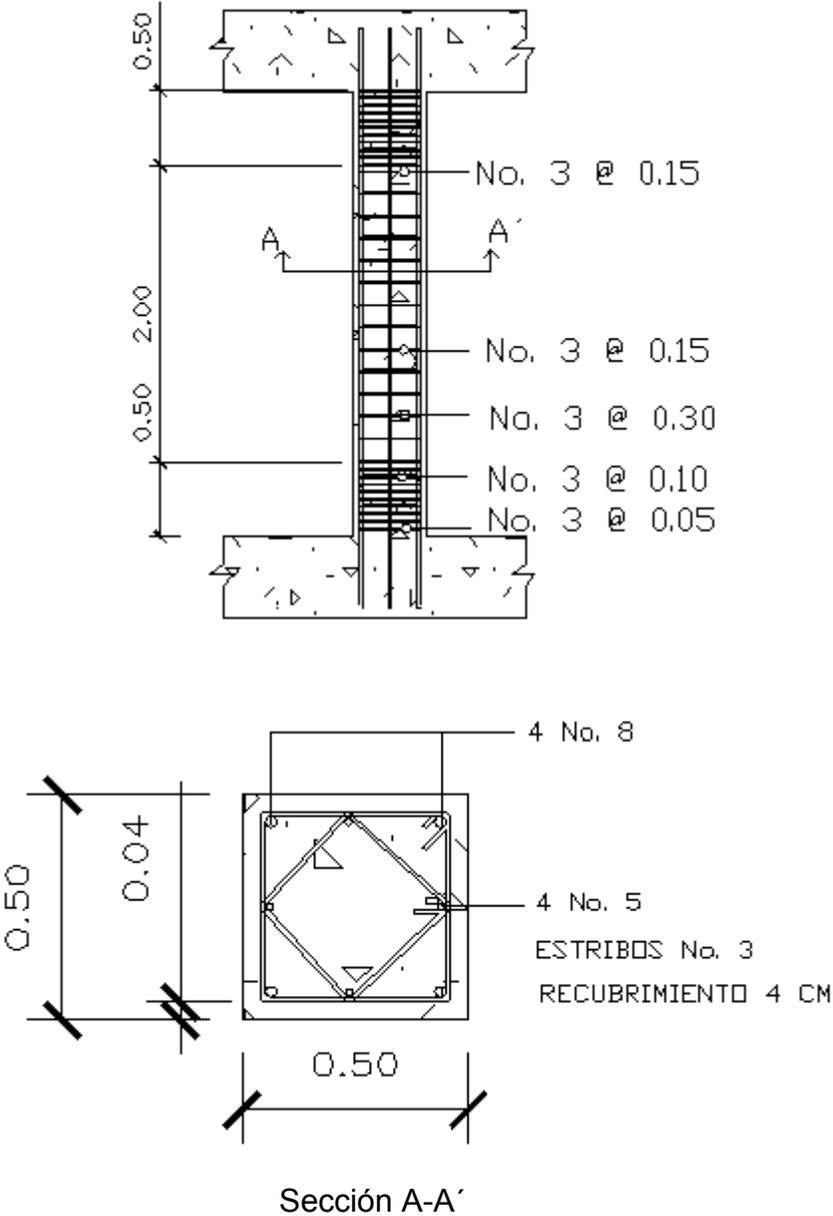
Verificación del inciso 21.4.4.2 del código ACI 318-05:

- a) $\frac{1}{4}$ de b ó h $\rightarrow \frac{1}{4} \cdot 50 \text{ cm} = 12.5 \text{ cm}$
- b) Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal $\rightarrow 6 \cdot 2.54 \text{ cm} = 15.24 \text{ cm}$
- c)
$$s_o = 100 + \frac{350 - 375.60}{3} = 9.15 \text{ cm}$$

Basado en lo anterior se colocarán estribos con varilla No. 3, a cada 5 cm en la longitud de confinamiento y el resto a 15 cm.

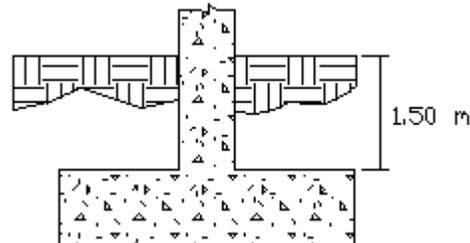
Además se colocara un refuerzo con varilla No. 2, a cada 10 cm en la longitud de confinamiento y el resto a 30 cm, como se podrá ver en la siguiente figura.

Figura 121. Espaciamiento de estribos y armado final de columna A-1 tercer nivel



2.1.8.2.4 Diseño de cimentación zapata A-1

Figura 122. Desplante de zapata



Datos de diseño:

$M_x = 13.16 \text{ Ton}\cdot\text{m}$

$M_y = 11.38 \text{ Ton}\cdot\text{m}$

$P_u = 50.58 \text{ Ton}\cdot\text{m}$

$P_{\text{suelo}} = 1.5 \text{ Ton}/\text{m}^3$

$F_{cu} = 1.45$

$P_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ ton}/\text{m}^3$

$f_y = 2810 \text{ kg}/\text{cm}^2$

$f'_c = 280 \text{ kg}/\text{cm}^2$

Sección de columna = $50\text{cm} \times 50\text{cm}$

$V_s = 50 \text{ ton}/\text{m}^2$

El valor soporte del suelo se cálculo con los resultados obtenidos sobre la muestra en donde se ejecutara la edificación, el ensayo realizado sobre la muestra fue un triaxial no drenado en los laboratorios de la Universidad de san Carlos de Guatemala. Este resultado fue comparado con los datos del libro "REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORADO, BASADO EN EL ACI 318-02" pág. 209 el cual nos indica que estamos en un rango aceptable.

Donde:

q = presión que genera la estructura sobre el suelo.

A_z = área de propuesta para la zapata.

P = carga axial de servicio.

El valor de “q” no tiene que exceder el valor soporte del suelo ni puede ser negativo.

$$P = 35.13 + (0.5 * 2.30^2 * 1.7) + (0.6 * 2.30^2 * 2.4) = 47.24 \text{ ton}$$

$$S_x = S_y = \frac{2.3 * 2.3^2}{6} = 2.03$$

$$q_1 = \frac{47.24}{5.29} + \frac{9.14}{2.03} + \frac{7.90}{2.03} = 17.32 \text{ ton/m}^2 < 50 \text{ ok}$$

$$q_2 = \frac{47.24}{5.29} - \frac{9.14}{2.03} - \frac{7.90}{2.03} = 0.53 \text{ ton/m}^2 > 0 \text{ ok}$$

Chequeo de corte simple para el espesor propuesto:

Se tomará el q_1 como diseño por lo tanto tenemos una presión de diseño última de:

$$q_{\text{diseño}} = F_{\text{CU}} * q_1 = 17.32 \text{ ton/m}^2 * 1.44 = 24.62 \text{ ton/m}^2$$

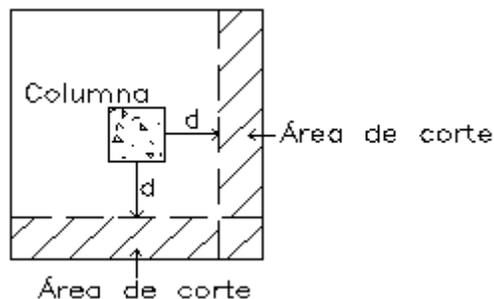
Para determinar si este espesor es el correcto se debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_{\text{act}} < V_r$$

$$V_{\text{act}} = \text{area} * q_{\text{diseño}} = (2.30/2 - 0.5/2 - 0.41) * 24.62 = 49.45 \text{ ton}$$

$$V_r = 0.53 * \phi * \sqrt{f_c} * b * d$$

Figura 123. Área crítica para corte simple



Recubrimiento 7.5 cm → ACI 318-05 sección 7.7.1

Varilla propuesta No. 8

$d = t - \text{recubrimiento} - \varnothing/2$

$d = 50\text{cm} - 7.5\text{cm} - 2.54\text{cm}/2 = 41.23 \text{ cm}$

$$V_r = 0.53 * 0.85 * \sqrt{280} * 230 \text{ m} * 41.23\text{m} = 71.48\text{ton}$$

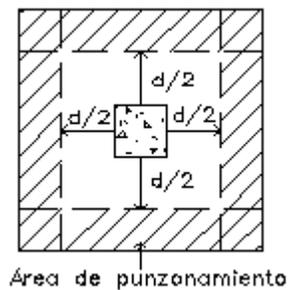
$$V_{\text{act}} < V_r$$

$$49.45\text{ton} < 71.48\text{ton}$$

Como se observa el corte resistente es mayor que el corte actuante por lo tanto nuestro espesor de 60 cm si soporta el corte simple.

Chequeo de corte punzonante:

Figura 124. Área crítica por punzonamiento



Para la revisión de esta zapata por corte por punzonamiento se utilizará la siguiente ecuación las cuales deberán cumplir la siguiente condición:

$$V_{\text{act}} < V_r$$

$$V_{\text{act}} = \text{area} * q_{\text{diseño}} = ((2.30 * 2.30) - (0.90 * 0.90)) * 24.62 = 110.28\text{ton}$$

$$V_r = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Donde:

V_r = corte resistente.

b_o = perímetro de corte de punzonamiento.

d = peralte efectivo.

$f'c$ = resistencia de hormigón.

$$b_o = 41.23\text{cm} + 50\text{cm} = 91.23\text{cm} * 4 = 364.92$$

$$V_r = 0.85 * 1.06 * \sqrt{280} * 364.92 * 41.23 = 226.84 \text{ ton}$$

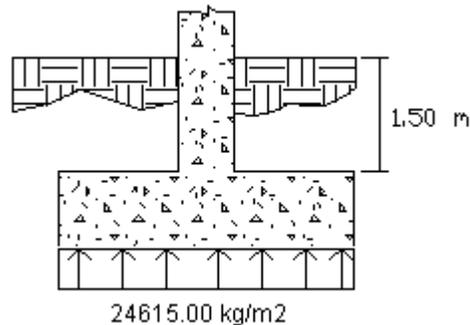
$$V_{act} \leq V_r$$

$$110.28\text{ton} \leq 226.84 \text{ ton}$$

Como se observaremos el corte resistente es mayor que el corte actuante por lo tanto nuestro espesor de 60 cm es el correcto.

Diseño del refuerzo por flexión:

Figura 125. Flexión en los sentidos X y Y



Utilizaremos las siguientes ecuaciones:

$$A_s = \left(b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.00382 * f'c}} \right) \left(\frac{0.85 * f'c}{f_y} \right)$$

$$M_U = \frac{q_{\text{diseño}} * L^2}{2}$$

Donde:

As= área de acero en cm².

b= ancho unitario en cm.

d= peralte efectivo en cm.

M= momento en Kg-m.

f'c= resistencia especificada a la compresión del hormigón en kg/cm².

fy= resistencia especificada a la fluencia del refuerzo en kg/cm².

L=longitud libre a partir de la columna a la cara exterior de la zapata en m.

$$M_U = \frac{24.62 * ((2.30 - 0.5)/2)^2}{2} = 9.97 \text{ton} - \text{m}$$

$$A_s = \left(100 * 41.23 - \sqrt{(100 * 41.23)^2 - \frac{9.97 * 100}{0.00382 * 0.28}} \right) \left(\frac{0.85 * 0.28}{2.81} \right) = 9.70 \text{cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0.002b * t = 0.002 * 100 * 41.23 = 8.25 \text{cm}^2$$

Espaciamiento entre varillas:

$$s = \frac{A_v}{A_s}$$

Donde:

S= espaciamiento.

Av= área de varilla propuesta.

As= área de acero final.

$$s = \frac{2.54 \text{ cm}^2 * 1 \text{ m}}{8.25 \text{ cm}^2} = 0.26 \text{ m} \rightarrow 25 \text{ cm}$$

Se propone un armado con varillas No. 8 @ 25 cm, el armado de la zapata en el otro sentido es el mismo que el anterior debido a que esta zapata es cuadrada.

Figura 126. Armado propuesto de zapata A-1

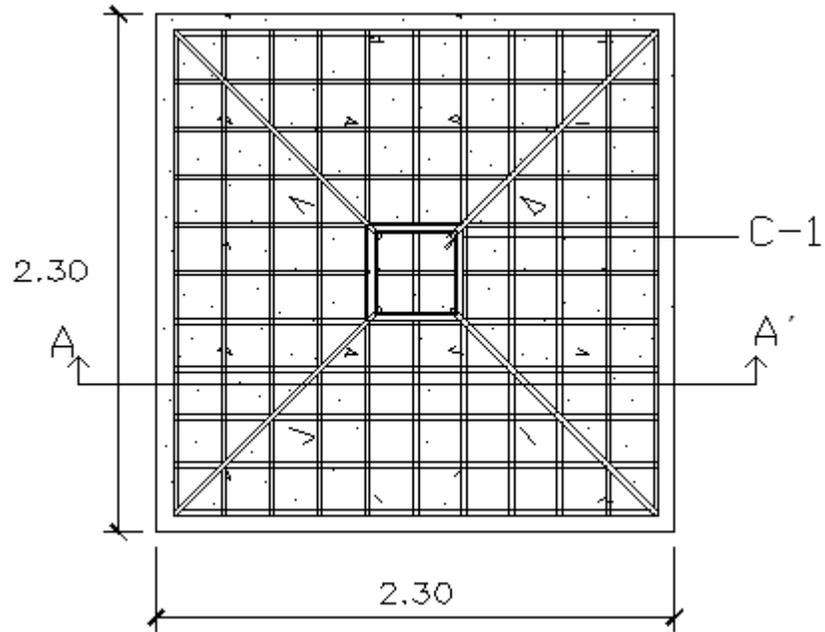
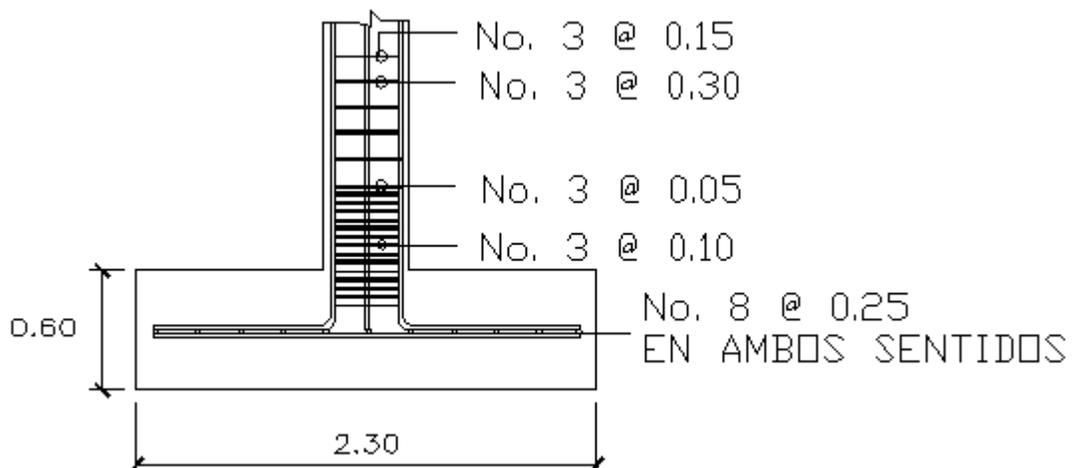


Figura 127. Sección A-A' del armado propuesto de zapata A-1



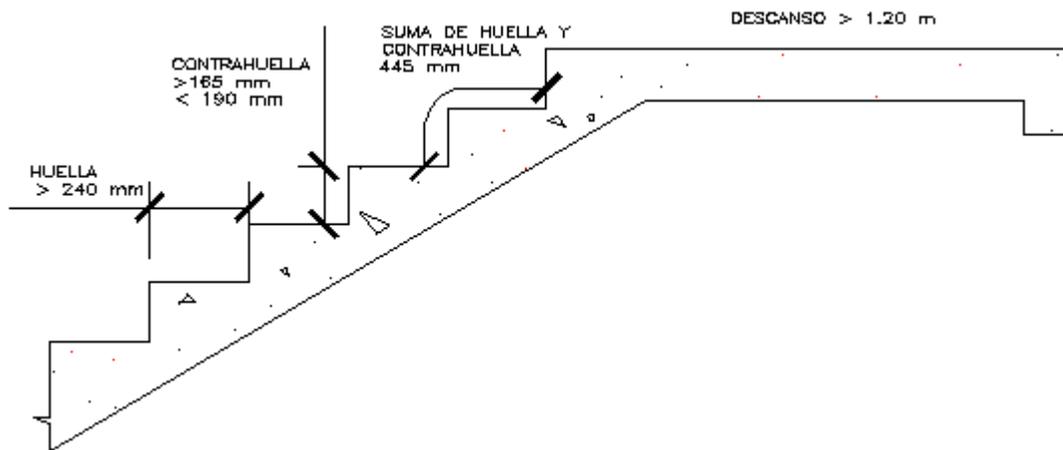
2.1.9 Diseño de escaleras

Para el diseño de escaleras se tomará en cuenta las indicaciones que se encuentran en el libro “REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORSAO, BASADO EN EL ACI 318-02” pág. 199.

Criterios tomados:

- 16.5 < contrahuella < 19 cm.
- Huella > 24 cm.
- Huella > contrahuella.
- 2 * contrahuella + huella ≤ 64 cm.
- Contrahuella * huella = 480 a 500 cm².
- Ancho mínimo de un descanso → 1.20 m.

Figura 128. Criterios tomados para el diseño de escaleras



Número de escalones mínimos:

$$E_{\min} = \frac{h}{C_{\max}} = \frac{3 \text{ m}}{0.20 \text{ m}} = 15 \text{ escalones}$$

Donde:

E_{min} = número de escalones mínimos.

h = altura de suelo a piso del primer nivel en m.

C_{max} = contrahuella máxima en m.

Selección de contrahuella:

$$E = \frac{h}{C_1} = \frac{3m}{0.18m} = 16.67 = 17$$

$$E = \frac{h}{C_2} = \frac{3m}{0.17m} = 17.65 = 18$$

Contrahuella seleccionada= 17 cm

Huella = 29 cm.

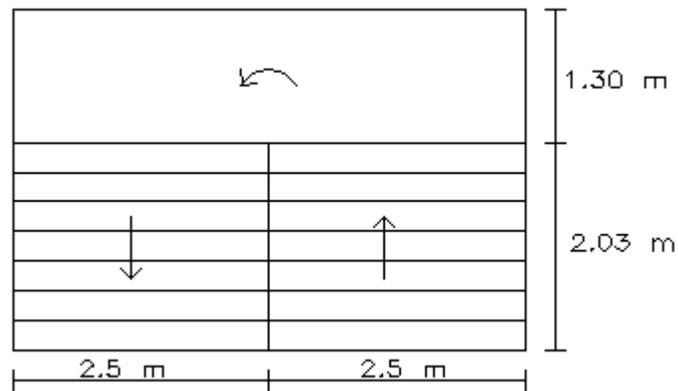
de huellas= # de contrahuellas – 1

de huellas=18– 1 = 17

Revisión de criterios tomados:

- a) $16.5 < \text{contrahuella} < 19\text{cm} \rightarrow 17 \text{ cm.}$
- b) $\text{Huella} > 24\text{cm} \rightarrow 29 \text{ cm.}$
- c) $\text{Huella} > \text{contrahuella} \rightarrow 29\text{cm} > 17 \text{ cm.}$
- d) $2 * \text{contrahuella} + \text{huella} \leq 64\text{cm} \rightarrow 2 * 17\text{cm} + 29 < 64 \text{ cm.}$
- e) $\text{Contrahuella} * \text{huella} = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2 \rightarrow 17\text{cm} * 29\text{cm} = 493 \text{ cm}^2.$
- f) Ancho mínimo de un descanso = 1.20 m. \rightarrow Ancho utilizado de descanso= 1.30 m.

Figura 129. Dimensión de escaleras



Espesor de losa (t):

$$t = \frac{\text{Perimetro}}{180} = \frac{5 * 2 + 3.35 * 4}{180} = 0.13 \text{ m}$$

t= 0.15 m → criterio.

Integración de cargas:

Carga muerta:

$$PP= P_c * (t + C/2)$$

Donde:

PP= peso propio de escalera.

P_c= peso específico del concreto.

t= espesor de losa.

C= contrahuella.

$$PP= 2400 \text{ kg/m}^3 * (0.15\text{m} + 0.17\text{m}/2) = 564.00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 564.00 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2 = 664.00 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 500.00 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

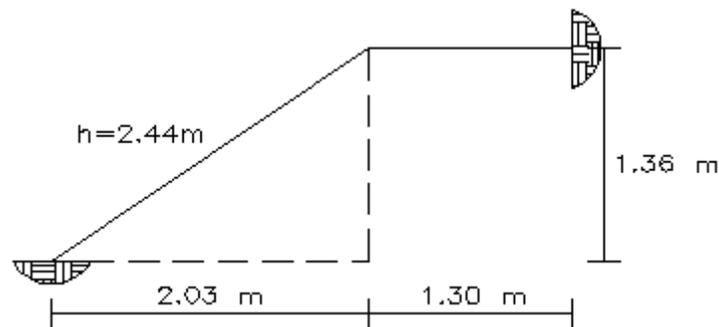
$$CU = 1.4 * 664.00 \text{ kg/m}^2 + 1.7 * 500 \text{ kg/m}^2 = 1779.60 \text{ kg/m}^2$$

Distribución de cargas y cálculo de momentos:

$$\text{Altura} = 8 \text{ contrahuellas} * 0.17\text{m} = 1.36 \text{ m}$$

$$\text{Longitud horizontal} = 7 \text{ huellas} * 0.29\text{m} = 2.03\text{m}$$

Figura 130. Altura de escalera



$$h = \sqrt{(2.03\text{m})^2 + (1.36\text{m})^2} = 2.44 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = \frac{W * L^2}{9} = \frac{(1779.60) * (3.74)^2}{9} = 2765.81 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{(-)} = \frac{W * L^2}{14} = \frac{(1779.60) * (3.74)^2}{14} = 1778.02 \text{ Kg} - \text{m}$$

Cálculo de refuerzo:

$$A_{s\text{min}} = 14 * \frac{b * d}{f_y}$$

$$d = 15\text{cm} - 2.5\text{cm} - 1.5875\text{cm}/2 = 11.70 \text{ cm.}$$

$$A_{s\text{min}} = 14 * \frac{100 * 11.70}{2810} = 5.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{max}} = 0.50 * \rho_h * b * d$$

$$p_b = \frac{0.85 * B * f'c * 6120}{f_y * (6120 + f_y)} = \frac{0.85 * 0.85 * 280 * 6120}{2810 * (6120 + 2810)} = 0.049$$

$$A_{cmax} = 0.50 * 0.049 * 100 * 11.70 = 28.67 \text{ cm}^2$$

Diseño del refuerzo por flexión:

$$A_s = \left(b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.00382 * f'c}} \right) \left(\frac{0.85 * f'c}{f_y} \right)$$

Donde:

A_s = área de acero en cm^2 .

b = ancho unitario en cm.

d = peralte efectivo en cm.

M = momento en Kg-m.

$f'c$ = resistencia especificada a la compresión del hormigón en kg/cm^2 .

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo en kg/cm^2 .

L = longitud en m.

$$A_{s(+)} = \left(100 * 11.70 - \sqrt{(100 * 11.70)^2 - \frac{2765.81 * 100}{0.00382 * 280}} \right) \left(\frac{0.85 * 280}{2810} \right) = 9.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(-)} = \left(100 * 11.70 - \sqrt{(100 * 11.70)^2 - \frac{1778.02 * 100}{0.00382 * 280}} \right) \left(\frac{0.85 * 280}{2810} \right) = 6.21 \text{ cm}^2$$

Para ambos momentos se tomará varillas No. 5.

Espaciamiento:

$$S_{(+)} = \frac{A_v}{A_s} = \frac{1 \text{ m} * 1.5875 \text{ cm}^2}{9.84 \text{ cm}^2} = 0.16 \text{ m} \rightarrow 15 \text{ cm}$$

$$S_{(-)} = \frac{A_v}{A_s} = \frac{1 \text{ m} * 1.5875 \text{ cm}^2}{6.21 \text{ cm}^2} = 0.25 \text{ m} \rightarrow 25 \text{ cm}$$

2.1.10 Presupuesto

Tabla XXIX. Cuadro de cantidades de trabajo

Cuadro de cantidades de trabajo					
No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Costo renglón
1	Trabajos preliminares				
1.1	Limpieza y chapeo	m ²	900	Q 5.04	Q 4,536.00
1.2	Nivelación manual	m ²	900	Q 12.84	Q 11,556.00
1.3	Trazo y estaqueado	m.l.	770	Q 18.03	Q 13,883.10
2	Cimentación				
2.2	Excavación y relleno de zapata 2.9 x 2.9 x 1.50 profundidad	Unidad	24	Q 598.91	Q 14,373.84
2.3	Excavación y relleno de zapata 2.7 x 2.7 x 1.50 profundidad	Unidad	24	Q 598.91	Q 14,373.84
2.4	Zapatas z-1	Unidad	24	Q 10,189.7	Q 244,554.24
2.5	Zapatas z-2	Unidad	24	Q 7,171.02	Q 172,104.48
2.6	Cimiento corrido de 0.40 m de ancho	m.l.	370	Q 200.85	Q 74,314.50
2.7	Solera de amarre	m.l.	370	Q 155.34	Q 57,475.80
3	Muros				
3.1	Levantado de block 0.19x0.19x0.39 m con pines #3	m ²	112	Q 338.42	Q 37,903.04
3.2	Levantado de block 0.14x0.19x0.39 m	m ²	251.2	Q 166.02	Q 41,704.22
3.3	Levantado de ladrillo tayuyo de 0.065*0.11*0.23m	m ²	190	Q 131.71	Q 25,024.90
3.4	Columna tipo 1	Unidad	144	Q 3,190.26	Q 459,397.44
3.5	Columna tipo 2	Unidad	380	Q 583.52	Q 221,737.60
3.6	Solera intermedia de block "u" de (0,14*0,19*0,39) 249.60 ml	m.l.	300	Q 210.78	Q 63,234.00
3.7	Dintel de puerta p-1	m.l.	45	Q 210.71	Q 9,481.95
3.8	Viga v-1.1 de 0.35*0.55	Unidad	4	Q 2,697.30	Q 10,789.20
3.9	Viga v-1.2, 1.3,1.4 de 0.35*0.55, longitud 3.63	Unidad	12	Q 2,657.45	Q 31,889.40
3.10	Viga v-1.5 de 0.35*0.55, longitud 5.50	Unidad	4	Q 4,023.93	Q 16,095.72
3.11	Viga v-1.6 de 0.35*0.55, longitud 5.15	Unidad	2	Q 3,799.88	Q 7,599.76

Continuación de tabla XXIX

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Costo renglón
3.12	Viga v-1.7, 1.8, 1.9, 1.10 de 0.35*0.55, longitud 3.63	Unidad	16	Q 2,656.86	Q 42,509.76
3.13	Viga v-1.11 de 0.35*0.55, longitud 5.5	Unidad	4	Q 4,155.16	Q 16,620.64
3.14	Viga v-1.12 de 0.35*0.55, longitud 5.15	Unidad	2	Q 3,933.77	Q 7,867.54
3.15	Viga v-1.13de 0.35*0.55, longitud 6.15	Unidad	4	Q 4,514.98	Q 18,059.92
3.16	Viga v-1.14, 1.15, 1.16 de 0.35*0.55	Unidad	12	Q 5,157.59	Q 61,891.08
3.17	Viga v-1.17 de 0.35*0.55	Unidad	4	Q 5,004.50	Q 20,018.00
3.18	Viga v-1.18 de 0.35*0.55	Unidad	4	Q 4,886.80	Q 19,547.20
3.19	Viga v-1.19 de 0.35*0.55, longitud 3.15	Unidad	2	Q 2,808.66	Q 5,617.32
3.20	Viga v-1.20 de 0.35*0.55, long.3.15	Unidad	2	Q 3,924.69	Q 7,849.38
3.21	Viga v-1.21 de 0.35*0.55	Unidad	2	Q 3,012.75	Q 6,025.50
3.22	Viga v-1.22, 1.23 de 0.35*0.55	Unidad	2	Q 2,685.76	Q 5,371.52
3.23	Viga v-1.24 de 0.35*0.55	Unidad	2	Q 2,608.44	Q 5,216.88
3.24	Viga v-2.1, 2.2, 2.3, 2.4 de 0.35*0.55	Unidad	16	Q 2,596.84	Q 41,549.44
3.25	Viga v-2.5 de 0.35*0.55, longitud 5.50	Unidad	4	Q 3,863.49	Q 15,453.96
3.26	Viga v-2.6 de 0.35*0.55, longitud 5.15	Unidad	2	Q 3,625.58	Q 7,251.16
3.27	Viga v-2.7, 2.8, 2.9, 2.10 de 0.35*0.55, longitud 3.63	Unidad	16	Q 2,537.48	Q 40,599.68
3.28	Viga v-2.11 de 0.35*0.55, longitud 5.5	Unidad	4	Q 4,110.84	Q 16,443.36
3.29	Viga v-2.12 de 0.35*0.55, longitud 5.15	Unidad	2	Q 3,952.15	Q 7,904.30
3.30	Viga v-2.13de 0.35*0.55, longitud 6.15	Unidad	4	Q 4,627.48	Q 18,509.92
3.31	Viga v-2.14, 2.15, 2.16 de 0.35*0.55	Unidad	12	Q 4,869.95	Q 58,439.40
3.32	Viga v-2.17 de 0.35*0.55	Unidad	4	Q 5,055.30	Q 20,221.20
3.33	Viga v-2.18 de 0.35*0.55	Unidad	4	Q 5,156.82	Q 20,627.28

Continuación de tabla XXIX

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Costo renglón
3.34	Viga v-2.19 de 0.35*0.55, longitud 3.15	Unidad	2	Q 2,415.73	Q 4,831.46
3.35	Viga v-2.20 de 0.35*0.55, long.3.15	Unidad	2	Q 2,860.18	Q 5,720.36
3.36	Viga v-2.21, 2.22 de 0.35*0.55	Unidad	4	Q 2,868.53	Q 11,474.12
3.37	Viga v-2.23 de 0.35*0.55	Unidad	2	Q 3,017.72	Q 6,035.44
3.38	Viga v-2.24 de 0.35*0.55	Unidad	2	Q 2,786.58	Q 5,573.16
3.39	Viga v-3.1, 3.2,3.3,3.4 de 0.35*0.55	Unidad	16	Q 2,571.38	Q 41,142.08
3.40	Viga v-3.5 de 0.35*0.55, longitud 5.50	Unidad	4	Q 4,008.65	Q 16,034.60
3.41	Viga v-3.6 de 0.35*0.55, longitud 5.15	Unidad	2	Q 3,751.13	Q 7,502.26
3.42	Viga v-3.7, 3.8, 3.9, 3.10 de 0.35*0.55, longitud 3.63	Unidad	16	Q 2,672.36	Q 42,757.76
3.43	Viga v-3.11 de 0.35*0.55, longitud 5.5	Unidad	4	Q 3,981.75	Q 15,927.00
3.44	Viga v-3.12 de 0.35*0.55, longitud 5.15	Unidad	2	Q 3,743.03	Q 7,486.06
3.45	Viga v-3.13,3.14,3.15,3.16,3.17,3.18de 0.35*0.55, longitud 6.15	Unidad	24	Q 4,332.27	Q 103,974.48
3.46	Viga v-3.19,3.20,3.21,3.22,3.23,3.24 de 0.35*0.55	Unidad	12	Q 2,321.11	Q 27,853.32
4	Pisos y banquetas				Q -
4.2	Piso de concreto de 10 cm de espesor	m ²	845	Q 393.85	Q 332,803.25
5	Techo de losa tradicional en dos sentidos				Q -
5.1	Losa 1 en dos sentidos tercer nivel	Unidad	12	Q 13,618.81	Q 163,425.72
5.2	Losa 2 en dos sentidos tercer nivel	Unidad	4	Q 15,063.58	Q 60,254.32
5.3	Losa 3 en dos sentidos tercer nivel	Unidad	6	Q 23,627.19	Q 141,763.14
5.4	Losa 4 en dos sentidos tercer nivel	Unidad	2	Q 10,677.89	Q 21,355.78
5.5	Losa 5 en dos sentidos tercer nivel	Unidad	1	Q 10,162.88	Q 10,162.88

Continuación de tabla XXIX

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Costo renglón
5.6	Losa 6 en dos sentidos tercer nivel	Unidad	8	Q 6,959.27	Q 55,674.16
5.7	Losa 1 en dos sentidos segundo nivel	Unidad	24	Q 14,519.26	Q 348,462.24
5.8	Losa 2 en dos sentidos segundo nivel	Unidad	8	Q 15,338.98	Q 122,711.84
5.9	Losa 3 en dos sentidos segundo nivel	Unidad	12	Q 28,988.04	Q 347,856.48
5.10	Losa 4 en dos sentidos segundo nivel	Unidad	4	Q 11,343.44	Q 45,373.76
5.11	Losa 5 en dos sentidos segundo nivel	Unidad	2	Q 10,616.21	Q 21,232.42
5.12	Losa 6 en dos sentidos segundo nivel	Unidad	16	Q 6,959.27	Q 111,348.32
5.13	Losa 7 en dos sentidos segundo nivel	Unidad	20	Q 1,350.07	Q 27,001.40
5.14	Losa 8 en dos sentidos segundo nivel	Unidad	40	Q 1,151.56	Q 46,062.40
5.15	Pañuelos	m ²	900	Q 57.35	Q 51,615.00
6	Ventanearía y puertas				Q -
6.1	Puerta p-1 de madera 0.9*2.10	Unidad	52	Q 829.76	Q 43,147.52
6.2	Puerta p-2 de madera 0.7*2.10	Unidad	53	Q 732.63	Q 38,829.39
6.3	Puerta p-3 de madera 1.30*2.10	Unidad	1	Q 1,032.26	Q 1,032.26
6.4	Puerta p-4 de madera 2.6*2.10	Unidad	1	Q 1,384.58	Q 1,384.58
6.5	Puerta p-5 de madera 2.6*2.80	Unidad	1	Q 1,707.26	Q 1,707.26
6.6	Puerta p-6 de madera 2.6*2.80	Unidad	4	Q 762.26	Q 3,049.04
6.7	Puerta p-7 de vidrio con marco 1.20*2.10	Unidad	40	Q 1,210.20	Q 48,408.00
6.8	Ventana v-1 de vidrio con marco de P.V.C	Unidad	42	Q 172.10	Q 7,228.20
6.9	Ventana v-2 de vidrio con marco de P.V.C	Unidad	10	Q 1,402.27	Q 14,022.70
6.10	Ventana v-3 de vidrio con marco de P.V.C	Unidad	10	Q 1,434.98	Q 14,349.80
6.11	Ventana v-4 madera con vidrio	Unidad	1	Q 6,446.97	Q 6,446.97
6.12	Ventana v-5 madera con vidrio	Unidad	7	Q 2,676.52	Q 18,735.64
6.13	Ventana v-6 madera con vidrio	Unidad	8	Q 3,763.09	Q 30,104.72

Continuación de tabla XXIX

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Costo renglón
6.14	Ventana v-7 madera v	Unidad	1	Q 2,277.90	Q 2,277.90
7	Instalaciones de agua y drenajes				
7.1	Instalación de agua potable	Global	1	Q 125,582.61	Q 125,582.61
7.2	Drenaje de aguas pluviales	Global	1	Q 6,131.21	Q 6,131.21
7.3	Instalación de drenaje sanitario	Global	1	Q 79,063.66	Q 79,063.66
7.4	Cajas de receptora	Unidad	9	Q 361.61	Q 3,254.49
7.5	Cajas unificadora	Unidad	1	Q 592.57	Q 592.57
8	Acabados				
8.1	Acabados de paredes y cielo	m ²	5930	Q 137.16	Q 813,358.80
8.2	Colocación de azulejo	m ²	445	Q 133.39	Q 59,358.55
8.3	Colocación de piso granito	m ²	2845	Q 158.57	Q 451,131.65
9	Trabajos especiales				Q -
9.1	Gradas	Global	1	Q 28,125.01	Q 28,125.01
Costo total del proyecto					Q 5,996,361.21
<p>Son: cinco millones novecientos noventa y seis mil trescientos sesenta y un quetzales con veintiún centavos.</p>					

Tabla XXX. Resumen de materiales de construcción

RESUMEN DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN					
No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Total
1	Herramientas de nivelación	Global	900	Q 1.50	Q 1,350.00
2	Herramientas para trazado y estaqueado	Global	770	Q 1.50	Q 1,155.00
3	Piochas con cabo	Unidad	0.96	Q 45.00	Q 43.20
4	Palas cabo largo	Unidad	0.48	Q 75.00	Q 36.00
5	Azadones	Unidad	0.96	Q 40.00	Q 38.40
6	Carretillas de mano	Unidad	0.48	Q 215.00	Q 103.20
7	Cemento	Sacos	10350	Q 60.00	Q 621,000.00

Continuación de tabla XXX

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Total
8	Arena de río	m ³	752	Q 260.00	Q 195,633.88
9	Piedrín	m ³	1344	Q 260.00	Q 349,440.00
10	Hierro no. 8	Varilla	1176	Q 162.00	Q 190,512.00
11	Hierro no. 7	Varilla	164	Q 124.55	Q 20,426.20
12	Hierro no. 6	Varilla	321	Q 91.46	Q 29,358.66
13	Hierro no. 5	Varilla	425	Q 61.40	Q 26,095.00
14	Hierro no. 4	Varilla	2433	Q 51.00	Q 124,083.00
15	Hierro no. 3	Varilla	16018	Q 29.00	Q 464,526.06
16	Hierro no. 2	Varilla	638.05	Q 12.00	Q 7,656.60
17	Alambre de amarre	Libra	2304.03	Q 8.00	Q 18,432.24
18	Block de 0.19x0.19x.039	Unidad	4540	Q 4.25	Q 19,295.00
19	Block tipo "u" de 0,14*0,19*0,39	Unidad	1207.5	Q 4.35	Q 5,252.63
20	Tabla 1"x12"x10'	Pie tablar	15489.5	Q 4.78	Q 74,039.81
21	Clavos 2"	Libra	193.95	Q 7.30	Q 1,415.84
22	Fibra de nylon marca nykon	Libra	120.5	Q 15.50	Q 1,867.75
23	Paral de 3"x3"x12'	Pie tablar	1080	Q 4.78	Q 5,162.40
24	Sikalatex	Libra	90	Q 50.00	Q 4,500.00
25	Tubo P.V.C de 4"	Tubo	15	Q 130.00	Q 1,950.00
26	Codo 90° P.V.C 4"	Unidad	12	Q 92.49	Q 1,109.88
27	Llave de paso ø 3/4 "	Tubo	1	Q 45.52	Q 45.52
28	Contador de agua	Tubo	1	Q 285.00	Q 285.00
29	Válvula de compuerta ø 3/4 "	Unidad	1	Q 93.50	Q 93.50
30	Válvula de globo ø 3/4 "	Unidad	1	Q 28.00	Q 28.00
31	Cheque horizontal	Unidad	1	Q 45.00	Q 45.00
32	Tubería P.V.C ø 3/4 "	Tubo	45	Q 18.00	Q 810.00
33	Tubería P.V.C ø 1/2 "	Tubo	85	Q 14.20	Q 1,207.00
34	Codo a 90° P.V.C ø 3/4 "	Unidad	9	Q 9.50	Q 85.50
35	Tee P.V.C ø 3/4 "	Unidad	109	Q 6.20	Q 675.80
36	Codo a 90° P.V.C ø 1/2 "	Unidad	162	Q 3.75	Q 607.50
37	Tee P.V.C ø 1/2 "	Unidad	112	Q 2.00	Q 224.00
38	Reducidor 3/4" a 1/2"	Unidad	99	Q 3.70	Q 366.30
39	Codo hg de 1/2" con rosca	Unidad	50	Q 3.85	Q 192.50
40	Niple hg de 1/2" * 4"	Unidad	50	Q 0.35	Q 17.50

Continuación de tabla XXX

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Total
41	Llave de chorro de 1/2"	Unidad	3	Q 28.00	Q 84.00
42	Copla hg hembra para llave de chorro de 1/2"	Unidad	3	Q 9.00	Q 27.00
43	Adaptadores macho de 1/2"	Unidad	52	Q 3.00	Q 156.00
44	Chapeta de 1/2"	Unidad	50	Q 1.85	Q 92.50
45	Pegamento para P.V.C	Galón	2	Q 180.10	Q 360.20
46	1 bomba centrifuga 3 H.P.	Unidad	1	Q 9,000.00	Q 9,000.00
47	Lavamanos blanco american standard	Unidad	53	Q 252.00	Q 13,356.00
48	Regadera cromada tw	Unidad	50	Q 9.35	Q 467.50
49	Brazo de ducha. (1823) fame	Unidad	50	Q 35.50	Q 1,775.00
50	Sanitario blanco monza	Unidad	53	Q 351.00	Q 18,603.00
51	Lavatrastos de empotrar 80 x 50 1	Unidad	1	Q 436.25	Q 436.25
52	Pila 2 lavaderos	Unidad	1	Q 236.60	Q 236.60
53	Tubería P.V.C ø 6 "	Tubo	18	Q 330.00	Q 5,940.00
54	Tubería P.V.C ø 4 "	Tubo	45	Q 130.00	Q 5,850.00
55	Codo a 90° P.V.C ø 4 "	Unidad	75	Q 21.75	Q 1,631.25
56	Tee P.V.C ø 6 "	Unidad	11	Q 98.45	Q 1,082.95
57	Tee P.V.C ø 4 "	Unidad	109	Q 21.60	Q 2,354.40
58	Reducidor 6" a 4"	Unidad	11	Q 92.35	Q 1,015.85
59	Reducidor 4" a 2"	Unidad	50	Q 9.20	Q 460.00
60	Sifón terminal	Unidad	104	Q 15.30	Q 1,591.20
61	Codo a 45 de 6"	Unidad	8	Q 296.30	Q 2,370.40
62	Codo a 45 de 4"	Unidad	120	Q 16.75	Q 2,010.00
63	Yee a 45 de 4"	Unidad	20	Q 35.40	Q 708.00
64	Pegamento para P.V.C	Galón	2	Q 180.10	Q 360.20
65	Ladrillo tayuyo de 0.065*0.11*0.23m	Unidad	3582	Q 2.50	Q 8,955.00
66	Arena amarilla rustica	m ³	506.9	Q 71.00	Q 35,989.90
67	Cal hidratada	Bolsa	4906.9	Q 23.00	Q 112,858.70
68	Arena blanca rustica	m ³	59.3	Q 84.00	Q 4,981.20
69	Azulejos de 0.2x0.3 m	Unidad	445	Q 48.75	Q 21,693.75
70	Piso. Granito 25 cm	m ²	2,845	Q 60.00	Q 170,700.00
71	Puerta p-1 de madera 0.9*2.10	Unidad	52	Q 450.00	Q 23,400.00
72	Puerta p-2 de madera 0.7*2.10	Unidad	53	Q 400.00	Q 21,200.00
73	Puerta p-3 de madera 1.30*2.10	Unidad	1	Q 600.00	Q 600.00

Continuación de tabla XXX

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Total
74	Puerta p-4 de madera	Unidad	1	Q 850.00	Q 850.00
75	Puerta p-5 de madera 2.6*2.80	Unidad	1	Q 1,100.00	Q 1,100.00
76	Puerta p-6 de madera 2.6*2.80	Unidad	4	Q 400.00	Q 1,600.00
77	Puerta p-7 de vidrio con marco 1.20*2.10	Unidad	40	Q 731.81	Q 29,272.32
78	ventana-1	Unidad	42	Q 72.60	Q 3,049.20
79	ventana-2	Unidad	10	Q 928.96	Q 9,289.60
80	ventana-3	Unidad	10	Q 953.19	Q 9,531.90
81	ventana-4	Unidad	1	Q 4,446.26	Q 4,446.26
82	ventana-5	Unidad	7	Q 2,174.54	Q 15,221.75
83	ventana-6	Unidad	8	Q 2,677.72	Q 21,421.74
84	ventana-7	Unidad	1	Q 1,577.57	Q 1,577.57
	Total de materiales con IVA				Q 2,736,873.04
Total de material sin IVA					Q 2,443,636.65

Tabla XXXI. Resumen de mano de obra

RESUMEN DE MANO DE OBRA					
No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Total
1	Mano de obra limpieza y chapeo	m ²	900	Q 1.70	Q 1,530.00
2	Nivelación manual	m ²	900	Q 3.65	Q 3,285.00
3	Trazado y estaqueado	m.l.	770	Q 5.40	Q 4,158.00
4	Excavación de zapata 2.9*2.9	Unidad	24	Q 150.00	Q 3,600.00
5	Excavación de zapata 2.7*2.7	Unidad	24	Q 150.00	Q 3,600.00
6	Relleno de zapata 2.9*2.9	Unidad	24	Q 50.00	Q 1,200.00
7	Relleno de zapata 2.7*2.7	Unidad	24	Q 50.00	Q 1,200.00
8	Armado de zapatas z-1	Unidad	24	Q 150.00	Q 3,600.00
9	Fundición de zapatas z-1	Unidad	24	Q 45.00	Q 1,080.00
10	Armado de zapatas z-2	Unidad	24	Q 150.00	Q 3,600.00
11	Fundición de zapatas z-2	Unidad	24	Q 45.00	Q 1,080.00
12	Armado cimiento corrido	m.l.	370	Q 12.00	Q 4,440.00
13	Fundición cimiento corrido	m.l.	370	Q 9.45	Q 3,496.50
14	Armado solera de amarre	m.l.	370	Q 12.00	Q 4,440.00
15	Fundición solera de amarre	m.l.	370	Q 9.45	Q 3,496.50
16	Levantado de block	m ²	112	Q 45.00	Q 5,040.00

Continuación de tabla XXXI

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Total
17	Fundición de pines	m ²	112	Q 3.00	Q 336.00
18	Levantado de block 0.14x0.19x0.39	m ²	251.2	Q 20.25	Q 5,086.80
19	Levantado de ladrillo tayuyo	m ²	190	Q 12.25	Q 2,327.50
20	Armado columna 1	m.l.	144	Q 103.50	Q 14,904.00
21	Formaleta columna 1	m.l.	144	Q 14.58	Q 2,099.52
22	Fundición columna 1	m.l.	144	Q 45.00	Q 6,480.00
23	Desencofrado columna 1	m.l.	144	Q 21.00	Q 3,024.00
24	Armado columna 2	m.l.	380	Q 61.50	Q 23,370.00
25	Formaleta columna 2	m.l.	380	Q 14.58	Q 5,540.40
26	Fundición columna 2	m.l.	380	Q 42.00	Q 15,960.00
27	Desencofrado columna 2	m.l.	380	Q 21.00	Q 7,980.00
28	Armado solera inter block u	m.l.	300	Q 18.00	Q 5,400.00
29	Levantado de block u para solera intermedia	m.l.	300	Q 7.11	Q 2,133.00
30	Fundición solera intermedia block u	m.l.	300	Q 22.18	Q 6,654.00
31	Fundición de dintel	m.l.	45	Q 10.00	Q 450.00
32	Armado de dintel	m.l.	45	Q 20.00	Q 900.00
33	Levantado de block u para dintel de puerta	m.l.	45	Q 19.25	Q 866.25
34	Armado viga v-1.1	Unidad	4	Q 145.20	Q 580.80
35	Formaleta viga v-1.1	Unidad	4	Q 43.56	Q 174.24
36	Fundición viga v-1.1	Unidad	4	Q 65.34	Q 261.36
37	Desencofrado viga v-1.1	Unidad	4	Q 43.56	Q 174.24
38	Armado viga v-1.2, 1.3,1.4	Unidad	12	Q 145.20	Q 1,742.40
39	Formaleta viga v-1.2, 1.3,1.4	Unidad	12	Q 43.56	Q 522.72
40	Fundición viga v-1.2, 1.3,1.4	Unidad	12	Q 65.34	Q 784.08
41	Desencofrado viga v-1.2, 1.3,1.4	Unidad	12	Q 43.56	Q 522.72
42	Armado viga v-1.5	Unidad	4	Q 220.00	Q 880.00
43	Formaleta viga v-1.5	Unidad	4	Q 66.00	Q 264.00
44	Fundición viga v-1.5	Unidad	4	Q 99.00	Q 396.00
45	Desencofrado viga v-1.5	Unidad	4	Q 66.00	Q 264.00
46	Armado viga v-1.6	Unidad	2	Q 206.00	Q 412.00
47	Formaleta viga v-1.6	Unidad	2	Q 61.80	Q 123.60
48	Fundición viga v-1.6	Unidad	2	Q 92.70	Q 185.40
49	Desencofrado viga v-1.6	Unidad	2	Q 61.80	Q 123.60
50	Armado viga v-1.7, 1.8, 1.9,	Unidad	16	Q 145.20	Q 2,323.20
51	Formaleta viga v-1.7, 1.8, 1.9, 1.10	Unidad	16	Q 43.56	Q 696.96
52	Fundición viga v-1.7, 1.8, 1.9, 1.10	Unidad	16	Q 65.34	Q 1,045.44

Continuación de tabla XXXI

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Total
53	Desencofrado viga v-1.7, 1.8, 1.9, 1.10	Unidad	16	Q 43.56	Q 696.96
54	Armado viga v-1.11	Unidad	4	Q 220.00	Q 880.00
55	Formaleta viga v-1.11	Unidad	4	Q 66.00	Q 264.00
56	Fundición viga v-1.11	Unidad	4	Q 99.00	Q 396.00
57	Desencofrado viga v-1.11	Unidad	4	Q 66.00	Q 264.00
58	Armado viga v-1.12	Unidad	2	Q 206.00	Q 412.00
59	Formaleta viga v-1.12	Unidad	2	Q 61.80	Q 123.60
60	Fundición viga v-1.12	Unidad	2	Q 92.70	Q 185.40
61	Desencofrado viga v-1.12	Unidad	2	Q 61.80	Q 123.60
62	Armado viga v-1.13	Unidad	4	Q 246.00	Q 984.00
63	Formaleta viga v-1.13	Unidad	4	Q 73.80	Q 295.20
64	Fundición viga v-1.13	Unidad	4	Q 110.70	Q 442.80
65	Desencofrado viga v-1.13	Unidad	4	Q 73.80	Q 295.20
66	Armado viga v-1.14	Unidad	12	Q 246.00	Q 2,952.00
67	Formaleta viga v-1.14,1.15,	Unidad	12	Q 73.80	Q 885.60
68	Fundición viga v-1.14,1.15,1.16	Unidad	12	Q 110.70	Q 1,328.40
69	Desencofrado viga v-1.14,1.15,1.16	Unidad	12	Q 73.80	Q 885.60
70	Armado viga v-1.17	Unidad	4	Q 246.00	Q 984.00
71	Formaleta viga v-1.17	Unidad	4	Q 73.80	Q 295.20
72	Fundición viga v-1.17	Unidad	4	Q 110.70	Q 442.80
73	Desencofrado viga v-1.17	Unidad	4	Q 73.80	Q 295.20
74	Armado viga v-1.18	Unidad	4	Q 246.00	Q 984.00
75	Formaleta viga v-1.18	Unidad	4	Q 73.80	Q 295.20
76	Fundición viga v-1.18	Unidad	4	Q 110.70	Q 442.80
77	Desencofrado viga v-1.18	Unidad	4	Q 73.80	Q 295.20
78	Armado viga v-1.19	Unidad	2	Q 126.00	Q 252.00
79	Formaleta viga v-1.19	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
80	Fundición viga v-1.19	Unidad	2	Q 56.70	Q 113.40
81	Desencofrado viga v-1.19	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
82	Armado viga v-1.20	Unidad	2	Q 126.00	Q 252.00
83	Formaleta viga v-1.20	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
84	Fundición viga v-1.20	Unidad	2	Q 56.70	Q 113.40
85	Desencofrado viga v-1.20	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
86	Armado viga v-1.21	Unidad	2	Q 126.00	Q 252.00
87	Formaleta viga v-1.21	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
88	Fundición viga v-1.21	Unidad	2	Q 56.70	Q 113.40
89	Desencofrado viga v-1.21	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
90	Armado viga v-1.22, 1.23	Unidad	2	Q 126.00	Q 252.00
91	Formaleta viga v-1.22, 1.23	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60

Continuación de tabla XXXI

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Total
92	Fundición viga v-1.22,1.23	Unidad	2	Q 56.70	Q 113.40
93	Desencofrado viga v-1.22, 1.23	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
94	Armado viga v-1.24	Unidad	2	Q 126.00	Q 252.00
95	Formaleta viga v-1.24	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
96	Fundición viga v-1.24	Unidad	2	Q 56.70	Q 113.40
97	Desencofrado viga v-1.24	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
98	Armado viga v-2.1, 2.2,2.3,2.4	Unidad	16	Q 145.20	Q 2,323.20
99	Formaleta viga v-2.1, 2.2,2.3,2.4	Unidad	16	Q 43.56	Q 696.96
100	Fundición viga v-2.1, 2.2,2.3,2.4	Unidad	16	Q 65.34	Q 1,045.44
111	Desencofrado viga v-2.1, 2.2,2.3,2.4	Unidad	16	Q 43.56	Q 696.96
112	Armado viga v-2.5	Unidad	4	Q 220.00	Q 880.00
113	Formaleta viga v-2.5	Unidad	4	Q 66.00	Q 264.00
114	Fundición viga v-2.5	Unidad	4	Q 99.00	Q 396.00
115	Desencofrado viga v-2.5	Unidad	4	Q 66.00	Q 264.00
116	Armado viga v-2.6	Unidad	2	Q 206.00	Q 412.00
117	Formaleta viga v-2.6	Unidad	2	Q 61.80	Q 123.60
118	Fundición viga v-2.6	Unidad	2	Q 92.70	Q 185.40
119	Desencofrado viga v-2.6	Unidad	2	Q 61.80	Q 123.60
120	Armado viga v-2.7, 2.8, 2.9, 2.10	Unidad	16	Q 145.20	Q 2,323.20
121	Formaleta viga v-2.7, 2.8, 2.9, 2.10	Unidad	16	Q 43.56	Q 696.96
122	Fundición viga v-2.7, 2.8, 2.9, 2.10	Unidad	16	Q 65.34	Q 1,045.44
123	Desencofrado viga v-2.7, 2.8, 2.9, 2.10	Unidad	16	Q 43.56	Q 696.96
124	Armado viga v-2.11	Unidad	4	Q 220.00	Q 880.00
125	Formaleta viga v-2.11	Unidad	4	Q 66.00	Q 264.00
126	Fundición viga v-2.11	Unidad	4	Q 99.00	Q 396.00
127	Desencofrado viga v-2.11	Unidad	4	Q 66.00	Q 264.00
128	Armado viga v-2.12	Unidad	2	Q 206.00	Q 412.00
129	Formaleta viga v-2.12	Unidad	2	Q 61.80	Q 123.60
130	Fundición viga v-2.12	Unidad	2	Q 92.70	Q 185.40
131	Desencofrado viga v-2.12	Unidad	2	Q 61.80	Q 123.60
132	Armado viga v-2.13	Unidad	4	Q 246.00	Q 984.00
133	Formaleta viga v-2.13	Unidad	4	Q 73.80	Q 295.20
134	Fundición viga v-2.13	Unidad	4	Q 110.70	Q 442.80
135	Desencofrado viga v-2.13	Unidad	4	Q 73.80	Q 295.20
136	Armado viga v-2.14	Unidad	12	Q 246.00	Q 2,952.00

Continuación de tabla XXXI

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Total
137	Formaleta viga v-2.14, 2.15, 2.16	Unidad	12	Q 73.80	Q 885.60
138	Fundición viga v-2.14, 2.15, 2.16	Unidad	12	Q 110.70	Q 1,328.40
139	Desencofrado viga v2.14, 2.15, 2.16	Unidad	12	Q 73.80	Q 885.60
140	Armado viga v-2.17	Unidad	4	Q 246.00	Q 984.00
141	Formaleta viga v-2.17	Unidad	4	Q 73.80	Q 295.20
142	Fundición viga v-2.17	Unidad	4	Q 110.70	Q 442.80
143	Desencofrado viga v-2.17	Unidad	4	Q 73.80	Q 295.20
144	Armado viga v-2.18	Unidad	4	Q 246.00	Q 984.00
145	Formaleta viga v-2.18	Unidad	4	Q 73.80	Q 295.20
146	Fundición viga v-2.18	Unidad	4	Q 110.70	Q 442.80
147	Desencofrado viga v-2.18	Unidad	4	Q 73.80	Q 295.20
148	Armado viga v-2.19	Unidad	2	Q 126.00	Q 252.00
149	Formaleta viga v-2.19	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
150	Fundición viga v-2.19	Unidad	2	Q 56.70	Q 113.40
151	Desencofrado viga v-2.19	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
152	Armado viga v-2.20	Unidad	2	Q 126.00	Q 252.00
153	Formaleta viga v-2.20	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
154	Fundición viga v-2.20	Unidad	2	Q 56.70	Q 113.40
155	Desencofrado viga v-2.20	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
156	Armado viga v-2.21, 2.22	Unidad	4	Q 126.00	Q 504.00
157	Formaleta viga v-2.21, 2.22	Unidad	4	Q 37.80	Q 151.20
158	Fundición viga v-2.21, 2.22	Unidad	4	Q 56.70	Q 226.80
159	Desencofrado viga v-2.21,	Unidad	4	Q 37.80	Q 151.20
160	Armado viga v-2.23	Unidad	2	Q 126.00	Q 252.00
161	Formaleta viga v-2.23	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
162	Fundición viga v-2.23	Unidad	2	Q 56.70	Q 113.40
163	Desencofrado viga v-2.23	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
164	Armado viga v-2.24	Unidad	2	Q 126.00	Q 252.00
165	Formaleta viga v-2.24	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
166	Fundición viga v-2.24	Unidad	2	Q 56.70	Q 113.40
167	Desencofrado viga v-2.24	Unidad	2	Q 37.80	Q 75.60
168	Armado viga v-3.1, 3.2, 3.3, 3.4	Unidad	16	Q 145.20	Q 2,323.20
169	Formaleta viga v-3.1, 3.2, 3.3, 3.4	Unidad	16	Q 43.56	Q 696.96
170	Fundición viga v-3.1,	Unidad	16	Q 65.34	Q 1,045.44
171	Desencofrado viga v-3.1, 3.2,3.3,3.4	Unidad	16	Q 43.56	Q 696.96
172	Armado viga v-3.5	Unidad	4	Q 220.00	Q 880.00
173	Formaleta viga v-3.5	Unidad	4	Q 66.00	Q 264.00

Continuación de tabla XXXI

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Total
174	Fundición viga v-3.5	Unidad	4	Q 99.00	Q 396.00
175	Desencofrado viga v-3.5	Unidad	4	Q 66.00	Q 264.00
176	Armado viga v-3.6	Unidad	2	Q 206.00	Q 412.00
177	Formaleta viga v-3.6	Unidad	2	Q 61.80	Q 123.60
178	Fundición viga v-3.6	Unidad	2	Q 92.70	Q 185.40
179	Desencofrado viga v-3.6	Unidad	2	Q 61.80	Q 123.60
180	Armado viga v-3.7, 3.8, 3.9,	Unidad	16	Q 145.20	Q 2,323.20
181	Formaleta viga v-3.7, 3.8,	Unidad	16	Q 43.56	Q 696.96
182	Fundición viga v-3.7, 3.8, 3.9, 3.10	Unidad	16	Q 65.34	Q 1,045.44
183	Desencofrado viga v-3.7, 3.8, 3.9, 3.10	Unidad	16	Q 43.56	Q 696.96
184	Armado viga v-3.11	Unidad	4	Q 220.00	Q 880.00
185	Formaleta viga v-3.11	Unidad	4	Q 66.00	Q 264.00
186	Fundición viga v-3.11	Unidad	4	Q 99.00	Q 396.00
187	Desencofrado viga v-3.11	Unidad	4	Q 66.00	Q 264.00
188	Armado viga v-3.12	Unidad	2	Q 206.00	Q 412.00
189	Formaleta viga v-3.12	Unidad	2	Q 61.80	Q 123.60
190	Fundición viga v-3.12	Unidad	2	Q 92.70	Q 185.40
191	Desencofrado viga v-3.12	Unidad	2	Q 61.80	Q 123.60
192	Armado viga v-3.13, 3.14,3.15,3.16, 3.17,3.18	Unidad	24	Q 246.00	Q 5,904.00
193	Formaleta viga v-3.13,3.14, 3.15, 3.16,3.17,3.18	Unidad	24	Q 73.80	Q 1,771.20
194	Fundición viga v-3.13,3.14, 3.15,3.16,3.17,3.18	Unidad	24	Q 110.70	Q 2,656.80
195	Desencofrado viga v-3.13, 3.14, 3.15,3.16,3.17,3.18	Unidad	24	Q 73.80	Q 1,771.20
196	Armado viga v-3.19, 3.20,3.21,3.22,3.23,3.24	Unidad	12	Q 126.00	Q 1,512.00
197	Formaleta viga v-3.19, 3.20,3.21,3.22,3.23,3.24	Unidad	12	Q 37.80	Q 453.60
198	Fundición viga v-3.19, 3.20,3.21,3.22,3.23,3.24	Unidad	12	Q 56.70	Q 680.40
199	Desencofrado viga v-3.19, 3.20,3.21,3.22,3.23,3.24	Unidad	12	Q 37.80	Q 453.60
200	Formaleta piso	m ²	845	Q 3.00	Q 2,535.00
201	Fundición piso	m ²	845	Q 7.42	Q 6,269.90
202	Desencofrado piso	m ²	845	Q 3.00	Q 2,535.00
203	Armado tercer nivel losa 1	Unidad	12	Q 1,116.22	Q 13,394.64
204	Formaleta tercer nivel losa	Unidad	12	Q 245.56	Q 2,946.72
205	Fundición tercer nivel losa 1	Unidad	12	Q 446.49	Q 5,357.88
206	Desencofrado losa 1	Unidad	12	Q 223.24	Q 2,678.88

Continuación de tabla XXXI

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Total
207	Armado tercer nivel losa 2	Unidad	4	Q 1,116.22	Q 4,464.88
208	Formaleta tercer nivel losa	Unidad	4	Q 245.56	Q 982.24
209	Fundición tercer nivel losa 2	Unidad	4	Q 446.49	Q 1,785.96
210	Desencofrado tercer nivel losa 2	Unidad	4	Q 223.24	Q 892.96
211	Armado tercer nivel losa 3	Unidad	6	Q 1,691.25	Q 10,147.50
212	Formaleta tercer nivel losa 3	Unidad	6	Q 372.07	Q 2,232.42
213	Fundición tercer nivel losa 3	Unidad	6	Q 676.50	Q 4,059.00
214	Desencofrado tercer nivel losa 3	Unidad	6	Q 338.25	Q 2,029.50
215	Armado tercer nivel losa 4	Unidad	2	Q 866.25	Q 1,732.50
216	Formaleta tercer nivel losa 4	Unidad	2	Q 190.58	Q 381.16
217	Fundición tercer nivel losa 4	Unidad	2	Q 346.50	Q 693.00
218	Desencofrado tercer nivel losa 4	Unidad	2	Q 173.25	Q 346.50
219	Armado tercer nivel losa 5	Unidad	1	Q 811.12	Q 811.12
220	Formaleta tercer nivel losa 5	Unidad	1	Q 178.44	Q 178.44
221	Fundición tercer nivel losa 5	Unidad	1	Q 324.45	Q 324.45
222	Desencofrado tercer nivel losa 5	Unidad	1	Q 162.22	Q 162.22
223	Armado tercer nivel losa 6	Unidad	8	Q 571.72	Q 4,573.76
224	Formaleta tercer nivel losa 6	Unidad	8	Q 125.78	Q 1,006.24
225	Fundición tercer nivel losa 6	Unidad	8	Q 228.69	Q 1,829.52
226	Desencofrado tercer nivel losa 6	Unidad	8	Q 114.34	Q 914.72
227	Armado segundo nivel losa 1	Unidad	24	Q 1,116.22	Q 26,789.28
228	Formaleta segundo nivel losa 1	Unidad	24	Q 245.56	Q 5,893.44
229	Fundición segundo nivel losa 1	Unidad	24	Q 446.49	Q 10,715.76
230	Desencofrado segundo nivel losa 1	Unidad	24	Q 223.24	Q 5,357.76
231	Armado segundo nivel losa 2	Unidad	8	Q 1,116.22	Q 8,929.76
232	Formaleta segundo nivel losa 2	Unidad	8	Q 245.56	Q 1,964.48
233	Fundición segundo nivel losa 2	Unidad	8	Q 446.49	Q 3,571.92
234	Desencofrado segundo nivel losa 2	Unidad	8	Q 223.24	Q 1,785.92
235	Armado segundo nivel losa	Unidad	12	Q 1,691.25	Q 20,295.00

Continuación de tabla XXXI

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Total
236	Formaleta segundo nivel	Unidad	12	Q 372.07	Q 4,464.84
237	Fundición segundo losa 3	Unidad	12	Q 676.50	Q 8,118.00
238	Desencofrado segundo nivel losa 3	Unidad	12	Q 338.25	Q 4,059.00
239	Armado segundo nivel losa 4	Unidad	4	Q 866.25	Q 3,465.00
240	Formaleta segundo nivel losa 4	Unidad	4	Q 190.58	Q 762.32
241	Fundición segundo nivel losa 4	Unidad	4	Q 346.50	Q 1,386.00
242	Desencofrado segundo nivel losa 4	Unidad	4	Q 173.25	Q 693.00
243	Armado segundo nivel losa 5	Unidad	2	Q 811.12	Q 1,622.24
244	Formaleta segundo nivel losa 5	Unidad	2	Q 178.44	Q 356.88
245	Fundición segundo nivel losa 5	Unidad	2	Q 324.45	Q 648.90
246	Desencofrado segundo nivel losa 5	Unidad	2	Q 162.22	Q 324.44
247	Armado segundo nivel losa 6	Unidad	16	Q 571.72	Q 9,147.52
248	Formaleta segundo nivel losa 6	Unidad	16	Q 125.78	Q 2,012.48
249	Fundición segundo nivel losa 6	Unidad	16	Q 228.69	Q 3,659.04
250	Desencofrado segundo nivel losa 6	Unidad	16	Q 114.34	Q 1,829.44
251	Armado segundo nivel losa	Unidad	20	Q 40.00	Q 800.00
252	Formaleta segundo nivel losa 7	Unidad	20	Q 18.70	Q 374.00
253	Fundición segundo nivel losa 7	Unidad	20	Q 34.00	Q 680.00
254	Desencofrado segundo nivel losa 7	Unidad	20	Q 17.00	Q 340.00
255	Formaleta segundo nivel losa 8	Unidad	40	Q 18.70	Q 748.00
256	Fundición segundo nivel losa 8	Unidad	40	Q 34.00	Q 1,360.00
257	Desencofrado segundo nivel losa 8	Unidad	40	Q 17.00	Q 680.00
258	Colocación de mezclón para pañuelos	m ²	900	Q 4.40	Q 3,960.00
259	Instalación drenaje aguas pluviales	Global	1	Q 675.00	Q 675.00
260	Colocación inodoros con accesorios	Unidad	53	Q 116.41	Q 6,169.73

Continuación de tabla XXXI

No.	Renglón	Unidad de medida	Cantidad	Precio unitario	Total
261	Colocación lavamanos con accesorios	Unidad	53	Q 104.06	Q 5,515.18
262	Instalación ducha completa	Unidad	50	Q 75.03	Q 3,751.50
263	Instalación completa de lavatrastos	Unidad	1	Q 125.33	Q 125.33
264	Instalación de pilas y chorros	Global	1	Q 61.97	Q 61.97
265	Instalación especial para bombeo	Unidad	1	Q 3,000.00	Q 3,000.00
266	Tubería 3/4"	m.l	270	Q 2.00	Q 540.00
267	Tubería 1/2"	m.l	510	Q 1.50	Q 765.00
268	Colocación de tubería con accesorios	ml	1	Q15,120.00	Q 15,120.00
269	Caja receptora	Unidad	9	Q 50.00	Q 450.00
270	Caja unificadora	Unidad	1	Q 75.00	Q 75.00
271	Construcción de gradas	Global	1	Q 5,000.00	Q 5,000.00
272	Repello de acabado en paredes y cielo	m ²	5930	Q 20.00	Q 118,600.00
273	Cernido vertical en paredes y cielo	m ²	5930	Q 15.00	Q 88,950.00
274	Colocado de azulejos	m ²	445	Q 15.00	Q 6,675.00
275	Colocado de piso	m ²	2845	Q 18.37	Q 52,262.65
276	Instalación de puerta 1	Unidad	52	Q 75.00	Q 3,900.00
277	Instalación de puerta 2	Unidad	53	Q 65.00	Q 3,445.00
278	Instalación de puerta 3	Unidad	1	Q 75.00	Q 75.00
279	Instalación de puerta 4	Unidad	1	Q 80.00	Q 80.00
280	Instalación de puerta 5	Unidad	1	Q 75.00	Q 75.00
281	Instalación de puerta 6	Unidad	4	Q 75.00	Q 300.00
282	Instalación de puerta 7	Unidad	40	Q 75.00	Q 3,000.00
283	Instalación de ventana 1	Unidad	42	Q 25.00	Q 1,050.00
284	Instalación de ventana 2	Unidad	10	Q 50.00	Q 500.00
285	Instalación de ventana 3	Unidad	10	Q 50.00	Q 500.00
286	Instalación de ventana 4	Unidad	1	Q 150.00	Q 150.00
287	Instalación de ventana 5	Unidad	7	Q 200.00	Q 1,400.00
288	Instalación de ventana 6	Unidad	8	Q 50.00	Q 400.00
289	Instalación de ventana 7	Unidad	1	Q 50.00	Q 50.00
Sub-total mano de obra calificada					Q 776,638.12
			Ayudante	%	Q 240,757.82
			Prestaciones	%	Q 504,814.78
Total de mano de obra					Q1,522,210.72

2.2 Diseño de puente vehicular para la Finca Chaquipur

2.2.1 Descripción del proyecto

El puente por diseñar será de concreto reforzado, de placa y vigas, ya que esta es la solución más adecuada para luces comprendidas entre 5 y 20 metros.

El proyecto comprende el diseño de un puente vehicular de una vía, de 15 metros de largo y un ancho de rodadura de 3.65 metros, compuesto de una sección de viga y losa, simplemente apoyado, viga de apoyo de concreto reforzado, diseño de losa, vigas, diafragma exterior y interior, cortina, vigas de apoyo, estribos de concreto ciclópeo y barandal de protección. Se diseñará con las normas AASHTO y ACI para elementos de concreto.

2.2.2 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es una parte fundamental e indispensable para el diseño de puentes, ya que esta herramienta permitirá representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra. Es por esto que el levantamiento topográfico requiere de una gran precisión para tomar los datos de ángulos, distancias y elevaciones.

Las curvas de nivel fueron tomadas a un metro y otras a mayor distancia, debido al terreno en el cual se proyectara el puente.

Para la toma de datos se utilizó el siguiente equipo:

- 1 Estación total marca Sokkisha.
- 1 Estadal de 4 m.
- 1 Juego de estacas.
- Plomadas.

2.2.3 Cálculo de caudales máximos

El caudal de diseño constituye un parámetro importante para el diseño geométrico de los elementos de la superestructura y la subestructura. Existen gran cantidad de métodos para determinar los caudales, pero para el diseño del puente se utilizó el método sección-pendiente por las ventajas que ofrece.

2.2.3.1 Método de sección pendiente

El método de sección pendiente surge de la necesidad de estimar crecidas de ríos donde no se tienen datos suficientes para efectuar un cálculo de confianza, para poder aplicar un buen margen de seguridad.

Para poder definir la crecida máxima o la altura de agua máxima alcanzada por una corriente en el pasado, se utilizó la técnica de entrevistar a los habitantes del lugar y buscar señales o marcas de crecidas máximas en arboles, piedras cercanas al río.

Una vez determinada la altura máxima, se obtiene el valor del área de la sección de la corriente, ya que se utilizará la siguiente ecuación para calcular el caudal máximo:

$$Q = V * A$$

Donde:

Q= es el caudal máximo en m³/s.

Vel= velocidad del rio en m/s.

A= área de la sección del rio en m².

Para el cálculo de la velocidad utilizaremos la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

V= velocidad en m/s.

n= coeficiente de rugosidad.

R= radio hidráulico → área / perímetro mojado.

Sm= pendiente.

Los datos del área y perímetro mojado fueron calculados con los datos topográficos; y la pendiente fue determinada en un tramo de 14.81 metros y la diferencia de dos alturas en este tramo determinadas con topografía.

Datos:

Área de sección de desalojo=12.32 m².

Perímetro mojado=10.20 m.

Pendiente=1.7%.

n= 0.20 → rio con rocas pequeñas y poca maleza.

Crecida máxima: 0.90 m.

$$R = \frac{A}{P_m} = \frac{12.33 \text{ m}^2}{10.20 \text{ m}} = 1.20 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{0.20} * (1.20)^{2/3} * (0.017)^{1/2} = 0.74 \text{ m/s}$$

$$Q = V * A$$

$$Q = (0.74 \text{ m/s}) * (12.32 \text{ m}^2) = 106 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.2.4 Estudio de suelos

Para determinar las propiedades del suelo en un laboratorio es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede, e inalterada en caso contrario.

En este caso se tomo una muestra inalterada, el procedimiento fue tomar una muestra de suelo de un pie cúbico a una profundidad de dos metros, cubriendo la muestra con parafina en sus seis caras para evitar pérdidas de humedad y por último, se empacó en una caja de madera para llevarla al laboratorio para una prueba de compresión triaxial, realizado por el Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII) de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Figura 132. Muestra inalterada de suelo, para puente vehicular



2.2.5 Diseño de puente vehicular

2.2.5.1 Datos y especificaciones

El diseño del puente de concreto reforzado, de placa y vigas se diseñará basado en lo siguiente:

- a) Ancho de vía: el ancho de una vía de circulación para vehículos automotores debe ser mínimo de 3.05 para carreteras de baja velocidad y preferencialmente a 3.65 metros para velocidades normales.
- b) Adenes o bordillos: la AASHTO especifica un ancho máximo de bordillo de 0.225 metros y una altura mínima de 0.20 metros, pero si existe transito peatonal los adenes deberán de tener un ancho mínimo de 0.60 metros.
- c) La altura libre o galibo: debe existir entre el nivel de agua máxima o crecida máxima y el borde inferior de la superestructura debe ser como mínimo de 2 metros. Esta dimensión deberá incrementarse en zonas donde la corriente puede arrastrar arboles de gran tamaño.
- d) Baranda: la altura mínima de la baranda para reguardar a los peatones es de 1.07 m.
- e) Drenaje longitudinal: será por medio de la pendiente del 1%.
- f) Cargas: la estructura deberá ser diseñada para soportar las cargas muertas, vivas y de impacto (efecto dinámico y vibratorio de la carga viva).
- g) Carga muerta: para la carga muerta se tomaran los pesos de la placa, vigas, adenes o bordillos, barandales, capa de rodadura (carpeta asfáltica de 5 cm), etc.

- h) Carga viva: es la correspondiente a la carga de servicio, la AASHTO 3.7.7.A ha estandarizado la carga para carreteras en cuatro clases: H20, H15, HS 20, y HS 15. Las cargas H15 y HS15 son el 75% de las cargas H20 y HS 20 respectivamente. Las iniciales de estas cargas nos indican el número de ejes del camión, seguido del número que representa el peso en toneladas inglesas del camión, seguido de otro número que indica el año en que se adoptó la norma.
- i) Carga de impacto: esta carga se produce cuando el vehículo circula en el puente, causando una vibración la cual produce fatiga y efectos de resonancia en la estructura.

Datos de diseño:

Luz eficaz = 15 m.

Luz libre = 14.2 m.

Ancho de vía = 3.65 m.

Adenes = 0.70 m.

Ancho total = 5.05 m.

Altura de baranda = 1.07 m.

Ancho de rodadura de asfalto = 5 cm.

Sobrecarga = H-15 ver apéndice.

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

$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$.

$V_s = 14 \text{ ton/m}^2$

$W_{\text{concreto ciclopeo}} = 2700 \text{ kg/m}^3$

$W_{\text{concreto armado}} = 2400 \text{ kg/m}^3$

$W_{\text{suelo}} = 1700 \text{ kg/m}^3$

2.2.5.2 Diseño de la superestructura

2.2.5.2.1 Diseño de losa

Cálculo de peralte efectivo:

Para el diseño del peralte efectivo se utilizará la siguiente ecuación:

$$d = t - \text{recubrimiento} - \varnothing/2$$

Donde:

d= peralte efectivo.

\varnothing = diámetro de varilla propuesto → varilla propuesta No. 4

La AASTHO recomienda que el espesor de losa este no debe ser menor de 6 pulgadas (15cm), y nos indica que para losas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$t = \frac{1.2(L + 3.05)}{30} > 0.17\text{m}$$

Donde:

t= espesor de losa.

L= luz libre entre vigas.

$$t = \frac{1.2(1.9 + 3.05)}{30} = 0.19 > 0.17\text{m}$$

Por lo tanto, se utilizará un espesor de 20 cm.

La AASTHO indica en la tabla 8.19.3 que para losas de hormigón armado in situ el recubrimiento no debe ser menor de 2.5 centímetros.

$$d = 20 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} - 1.27 \text{ cm}/2 = 16.86 \text{ cm}.$$

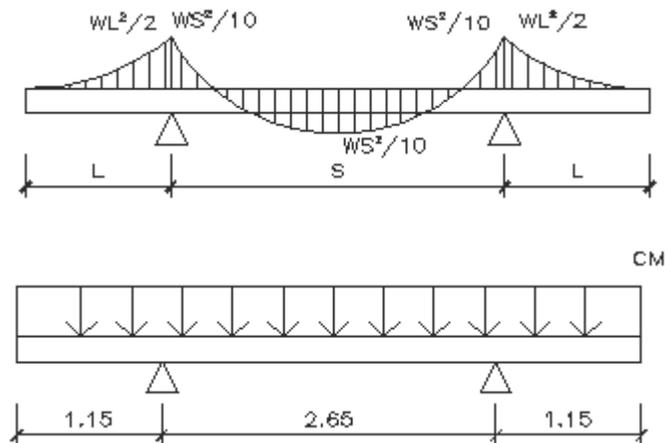
Cálculo de momentos:

Como se indicó anterior mente existen diferentes cargas que actúan sobre un puente, como la carga muerta, viva y de impacto:

Carga muerta (1 metro de base):

Para el cálculo de momentos producidos por carga muerta se utilizará la siguiente ecuación:

Figura 133 Diagrama de momentos en losa



$$M_{cm} = \frac{WL^2}{2}$$

$$M_{cm} = \frac{WS^2}{10}$$

$$W_{losa} = W_{concreto} * t * h$$

$$W_{losa} = 2400.00 \text{ kg/m}^3 * 0.20\text{m} * 1\text{m} = 480\text{kg/m}$$

$$W_{asfalto} = 2100.00 \text{ kg/m}^3 * 0.05\text{m} * 1\text{m} = 105\text{kg/m}$$

$$W_{barandal} = 90\text{kg/m}$$

$$W_{cm} = 480\text{kg/m} + 150\text{kg/m} + 90\text{kg/m} = 594.50\text{kg/m}$$

$$M_{cm} = \frac{(594.50)(2.75)^2}{10} = 449.59 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{cm} = \frac{(594.50)(1.15)^2}{2} = 393.11 \text{ kg} - \text{m}$$

Se utilizará el que ejerce mayor momento, por ser el mas critico.

$$M_{cm} = 449.59 \text{ kg-m}$$

Carga viva:

Las normas AASHTO recomiendan que para el cálculo de cargas vivas en el sentido transversal se deba utilizar la siguiente ecuación:

$$M_{nv} = (0.80(S_v + 2)/32) * P$$

Donde:

Sv= espaciamiento entre vigas en pies.

P= carga del camión del eje mas pesado en libras.

$$M_{cv} = \left(\frac{0.80(7.38 + 2)}{32} \right) * 29079.52\text{lb} = 6819.19 \text{ lb} - \text{pie} = 942.95 \text{ kg} - \text{m}$$

Carga de impacto:

La AASTHO en la sección 3.8.2.1 indica que se deberá tomar un porcentaje menor del 30% de la carga viva para dejar un margen de seguridad a cargas de impacto, estas se generan debido a que la carga viva se encuentra

en movimiento genera un efecto de resonancia y de impacto la cual se calculará con la siguiente ecuación:

$$I = \frac{15.24}{(L + 38)} \rightarrow \text{longitud en metros}$$

$$I = \frac{15.24}{(14.20 + 38)} = 0.29 < 0.30 \rightarrow \text{utilizaremos el 29\%}$$

Carga última:

$$M_U = 1.3[M_{cm} + (5/3)(M_{cv} * I)]$$

$$M_U = 1.3[449.59 + (5/3)(942.95 * 1.29)] = 3220.01 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo de refuerzo transversal en la cama inferior:

Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d = \frac{14.1}{2810} * 100\text{cm} * 16.86\text{cm} = 8.43\text{cm}^2$$

Acero máximo:

$$A_{s_{max}} = 0.5 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * \Phi * f'_c * 6120}{f_y * (6120 + f_y)} = \frac{0.85 * 0.85 * 210 * 6120}{2810 * (6120 + 2810)} = 0.037$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 * 0.037 * 100\text{cm} * 16.86\text{cm} = 31.19\text{cm}^2$$

Acero requerido:

$$A_s = \left(b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.00382 * f'_c}} \right) \left(\frac{0.85 * f'_c}{f_y} \right)$$

Donde:

A_s = área de acero en cm^2 .

b = ancho unitario en cm.

d = peralte efectivo en cm.

M = momento en Kg-m.

f'_c = resistencia especificada a la compresión del hormigón en kg/cm^2 .

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo en kg/cm^2 .

$$A_s = \left(100 * 16.86 - \sqrt{(100 * 16.86)^2 - \frac{3220.01 * 100}{0.00382 * 210}} \right) \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) = 7.84 \text{cm}^2$$

Como se observará el área de acero requerida es menor que el área de acero mínima, por lo tanto se utilizará el área de acero mínima, según ACI $A_{smin} < A_s < A_{smax}$.

Distribución de varillas o espaciamiento:

La distribución de varillas no deberá ser mayor a la siguiente expresión:

$$S_{max} = 3 * t = 3 * 20 \text{cm} = 60 \text{cm} < 45 \text{cm}$$

Espaciamiento con varilla propuesta No. 4 (área de varilla 1.27 cm^2)

$$S = \frac{1.27 \text{ cm}^2 * 1 \text{ m}}{8.43 \text{ cm}^2} = 0.15 \text{ m} \rightarrow \text{No. 4@0.15}$$

Cálculo de refuerzo transversal en la cama superior:

Para el refuerzo en la cama superior se propone refuerzo por temperatura, con la siguiente ecuación:

$$A_{s_{tem}} = 0.002 * b * t$$

$$A_{s_{tem}} = 0.002 * 100cm * 20cm = 4 cm^2$$

Distribución de varillas o espaciamiento:

Espaciamiento con varilla propuesta No. 4 (área de varilla 1.27 cm²)

$$S = \frac{1.27 cm^2 * 1 m}{4.00 cm^2} = 0.30 m \rightarrow \text{No. 4@0.30}$$

Cálculo de refuerzo longitudinal:

El acero de refuerzo que va en sentido del tráfico, se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_{s_{long}} = A_s * FL$$

$$FL = \frac{220}{\sqrt{S}} < 67\%$$

Donde:

$A_{s_{long}}$ = acero longitudinal.

FL = factor longitudinal.

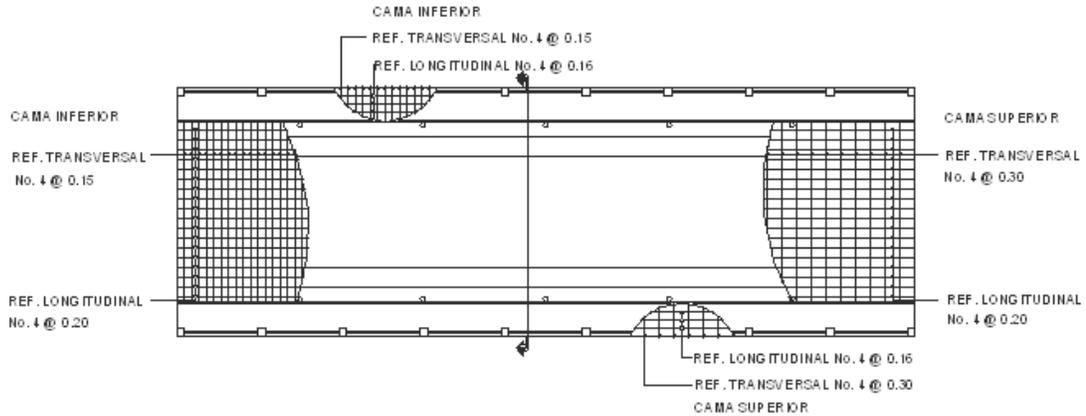
S = espaciamiento entre vigas en pies.

$$FL = \frac{220}{\sqrt{8.20}} = 76.82\% > 67\% \rightarrow \text{utilizar } 67\%$$

$$A_{s_{long}} = 8.43 cm^2 * 0.67 = 5.65 cm^2$$

$$S = \frac{1.27 cm^2 * 1 m}{5.65 cm^2} = 0.22 m \rightarrow \text{No. 4@0.20}$$

Figura 134. Armado de losa



2.2.5.2.2 Diseño de vigas

El número de vigas depende del ancho de la calzada; la solución más económica se logra cuando el número de vigas es superior en una unidad al número de vías de tránsito, en nuestro caso serán dos vigas.

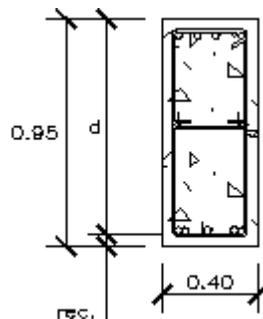
La separación de las vigas será centro a centro, con el objeto de que el voladizo de la placa no sea mayor a la mitad de la separación entre vigas. La separación entre vigas queda a criterio del diseñador, se integran tres tipos de momentos los cuales serán producidos por la carga muerta, viva y impacto o vibratoria.

Cálculo de peralte y base:

$$H=L/16=15\text{m}/16=0.94\text{ m}\rightarrow 95\text{ cm}$$

$$b=2/5*H= 2/5(0.95\text{ m}) = 0.38\text{m} \rightarrow 40\text{ cm}$$

Figura 135. Sección de viga



Cálculo de momentos:

Carga muerta:

$$W_{\text{losa}} = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 105 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{barandal}} = 90 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 2400 \text{ kg/m}^2 * 0.40 \text{ m} * 0.95 \text{ m} = 912 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{cm}} = 480 \text{ kg/m} + 105 \text{ kg/m} + 90 \text{ kg/m} + 912 \text{ kg/m} = 1587 \text{ kg/m}$$

Momento debido al peso propio de la viga simplemente soportada:

$$M_{\text{cm}} = \frac{WL^2}{8} + (P * a)$$

Donde:

W= carga muerta distribuida en kg/m.

L= distancia entre apoyos del puente en metros.

P= carga puntual que se produce por el diafragma interior y diafragma exterior.

a= distancia al centro critico de la viga en m.

Cálculo de carga puntual producida por diafragmas:

Datos tomados de diseño de diafragmas:

$$P_{\text{diafragma int}} = 511.2 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{diafragma ext}} = 295.2 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{diafragma total}} = 806.4 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{cm}} = \frac{WL^2}{8} + (P * a)$$

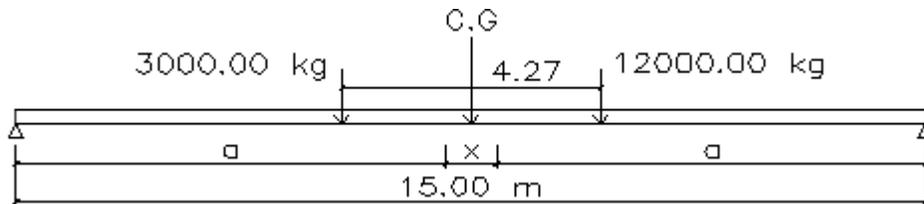
$$M_{cm} = \frac{(1587 \text{ kg/m})(15 \text{ m})^2}{8} + (806.4 * 7.5) = 50682.38 \text{ kg} - \text{m}$$

Carga viva:

Para el cálculo de momentos producidos por la carga viva se tomarán los siguientes criterios:

- El corte máximo en el sentido longitudinal ocurre cuando la carga mayor se encuentra sobre el apoyo.
- El momento máximo ocurre cuando la carga móvil se acerca al centro de gravedad y se aleja de los apoyos.

Figura 136. Diagrama de cargas vivas en la viga



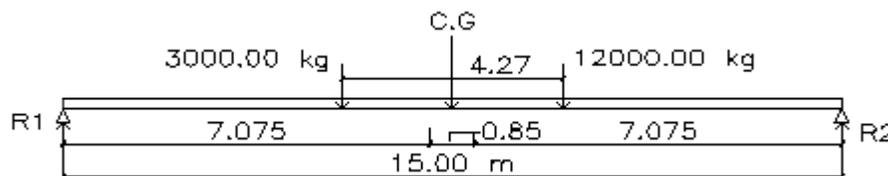
$$\Sigma F_{CG} = 0 + ^{\circ}$$

$$-3000 \text{ kg}(4.27 \text{ m} - X) + 12000 \text{ kg}X = 0$$

$$-12810 \text{ kg} + 3000 \text{ kg}X + 12000X = 0$$

$$X = 0.854 \text{ m}$$

Figura 137. Diagrama de fuerzas por cargas vivas



$$\sum M_{R1} = 0 + \curvearrowright$$

$$7.075\text{m} \cdot 15000\text{kg} - 15R_2 = 0$$

$$R_2 = 7075.00 \text{ kg.}$$

$$\sum M_{R2} = 0 + \curvearrowright$$

$$-15000\text{kg} \cdot 7.925\text{m} + 15R_1 = 0$$

$$R_1 = 7925.00 \text{ kg}$$

$$\sum M_{CG} = 0 + \curvearrowright$$

$$7075.00\text{kg} \cdot 7.925\text{m} - 12000\text{kg} \cdot 0.85\text{m} = M_{CG}$$

$$M_{CG} = 45869.38 \text{ kg-m} = M_{\text{max}}$$

Carga de impacto:

$$I = \frac{15.24}{(15 + 38)} = \frac{15.24}{(14.20 + 38)} = 0.28 < 0.30 \rightarrow \text{utilizaremos el 28\%}$$

Momento último:

$$M_u = 1.3[M_{cm} + (5/3)(M_{cv} \cdot I \cdot F_d)]$$

Donde:

Mu= momento total actuante en la viga.

Mcm= momento total actuante producida por la carga muerta.

Mcv= momento total actuante producida por la carga viva.

I= momento total producido por impacto.

Fd= factor de distribución.

Cálculo del factor de distribución:

$$F_d = S/6.5 = 9.02/6.5 = 1.389$$

$$\sum M_x = 0 + ^a$$

$$R_1 * 2.75 = 0.75 * P + 2.75 * P$$

$$R_1 = 1.27 P$$

$$M_u = 1.3 [M_{cm} + (5/3)(M_{cv} * l * F_d)]$$

$$M_u = 1.3 [50682.38 + (5/3)(45869.38 * 1.28 * 1.27)]$$

$$M_u = 163621.17 \text{ kg-m}$$

Cálculo de refuerzo:

Para el diseño final del refuerzo longitudinal tomaremos en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.2.1 indican que cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo superior como inferior debe colocarse área de acero mínima y la cuantía de refuerzo no debe de exceder a 0.025.
- En la sección 21.3.2.1 indican que deben colocarse al menos dos barras en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

Refuerzo a tensión de viga:

Datos:

$$M_u = 163621.17 \text{ kg-m}$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 95 \text{ cm}$$

Acero mínimo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d = \frac{14.1}{4200} * 40\text{cm} * 91.23\text{cm} = 12.25\text{cm}^2$$

Acero máximo:

$$A_{s_{\max}} = 0.5 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * \Phi * f'c * 6120}{f_y * (6120 + f_y)} = \frac{0.85 * 0.85 * 281 * 6120}{4200 * (6120 + 4200)} = 0.028$$

$\Phi \rightarrow$ AASTHO 8.16.1.2

$$A_{s_{\max}} = 0.5 * 0.028 * 40\text{cm} * 91.23\text{cm} = 52.30\text{cm}^2$$

Acero requerido:

$$A_s = \left(b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.00382 * f'c}} \right) \left(\frac{0.85 * f'c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left(40 * 91.23 - \sqrt{(40 * 91.23)^2 - \frac{163621.17 * 40}{0.00382 * 281}} \right) \left(\frac{0.85 * 281}{4200} \right) = 54.72\text{cm}^2$$

Se utilizara el Asmax para el cual se proponen 7 varillas No. 10.

Refuerzo a compresión de viga:

Para el refuerzo a compresión se utilizará el 33% del área de acero a tensión.

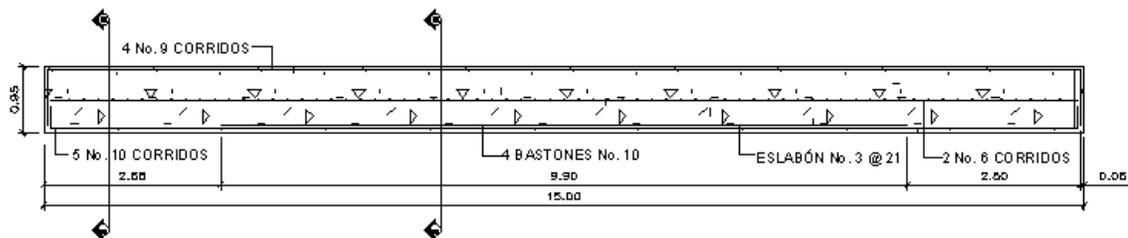
$A_s = 0.33 * 52.30\text{cm}^2 = 17.25 \rightarrow$ Se propone utilizar 4 varillas número 8.

Refuerzo adicional:

Para evitar que los estribos pudieran ceder por una carga mayor o por el peralte de la viga se propone 5.29 cm^2 por cada pie de alto en cada cara, se proponen varilla No. 6.

$$A_{s_{\text{refuerzo}}} = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * 0.95 \text{ m} = 5.02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{utilizar 2 No.6}$$

Figura 138. Refuerzo longitudinal en viga principal



Cálculo de refuerzo cortante:

Corte producido por carga muerta:

$$V_{CM} = \frac{W * L}{2} + \frac{P}{2}$$

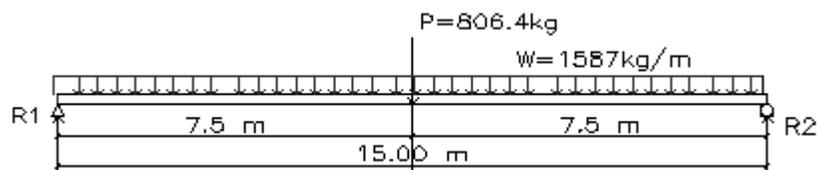
Donde:

V_{CM} = corte producido por la carga muerta.

L = distancia entre apoyos del puente en metros.

P = carga puntual que se produce por el diafragma interior y diafragma exterior.

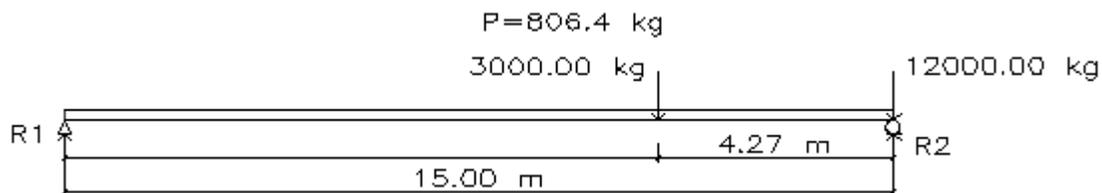
Figura 139. Diagrama de carga muerta en viga principal



$$V_{CM} = \frac{158 \text{ kg/m} * 15 \text{ m}}{2} + \frac{806.4 \text{ kg}}{2} = 12305.7 \text{ kg}$$

Corte producido por carga viva:

Figura 140. Diagrama de cargas vivas en viga principal



$$3000 \text{ kg} * 1.27 \text{ m} = 3810 \text{ kg}$$

$$12000 \text{ kg} * 1.27 \text{ m} = 15240 \text{ kg}$$

$$\sum M_{R1} = 0 + \curvearrowright$$

$$10.73 \text{ m} * 3810 \text{ kg} + 15240 \text{ kg} * 15 \text{ m} - 15 R_2 = 0$$

$$R_2 = V_{cv} = 17965.42 \text{ kg}$$

Corte producido por fuerza de impacto → 29 %

Corte último:

$$V_u = 1.3 [V_{cm} + (5/3) * (V_{cv} * I)]$$

Donde:

V_u : corte último.

V_{cm} : corte producido por la carga muerta.

V_{cv} : corte producido por la carga viva.

I : factor de impacto.

$$V_u = 1.3[12305.7 + (5/3)*(17965.42*1.29)] =$$

$$V_u = 66210.76 \text{ kg}$$

Cálculo de refuerzo a corte:

Acero transversal:

Para el diseño final del refuerzo transversal se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.4.1 requiere que la fuerza cortante de diseño, V_e se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en las partes comprendidas entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr} , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.
- En la sección 21.3.4.2 indican que se deberá suponer la resistencia a corte como $V_c = 0$ cuando la fuerza cortante inducida por el sismo calculada representa la mitad o más de la resistencia máxima a corte requerida en esas zonas.
- En la sección 21.3.3.1 requiere que deben disponerse estribos cerrados en una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento a flexión.

Esfuerzo cortante absorbido por el concreto:

$$V_{cr} = \Phi(0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d)$$

$\Phi \rightarrow$ AASTHO 8.16.1.2

$$V_{cr} = 0.85(0.53 * \sqrt{281} * 40 * 91.23) = 27557.86 \text{ kg}$$

Corte actuante:

$$V_{ac} = \left[\frac{V_{II} - (\Phi * V_{cr})}{\Phi} \right] \quad \Phi \rightarrow \text{AASHTO 8.16.1.2}$$

$$V_{ac} = \left[\frac{66210.76 - (0.85 * 27557.86)}{0.85} \right] = 50337.15 \text{ kg}$$

El corte actuante nos indica el espaciamiento de los estribos, el cual tiene que ser mayor que el esfuerzo cortante absorbido por el concreto. El espaciamiento entre estribos en la viga se calculará con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{(2 * f_y * d * A_v)}{V_{ac}}$$

Donde:

S= espaciamiento de estribos en la viga en cm

A_v = área de la sección de la varilla propuesta.

V_{ac} = corte actuante en kg → Varilla propuesta No. 3

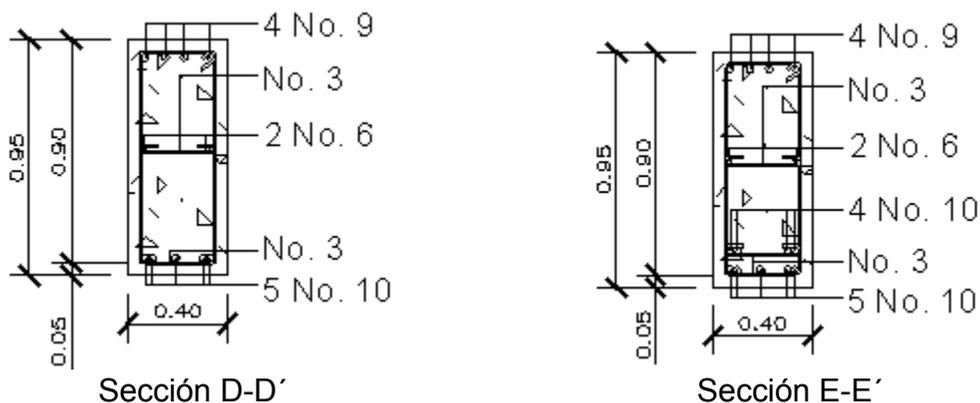
D= peralte efectivo en cm.

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$S = \frac{(2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 91.23 \text{ cm} * 0.71258 \text{ cm}^2 * 2)}{50337.15 \text{ kg}} = 21 \text{ cm}$$

Utilizar varilla No. 3 @ 0.21 m

Figura 141. Sección de viga principal reforzada



2.2.5.3 Diseño de diafragma

Para el diseño de los diafragmas se tomará en cuenta la sección 8 de las normas AASTHO:

- a) Se colocaran al centro y en los tercios de la luz cuando se tenga una superestructura no mayor de 40 metros.
- b) Serán colocados diafragmas en los extremos de las vigas T y de las vigas rectangulares, a menos que otros medios sean suministrados, para resistir cargas laterales y mantener la geometría de la sección.
- c) El ancho normal para diafragmas interiores y exteriores será de 30 cm, con un recubrimiento mínimo de 5 cm.
- d) El alto del diafragma interior deberá ser $\frac{3}{4}$ de la viga principal y no menor que 50 cm.
- e) El alto del diafragma exterior deberá ser $\frac{1}{2}$ de la altura de la viga principal.

Diseño de diafragma interior:

Predimensionamiento:

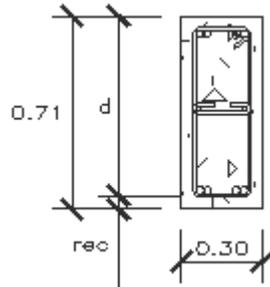
Ancho=30cm.

Altura= $\frac{3}{4}$ H= $\frac{3}{4}$ (0.95m)=0.71 m

H= peralte de viga principal.

Recubrimiento= 5 cm → AASTHO 8.19.3

Figura 142. Sección de diafragma interior



Refuerzo longitudinal:

Para el diseño final del refuerzo longitudinal se tomará lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.2.1 se indica que cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo superior como inferior debe colocarse área de acero mínima y la cuantía de refuerzo no debe de exceder a 0.025.
- En la sección 21.3.2.1 se indica que deben colocarse al menos dos barras en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

Para el longitudinal utilizaremos el acero mínimo:

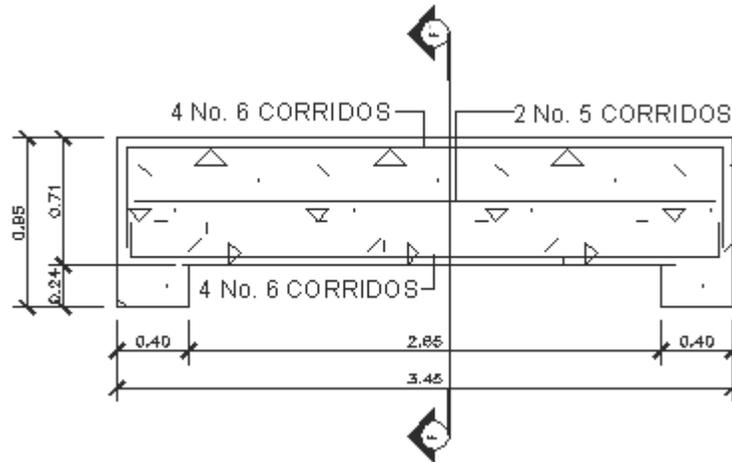
$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d = \frac{14.1}{2810} * 30\text{cm} * 66\text{cm} = 9.94\text{cm}^2$$

Se utilizaran 4 varillas No. 6 para el refuerzo en las dos camas, y se propone un refuerzo adicional de 5.29cm² por cada metro para evitar que falle el refuerzo a corte por el peralte del diafragma.

Refuerzo adicional:

$$A_{s_{\text{refuerzo}}} = 5.29\text{cm}^2/\text{m} * 0.71\text{m} = 3.76\text{cm}^2 \text{ } \rangle \text{ utilizar 2 No.5}$$

Figura 143. Refuerzo longitudinal de diafragma interior



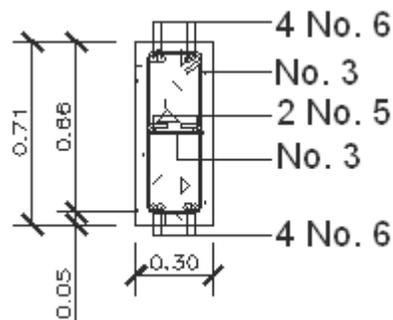
Refuerzo a corte:

Para el diseño final del refuerzo transversal se tomará lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.3.4 se indica que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

$$S = d/2 = 0.66/2 = 0.33 \rightarrow \text{Utilizar No. 3 @ } 0.33$$

Figura 144. Sección de armado de diafragma interior



Diseño de diafragma exterior:

Predimensionamiento:

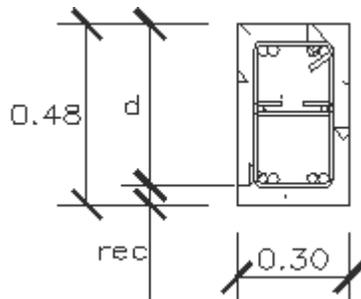
Ancho=30cm.

Altura= $\frac{1}{2} H = \frac{1}{2} (0.95\text{m}) = 0.475\text{m} \rightarrow 48 \text{ cm}$

H= peralte de viga principal.

Recubrimiento= 5 cm \rightarrow AASTHO 8.19.3

Figura 145. Sección de diafragma exterior



Refuerzo longitudinal:

Para el diseño final del refuerzo longitudinal se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.2.1 se indica que cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo superior como inferior debe colocarse área de acero mínima y la cuantía de refuerzo no debe de exceder a 0.025.
- En la sección 21.3.2.1 se indica que deben colocarse al menos dos barras en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

Para el longitudinal utilizaremos el acero mínimo:

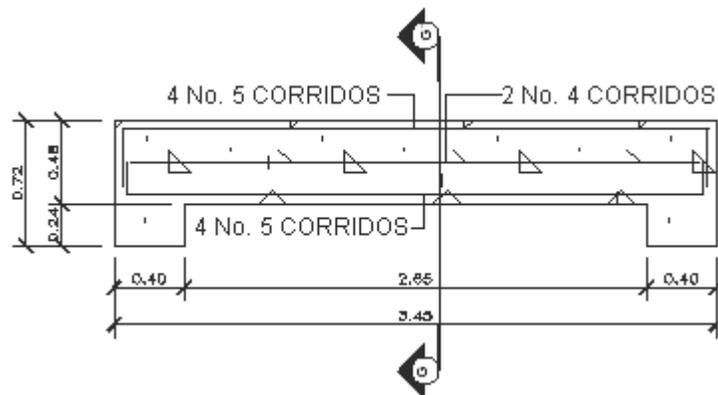
$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d = \frac{14.1}{2810} * 30\text{cm} * 43\text{cm} = 6.47\text{cm}^2$$

Se utilizaran 4 varillas No. 5 para el refuerzo en las dos camas, y se propone un refuerzo adicional de 5.29cm^2 por cada metro para evitar que falle el refuerzo a corte por el peralte del diafragma.

Refuerzo adicional:

$$A_{s_{\text{refuerzo}}} = 5.29\text{cm}^2/\text{m} * 0.48\text{m} = 2.54\text{cm}^2 \rightarrow \text{utilizar 2 No.4}$$

Figura 146. Refuerzo longitudinal de diafragma exterior



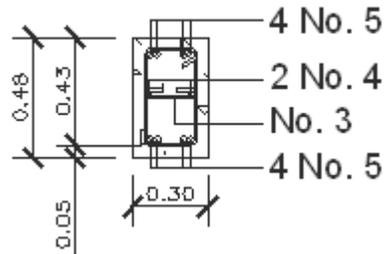
Refuerzo a corte:

Para el diseño final del refuerzo transversal se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.3.4 se indica que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

$S = d/2 = 0.43/2 = 0.215 \rightarrow$ Utilizar No. 3 @ 0.20

Figura 147. Sección de armado de diafragma exterior



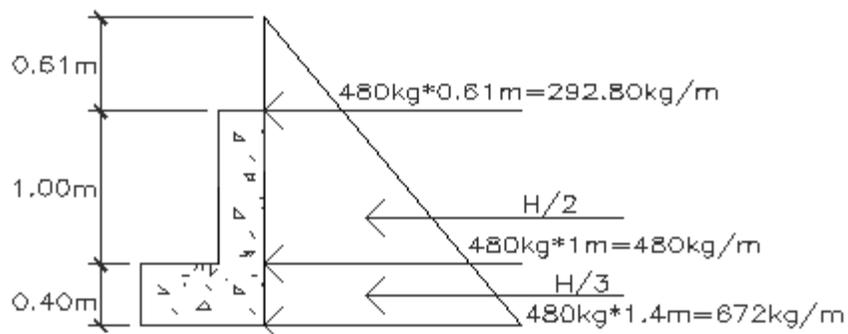
2.2.5.4 Diseño de la subestructura

2.2.5.4.1 Diseño de la cortina

Se partirá del criterio que la cortina esta empotrada sobre el asiento o base de la viga de apoyo, al analizar la figura siguiente se podrá observar que la cortina es expuesta a varias fuerzas, las cuales son:

- a) Empuje producido por tierra: en la norma AASTHO inciso 3.20 nos indican que debemos considerar una sobre carga del suelo con un equivalente líquido de 2 pies de alto, con una presión de 30 Lbs/pie³.

Figura 148. Diagrama de presiones de la cortina en viga de apoyo.



$$F = (S_1 * H) + (S_2 * H/2)$$

Donde:

Fe= fuerza de empuje.

S₁=sobre carga aplicada a H/2.

S₂= sobre carga aplicada a H/3.

$$F = (292.80 \text{ kg/m} * 1\text{m}) + (480\text{kg/m} * 1\text{m}/2) = 532.8 \text{ kg}$$

- b) Fuerza longitudinal: en la norma AASTHO inciso 1.2.13 se indica que se debera considerar el 5% de la carga viva para la fuerza longitudinal, y sobre la carpeta de rodadura a una distancia de 6 pies el centro de gravedad.

$$FL = \frac{0.05 * P}{2 * h} = \frac{0.05 * 15000\text{kg}}{2 * 1\text{m}} = 375 \text{ kg/m}$$

Donde:

P= es el peso total de la carga viva.

h= altura de la cortina.

FL= fuerza longitudinal.

Brazo de la fuerza longitudinal: 1.822m + 1m= 2.83 m.

- c) Fuerza sísmica: en la norma AASTHO sección 3.21 se indica que se deberá considerar un coeficiente del 12% por ser una zona de alto riesgo sísmico, la cual se debe aplicar al centro de la cortina, se multiplicara el peso de la cortina para determinar la fuerza por sismo.

Peso de la cortina (W):

$$W=(2400 \text{ kg/m}^3)(0.30\text{m})(1\text{m})(1\text{m})$$

$$W=720 \text{ kg}$$

$$F_{\text{sismo}}=0.12*W=0.12*720 \text{ kg}=86.4\text{kg}$$

$$\text{Brazo}=h/2=1\text{m}/2=0.5\text{m}$$

- d) Combinación de cargas: para la combinación de cargas se utilizarán las siguientes ecuaciones propuestas por las normas AASHTO sección 3.22., las dos primeras serán para encontrar el momento máximo y las otras dos serán para el corte máximo.

Ecuación No. 1:

$$\text{Momento}_1 = 1.3((S_1 * \text{brazo}) + (S_2 * \text{brazo}) + (FL * \text{brazo}))$$

$$\text{Momento}_1 = 1.3((292.80 * 1/2) + (480 * 1/3) + (375 * 2.828)) \\ = 1776.97\text{kg/m}$$

Ecuación No. 2:

$$\text{Momento}_2 = 1.3((S_1 * \text{brazo}) + (S_2 * \text{brazo}) + (F_{\text{sismo}} * \text{brazo}))$$

$$\text{Momento}_2 = 1.3((292.80 * 1/2) | (480 * 1/3) | (86.4 * 0.50)) = 454.48\text{kg/m}$$

Ecuación No. 3:

$$V=1.3(F+FL)$$

$$V=1.3(532.8\text{kg} + 375\text{kg})=1180.14\text{kg}$$

Ecuación No. 4:

$$V=1.3(F+F_s)$$

$$V=1.3(532.8\text{kg} + 86.4 \text{ kg})=804.96$$

$$M_{\text{max}}= 1776.97 \text{ kg-m}$$

$$V_{\text{max}}=1180.14 \text{ kg}$$

Cálculo de refuerzo por flexión:

Para el diseño final del refuerzo longitudinal se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.2.1 se indica que cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo superior como inferior debe colocarse área de acero mínima y la cuantía de refuerzo no debe de exceder a 0.025.
- En la sección 21.3.2.1 se indica que deben colocarse al menos dos barras en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

Datos:

$$Mu = 1776.97 \text{ kg-m}$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$b = 94 \text{ cm}$$

Acero mínimo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d = \frac{14.1}{2810} * 30 \text{ cm} * 94 \text{ cm} = 14.15 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

$$A_{s_{\max}} = 0.5 * \rho_b * b * d$$

$$A_{s_{\max}} = 0.50 * 0.028 * 30 \text{ cm} * 94 \text{ cm} = 39.48 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerida:

$$A_s = \left(b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.00382 * f'_c}} \right) \left(\frac{0.85 * f'_c}{f_y} \right)$$

Donde:

A_s = área de acero en cm^2 .

b = ancho unitario en cm.

d = peralte efectivo en cm.

M = momento en Kg-m.

f'_c = resistencia especificada a la compresión del hormigón en kg/cm^2 .

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo en kg/cm^2 .

$$A_s = \left((94\text{cm} * 30\text{cm}) - \sqrt{(94 * 30)^2 - \frac{(1776.97) * 94}{0.00382 * 210}} \right) \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) = 2.36\text{cm}^2$$

Utilizaremos el área de acero mínima por lo tanto se utilizarán 8 varillas número 5.

Refuerzo por corte:

Para el diseño final del refuerzo transversal se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.3.4 se indica que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

Para el refuerzo para corte último se utilizará la siguiente ecuación:

$$V_{cr} = \Phi(0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d)$$

$\Phi \rightarrow$ AASTHO 8.16.1.2

$$V_{cr} = 0.85(0.53 * \sqrt{210} * 30 * 94) = 18409.99 \text{ kg}$$

$$V_{cr} > V_{max}$$

Utilizando estribos No. 3 tenemos:

$d/2 = 30\text{cm}/2 = 15\text{ cm}$, por lo tanto utilizaremos estribos No. 3 @0.15 m

2.2.5.4.2 Diseño de la viga de apoyo

La geometría de la viga será rectangular se utilizará una base no menor de 40 cm, debido a que la estructura solo resistirá aplastamiento, el refuerzo longitudinal se diseñara con la siguiente ecuación:

Para el diseño final del refuerzo longitudinal se tomará lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.2.1 se indica que cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo superior como inferior debe colocarse área de acero mínima y la cuantía de refuerzo no debe de exceder a 0.025.
- En la sección 21.3.2.1 se indica que deben colocarse al menos dos barras en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

$$A_{s_{min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d = \frac{14.1}{2810} * 40\text{cm} * 80\text{cm} = 16.05\text{cm}^2$$

Utilizaremos No. 6 para el refuerzo longitudinal.

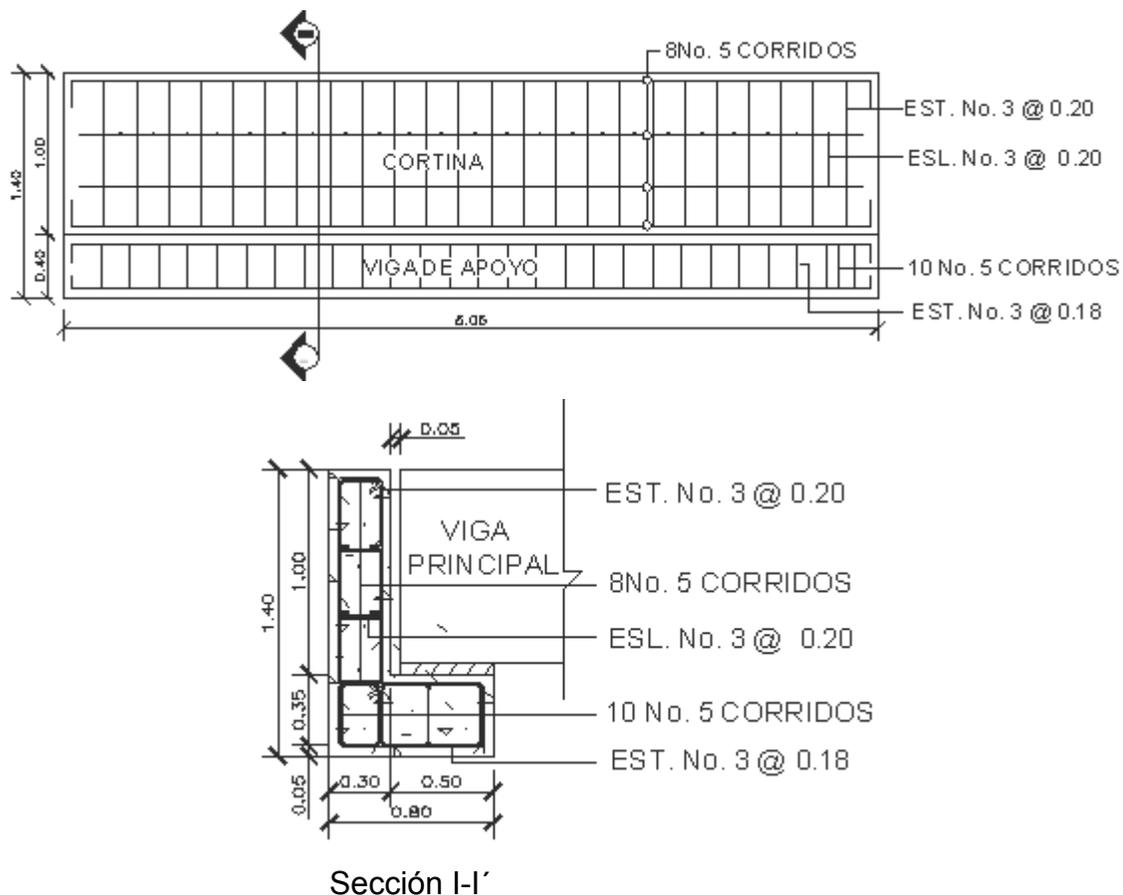
Para el diseño final del refuerzo transversal se tomara lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.3.4 se indica que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

$$S_{max} = d/2 = 37.5 \text{ cm}/2 = 18.75$$

Para el refuerzo por corte en la viga se utilizará estribos con varilla No. 3@0.18m.

Figura 149. Armado de cortina y viga de apoyo



Diseño de neopreno:

Diseño basado en el método A de la sección 14.7.6 de las normas AASTHO.

Datos de diseño:

Luz de puente= 15 m.

Ancho de viga= 40 cm.

$E_c = 2 \times 10^6$ ton/m²

CM= 12.31 Ton. CV=17.96 Ton.

Temperatura máxima= 22 °C

Coeficiente de dilatación térmica del concreto= 11×10^{-6} mmm/mmm/°C

Calculo del movimiento horizontal máximo del apoyo:

$$\Delta_S = L(\varepsilon_{temp} + \varepsilon_{frag})$$

Donde:

Δ_S = Movimiento horizontal máximo.

ε_{temp} = Deformación unitaria del concreto debido a la diferencia de temperatura.

ε_{frag} = Deformación debido a la retracción del fraguado.

Sustitución de datos:

$$\varepsilon_{temp} = (\text{Temperatura máxima})(\text{Coeficiente de dilatación térmica del concreto})$$

$$\varepsilon_{temp} = (22 \text{ } ^\circ\text{C})(11 \times 10^{-6} \text{ mmm/mmm}/^\circ\text{C}) = 0.000242$$

$$\varepsilon_{frag} = (10\%)(\text{Deformación máxima del concreto})$$

$$\varepsilon_{frag} = (0.10)(0.003) = 0.0003$$

$\Delta_S = 15(0.000242 + 0.0003) = 0.00813 \text{ m} \rightarrow$ AASTHO-tabla A.3.4.1-1 recomienda aumentar un 20% por factor de seguridad.

$$\Delta_{\text{total}} = 1.2 * 8.13 \text{ mm} = 9.76 \text{ mm}$$

Cálculo de altura de apoyo elastomérico:

$$h_e > 2\Delta_{total}$$

Donde:

h_e = espesor del elastómero del apoyo.

Δ_{total} = Movimiento horizontal máximo total.

$$h_e > 2(9.76mm) = 19.51mm$$

Se propone un apoyo elastomérico de 4.00 cm de espesor, con 3 capas de refuerzo de acero de 1 mm de espesor cada una.

Para la evaluación del esfuerzo a compresión se utilizara la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{GS}{B}$$

Donde:

$\sigma \leq 70kg/cm^2$, para apoyos reforzados con acero.

B= factor de modificación, 1.4 para capas de cubierta y 1.8 para apoyos simples.

G= modulo cortante (Dureza 60, varia entre 9.10 kg/cm² y 14 kg/cm²)

S= factor del apoyo elastomérico.

$$\sigma = \frac{GS}{B} \rightarrow S = \frac{\sigma B}{G} = \frac{70kg/cm^2 * 1}{10kg/cm^2} = 7.00$$

Cálculo de longitud:

En la AASTHO 14.7.5.1-1 se indica que para apoyos rectangulares sin orificios se utiliza la siguiente ecuación:

$$S = \frac{I.W}{2h_e(L+W)}$$

Donde:

W= dimensión total del apoyo rectangular paralela al eje transversal.

L= dimensión total del apoyo rectangular paralela al eje longitudinal.

he= espesor de la capa del elastómero.

Diseño propuesto del apoyo elastomérico:

2 Capas exteriores de 5 mm, (Las capas exteriores deben ser menores al 70% de las capas interiores)

3 capas interiores de 10 mm.

4 láminas de refuerzo de acero, 1 mm de grosor cada una.

W= 300 mm → 30cm.

Esfuerzo efectivo a compresión sobre el apoyo elastomérico.

$$S = \frac{W * L}{2 * h_e (L + W)} = \frac{(400mm) * L}{2 * 10mm (L + 400mm)} = \frac{20L}{L + 400}$$

$$7 = \frac{(20mm) * L}{L + 400mm}$$

$$7L + 2800mm = (20mm)L$$

$$L = 215.38mm \rightarrow 20cm$$

$$\sigma = \frac{R_{diseño}}{\text{área}} = \frac{30270 \text{ ton}}{40cm * 20cm} = 37.84 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2$$

Evaluación de la rotación del apoyo elástico (AASHTO 14.6.7):

$$\theta_x = \frac{2\Delta_c}{L} \quad \theta_x = \frac{2\Delta_c}{W}$$

Donde:

$\Delta_c =$ Deformación instantánea por compresión del apoyo.

$$\Delta_c = \sum s_{ci} h_{ri} \rightarrow s_{ci} \text{ grado } 60 = 0.038$$

$$\Delta_c = 3 * 0.038 * 10\text{mm} + 2 * 0.038 * 5\text{mm} = 1.52\text{mm}$$

$$\theta_x = \frac{2 * 1.52\text{mm}}{200\text{mm}} = 0.015$$

Rotación del apoyo debida a la carga de diseño:

$$\theta = \frac{qL^3}{24EI}$$

Donde:

I= momento centroidal de inercia de la sección de viga.

E= modulo de elasticidad del concreto.

q= carga de diseño repartida. (Carga muerta + carga viva)/(L/2)

$$\theta = \frac{(1.64 \text{ ton} + 2.39 \text{ ton})(15\text{m})^3}{24(2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2)(0.02534\text{m}^4)} = 0.011\text{rad} < 0.015\text{rad}$$

Chequeo de estabilidad y refuerzo:

Para la estabilidad el espesor total del apoyo no debe exceder el menor de:

$$\frac{L}{3} = \frac{25\text{cm}}{3} = 8.33 > 4.00\text{cm} \rightarrow \text{Ok. cumple}$$

$$\frac{W}{3} = \frac{40\text{cm}}{3} = 13.33 > 4.00\text{cm} \rightarrow \text{Ok. cumple}$$

Para el refuerzo debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$300 * h_{ri} < f's * h_{ri}$$

Donde:

h_{ri} = espesor de la capa i del elastómero

f's = esfuerzo admisible del acero → 1700 kg/cm²

$$300kg/cm^2 * 0.75cm < 1700kg/cm^2 * 0.75cm$$

$$225kg/cm < 1275kg/cm$$

2.2.5.4.3 Diseño de estribo

Los estribos son los apoyos extremos del puente, que además de soportar las cargas de la superestructura, servirá para la contención del material de los terraplenes de acceso y por consiguiente estarán sometidos al empuje del suelo. Los estribos por gravedad se emplean cuando la subestructura a utilizar sea de poca altura y no pase de 6 metros.

Para determinar la estabilidad del estribo, se deberán chequear los siguientes aspectos:

- a) Volteo.
- b) Deslizamiento.
- c) Presiones.

Para calcular los siguientes requisitos se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0.5 * WE}{WV} > 1.5$$

$$\text{Presiones} = \frac{WE(1 \pm (6 * e/b))}{A} < Vs$$

Donde:

ME= momento estabilizante.

MV= momento de volteo.

WE= peso propio estabilizante.

WV= peso de volteo.

e=excentricidad.

b= base.

A= área.

Datos para el diseño de estribos:

$$W_{\text{concreto armado}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{concreto ciclopeo}} = 2700 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{suelo}} = 1700 \text{ kg/m}^3$$

Equivalente líquido =480 kg/m³

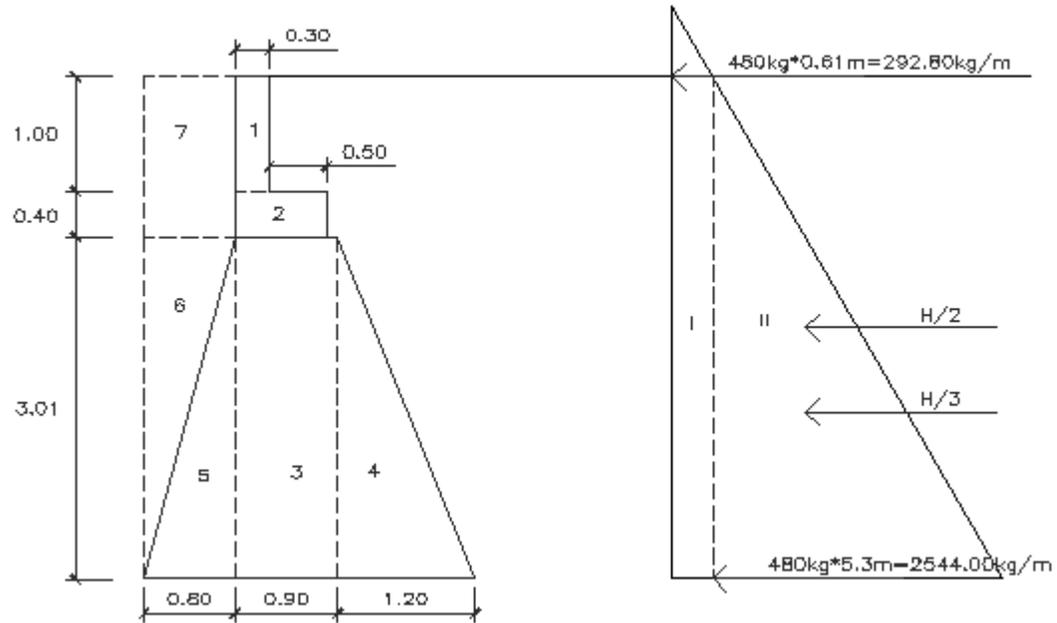
Vs=14 ton/m²

El momento de volteo será calculado por el diagrama de presione

Tabla XXXII. Presiones en el estribo

MOMENTO DE VOLTEO					
Sección	Altura (m)	Presión (kg/m ³)	WV=(altura*presión)	BRAZO (m)	MV=(WV*brazo) (kg-m)
I	5.3	292.8	1551.84	2.65	4112.37
II	2.65	2544	6741.6	1.77	11910.16
		Total WV	8293.44	Total MV	16022.53

Figura 150. Diagrama de presiones en estribo



El momento estabilizante es debido al peso propio del muro y al relleno, el momento obtenido será por metro de ancho.

Tabla XXXIII. Momento estabilizante en estribo

MOMENTO ESTABILIZANTE							
Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Volometrico (kg/m ³)	WE (kg)	Brazo (m)	ME (kg-m)
	B	H					
1	0.3	1	0.3	2400	720	2.05	1476
2	0.8	0.4	0.32	2400	768	1.8	1382.4
3	0.9	3.9	3.51	2700	9477	1.75	16584.75
4	1.3	3.1	2.015	2700	5440.5	0.87	4715.1
5	1.3	3.1	2.015	2700	5441	2.63	14326.65
6	1.3	3.1	2.015	1700	3425.5	3.07	10504.87
7	1.3	1.4	1.82	1700	3094	2.85	8817.9
				Total WE	28365.5	Total ME	57807.67

Chequeo de muro sin considerar superestructura:

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} = \frac{57807.67 \text{ kg} \cdot \text{m}}{16022.54 \text{ kg} \cdot \text{m}} = 3.60 > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0.5 * WE}{WV} = \frac{0.5 * 28365.5 \text{ kg}}{8293.44 \text{ kg}} = 1.71 > 1.5$$

$$\text{Presiones} = \frac{WE(1 \pm (6 * e/b))}{A} < V_s \quad e = (h/2) - a = (3.5 \text{ m}/2) - 1.47 \text{ m} = 0.28 \text{ m}$$

$$a = \frac{ME - MV}{WE} = \frac{57807.67 \text{ kg} \cdot \text{m} - 16022.54 \text{ kg} \cdot \text{m}}{28365.5 \text{ kg}} = 1.47 \text{ m}$$

$$P_{\text{max}} = \frac{28365.5 \text{ kg}(1 + (6 * 0.28 \text{ m}/3.5 \text{ m}))}{(3.5 \text{ m} * 1 \text{ m})} = 11994.55 \text{ kg/m}^2 = 11.99 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{\text{min}} = \frac{28365.5 \text{ kg}(1 - (6 * 0.28 \text{ m}/3.5 \text{ m}))}{(3.5 \text{ m} * 1 \text{ m})} = 4214.3 \text{ kg/m}^2 = 4.2 \text{ ton/m}^2 < 0 \text{ ton/m}^2$$

Chequeo de muro con superestructura:

$$W_{\text{losa}} = (2400 \text{ kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 5.05 \text{ m} * 7.5 \text{ m}) / (2 * 5.05 \text{ m}) = 1800 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = (2400 \text{ kg/m}^3 * 0.40 \text{ m} * 0.95 \text{ m} * 7.5 \text{ m}) / (2 * 5.05 \text{ m}) = 677.23 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diafragma interior}} = (2400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.71 \text{ m} * 5.05 \text{ m}) / 2 = 1290.78 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diafragma exterior}} = (2400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.48 \text{ m} * 5.05 \text{ m}) / 2 = 872.64 \text{ kg}$$

$$W_{\text{CM}} = 4640.65 \text{ kg}$$

$$W_{\text{CV}} = \frac{12000}{5.05} = 2376.23 \text{ kg}$$

$$W_T = 4640.65 \text{ kg} + 2376.23 \text{ kg} = 7016.88 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = 3.5 \text{ m} / 2 = 1.75 \text{ m}$$

$$ME_2 = W_T * brazo = 7016.88\text{kg} * 1.75\text{m} = 12279.54\text{kg} - \text{m}$$

$$ME_T = ME + ME_2 = 57807.67\text{kg} + 12279.54\text{kg} = 70087.21\text{kg} - \text{m}$$

$$\text{Volteo} = \frac{ME_T}{MV} = \frac{70087.21\text{kg} - \text{m}}{16022.54\text{kg} - \text{m}} = 4.37 > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0.5 * (WE + W_T)}{WV} = \frac{0.5 * (7016.88\text{kg} + 28365.5\text{kg})}{8293.44\text{kg}} = 2.13 > 1.5$$

$$e = (b/2) - a = (3.5\text{m}/2) - 1.53\text{m} = 0.22\text{m}$$

$$a = \frac{ME - MV}{W_T + WE} = \frac{70087.21\text{kg} - \text{m} - 16022.54\text{kg} - \text{m}}{7016.88\text{kg} + 28365.5\text{kg}} = 1.53\text{m}$$

$$P_{\text{max}} = (10109.25\text{kg}/\text{m}^2)(1.38) = 13721.88\text{kg}/\text{m}^2 = 13.7\text{ton}/\text{m}^2 < 14\text{ ton}/\text{m}^2$$

$$P_{\text{min}} = (10109.25\text{kg}/\text{m}^2)(0.62) = 6296.62\text{kg}/\text{m}^2 = 6.30\text{ton}/\text{m}^2 < 14\text{ ton}/\text{m}^2$$

2.2.6 Diseño del barandal

Para el barandal se utilizará tubo estándar según AISC89 de HG de 2 pulgadas de diámetro, con las siguientes características:

Separación entre postes=1.5m

Diámetro exterior=2.375 pulgadas

Diámetro interior=2.067 pulgadas

Inercia del tubo= 0.665 pulgadas a la cuarta potencia

C=diámetro exterior/2=1.18 pulgadas

Ms= modulo de sección=I/C=0.56 plg²

Figura 151. Diagrama de poste más barandal

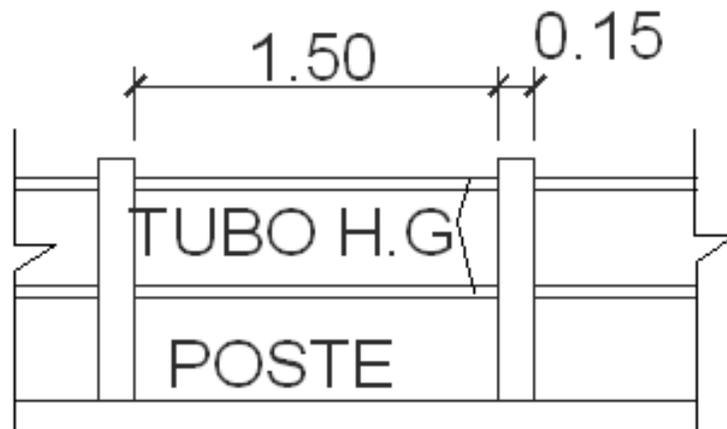
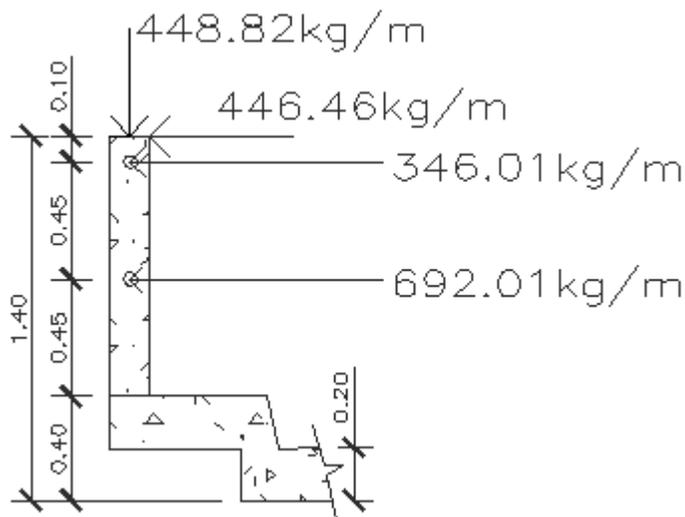


Figura 152. Diagrama de cargas de diseño de poste



Momento resistente del tubo:

$$M = M_s * F$$

$$F = 20000 \text{ lb/plg}^2$$

$$M = 0.56 \text{ plg}^3 * 20000 \text{ lb/plg}^2 = 11200 \text{ lbs} - \text{plg} = 129.30 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{ac} = \frac{W * L^2}{10} = \frac{(446.45 \text{ kg/m})(1.5 \text{ m})^2}{10} = 100.45 \text{ kg} - \text{m}$$

Se utilizara tubo de 2 pulgadas en el barandal ya que el momento resistente del tubo es mayor al momento actuante.

Para el barandal se utilizarán postes de concreto armado con las siguientes dimensiones:

$$b = 0.15\text{m}$$

$$h = 0.15\text{ m}$$

$$L = 1.00\text{ m}$$

$$\sum M_x = 446.46\text{ kg}\cdot\text{1m} + 346.01\text{ kg}\cdot\text{0.90m} + 692.01\text{kg}\cdot\text{0.45m} - 0.075\text{m}\cdot\text{148.82 kg}$$

$$M_x = 1058.11\text{ kg}\cdot\text{m}$$

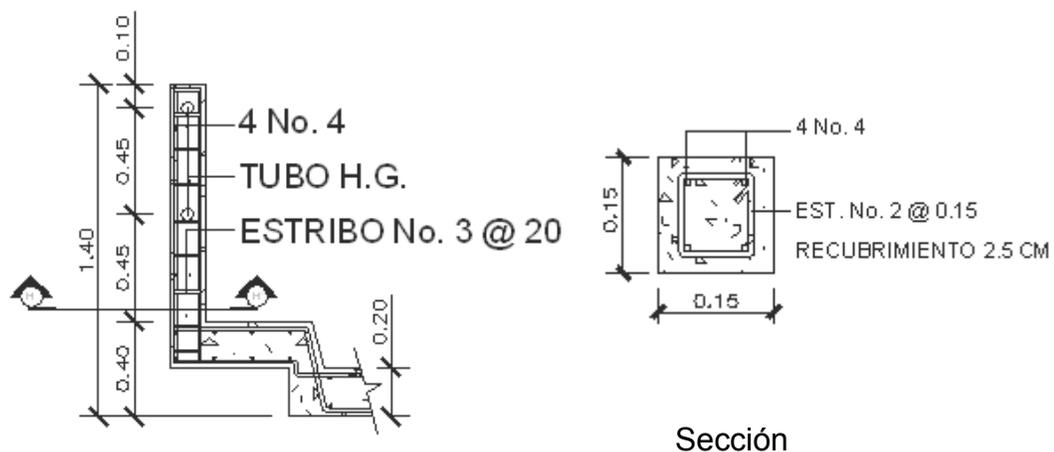
Área de refuerzo:

$$A_s = \left(b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M \cdot b}{0.00382 \cdot f'_c}} \right) \left(\frac{0.85 \cdot f'_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left((15 \cdot 12) - \sqrt{(15 \cdot 12)^2 - \frac{1058.11 \cdot 15}{0.00382 \cdot 210}} \right) \left(\frac{0.85 \cdot 210}{2810} \right) = 4.29\text{cm}^2$$

Utilizaremos 4 varillas número 4 y estribos No 2 a cada 15 cm.

Figura 153. Armado de poste más pasamanos



2.2.7 Presupuesto

Tabla XXIV. Cuadro de cantidades de trabajo

CUADRO DE CANTIDADES DE TRABAJO					
No.	RENLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO RENGLÓN
1	Trabajos preliminares				
1.1	Limpieza y chapeo	m ²	90	Q 60.75	Q 5,467.50
1.2	Trazo y estaqueado	m.l.	60	Q 579.67	Q 34,780.20
2	Cimentación				
2.1	Excavación y relleno de estribos	m ³	30	Q 598.17	Q 17,945.10
3	Elementos de mampostería				
3.1	Estribos	m ³	103.74	Q 3,586.51	Q372,064.55
4	Elementos estructurales				
4.1	Barandal	m.l.	20	Q 849.41	Q 16,988.20
4.2	Viga principal	m.l.	30	Q 3,021.48	Q 90,644.40
4.3	Diafragma interior	m.l.	2.7	Q 2,009.54	Q 5,425.77
4.4	Diafragma exterior	m.l.	5.4	Q 1,910.77	Q 10,318.18
4.5	Cortina + viga de apoyo	m.l.	7.3	Q 3,164.33	Q 23,099.60
4.6	Losa	m ²	75.75	Q 2,521.74	Q191,022.12
4.7	Neopreno (hule/metal)	global	1	Q8164.8	Q8,164.8
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q775920.42

Tabla XXV. Resumen de materiales de construcción

RESUMEN DE MATERIALES					
No.	RENLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	Herramientas para trazado y estaqueado	global	60	Q 12.30	Q 738.00
2	Piochas con cabo	unidad	0.6	Q 0.90	Q 0.54
3	Palas cabo largo	unidad	0.3	Q 75.00	Q 22.50
4	Azadones	unidad	0.6	Q 40.00	Q 24.00
5	Carretillas de mano	unidad	0.3	Q 215.00	Q 64.50
6	Cemento	sacos	1339	Q 60.00	Q 80,310.84
7	Arena de río	m ³	53	Q 260.00	Q 13,763.26

Continuación de tabla XXV

No.	REGLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
8	Piedrín	m ³	78.272306	Q 260.00	Q 20,350.80
9	Hierro No. 10	varilla	42	Q 352.30	Q 14,796.60
10	Hierro No. 9	varilla	22	Q 253.60	Q 5,579.20
11	Hierro No. 6	varilla	15.82	Q 91.46	Q 1,446.90
12	Hierro No. 5	varilla	42.84	Q 61.40	Q 2,630.38
13	Hierro No. 4	varilla	262	Q 51.00	Q 13,336.50
14	Hierro No. 3	varilla	142	Q 29.00	Q 4,128.44
15	Hierro No. 2	varilla	14	Q 12.00	Q 168.00
16	Alambre de amarre	libra	93.3	Q 8.00	Q 746.40
17	Clavos 2"	libra	25	Q 7.30	Q 182.50
18	Tabla 1"x12"x10'	pie tablar	820	Q 4.78	Q 3,919.60
19	Paral de 3"x3"x12'	pie tablar	75	Q 4.78	Q 358.50
20	Tubo PVC 3"	M.L	19.99	Q 98.05	Q 1,960.90
21	Tubo HG 2"	ml	5	Q 449.45	Q 2,247.25
22	Neopreno	unidad	4	12881.21	51,524.87
23	piedra	m ³	71.487234	Q 250.00	Q 17,871.81
Total de materiales con IVA					Q 236375.44
TOTAL DE MATERIAL SIN IVA					Q 211049.49

Tabla XXVI. Resumen de mano de obra

RESUMEN DE MANO DE OBRA					
No.	REGLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	Mano de obra Limpieza y Chapeo	m ²	90	Q 20.50	Q 1,845.00
2	Mano de obra Trazado y Estaqueado	m.l	60	Q 190.00	Q 11,400.00
3	Excavación	unidad	30	Q 125.50	Q 3,765.00
4	Relleno	unidad	30	Q 74.25	Q 2,227.50
5	Fundición de estribos	m ³	103.74	Q 750.60	Q 77,867.24
6	Armado de barandal	unidad	20	Q 55.50	Q 1,110.00
7	Formaleta de barandal	unidad	20	Q 25.50	Q 510.00
8	Fundición de barandal	unidad	20	Q 40.25	Q 805.00
9	Desencofrado de barandal	unidad	20	Q 22.30	Q 446.00
10	Armado de viga principal	unidad	2	Q 2,328.00	Q 4,656.00

Continuación de tabla XXV

No.	RENLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
11	Formaleta de viga pri.	unidad	2	Q 1,207.50	Q 2,415.00
12	Fundición de viga principal	unidad	2	Q 2,928.00	Q 5,856.00
13	Desencofrado de viga	unidad	2	Q 903.00	Q 1,806.00
14	Armado de diafragama interno	unidad	1	Q 419.04	Q 419.04
15	Formaleta de diafragama interno	unidad	1	Q 217.35	Q 217.35
16	Fundición de diafragma interno	unidad	1	Q 527.04	Q 527.04
17	Desencofrado de diafragma interno	unidad	1	Q 174.40	Q 174.40
18	Armado de diafragma externo	unidad	2	Q 419.04	Q 838.08
19	Formaleta de diafragma	unidad	2	Q 217.35	Q 434.70
20	Fundición de diafragma	unidad	2	Q 527.04	Q 1,054.08
21	Desencofrado de diafragma externo	unidad	2	Q 162.54	Q 325.08
22	Armado de cortina + viga de apoyo	unidad	2	Q 697.59	Q 1,395.18
23	Formaleta de cortina + viga de apoyo	unidad	2	Q 293.83	Q 587.65
24	Fundición de cortina + viga de apoyo	unidad	2	Q 602.25	Q 1,204.50
25	Desencofrado de cortina + viga de apoyo	unidad	2	Q 274.85	Q 549.69
26	Armado de losa	unidad	1	Q 26,512.50	Q 26,512.50
27	Formaleta de losa	unidad	1	Q 5,393.40	Q 5,393.40
28	Fundición de losa	unidad	1	Q 16,339.28	Q 16,339.28
29	Desencofrado de losa	unidad	1	Q 4,181.40	Q 4,181.40
SUB-TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 174,862.11
Ayudante %					Q 54,207.25
Prestaciones %					Q 113,660.37
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q 342,729.73
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + mano de obra):					Q 553,779.22
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD): %					Q 139,006.86
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos):					Q 692,786.08
IVA				12%	Q 83,134.33
TOTAL					Q 775,920.40

2.3 Evaluación de impacto ambiental

2.3.1 Estudio de impacto ambiente del edificio para hospedaje municipal

2.3.1.1 Diagnóstico de riesgo de impacto ambiental

Para el proyecto de infraestructura en el sector de la construcción del edificio para hospedaje municipal se tiene impacto ambiental para las colindancias y áreas próximas al proyecto. El impacto ambiental se presentará durante la construcción del inmueble, mediante la contaminación del aire y auditiva.

2.3.1.2 Descripción del ambiente físico

El ambiente está conformado por las colindancias y habitantes aledaño que pudieran ser afectados por la ejecución del proyecto, para lo cual se colocará un perímetro de seguridad y para resguardar del ambiente físico se mantendrá limpio el área de construcción y su entorno.

2.3.1.3 Análisis de vulnerabilidad del entorno

Los agentes contaminantes que pueden ocurrir durante la ejecución del proyecto pueden ser:

- Emisión de polvo y partículas de los materiales de construcción.
- Emisión de ruidos producidos por maquinaria.

2.3.1.4 Consideraciones a tomar

Para minimizar los daños causados en el lugar de construcción se tomarán las siguientes consideraciones:

- Restauración del espacio público afectado se sembrarán especies de rápido crecimiento en el lugar al finalizar la obra.
- Se retirarán todos los materiales y herramientas no utilizadas.
- Se removerá el ripio que se encuentre en el lugar de construcción.
- Se trabajará en horas de la mañana y tarde para no molestar a los colindantes con ruidos durante la construcción del inmueble.

2.3.2 Estudio de impacto ambiente del puente vehicular en la Finca Chaquipur

2.3.2.1 Diagnóstico de riesgo de impacto ambiental

Para el proyecto de infraestructura en el sector de la construcción del puente vehicular se tiene impacto ambiental para los alrededores y áreas próximas al proyecto. El impacto ambiental se presentará durante la ejecución y operación del inmueble, el medio ambiente podría ser afectado a través de la contaminación del agua, aire y erosión del suelo.

2.3.2.2 Descripción del ambiente físico

El ambiente está conformado por la fauna, flora, río y población cercana, las cuales pudieran ser afectadas durante la ejecución del proyecto.

2.3.2.3 Análisis de vulnerabilidad del entorno

Los agentes contaminantes que pueden ocurrir durante la ejecución del proyecto pueden ser:

- Emisión de polvo y partículas de los materiales de construcción.
- Emisión de ruidos producidos por maquinaria.
- Erosión del suelo.
- Contaminación del agua del río.
- Cambios mínimos en el medio ambiente.

2.3.2.4 Consideraciones a tomar

Para minimizar los daños causados en el lugar de construcción se tomarán las siguientes consideraciones:

- Restauración del entorno del proyecto, se sembrarán especies de rápido crecimiento en el lugar al finalizar la obra.
- Se retirarán todos los materiales y herramientas no utilizadas.
- Se trabajará en horas de la mañana y tarde para no molestar a los colindantes con ruidos durante la construcción del inmueble.
- Se removerá el mínimo de vegetación para la construcción de estribos del puente.
- Se evitará el derrapé de materiales y sedimentos al río para evitar su contaminación.

CONCLUSIONES

1. El municipio de Chisec y sus habitantes serán beneficiados con la construcción del edificio para hospedaje municipal, ya que Chisec es considerado como la entrada al mundo maya, en el cual se encuentran varios sitios turísticos y lugares con muchas riquezas naturales como las grutas de B'omb'il Pek, cuevas de Candelaria, laguna de Sepalau entre otros. El edificio para hospedaje municipal estará conformado por tres niveles, el primer nivel contará con un salón de conferencias para una capacidad de cien personas, 1 restaurante con capacidad de atender a 60 personas, 2 habitaciones dobles, 4 habitaciones matrimoniales y 4 habitaciones individuales; para el segundo y tercer nivel en cada uno se tienen 4 dobles, 8 habitaciones matrimoniales y 8 dobles. El costo total para la ejecución del proyecto es Q 5,996,361.21 (cinco millones novecientos noventa y seis mil trescientos sesenta y uno quetzales con veintiún centavos), teniendo un área de construcción de 950 m² y un costo de Q 6,311.95/m² (seis mil trescientos once quetzales con noventa y cinco quetzales exactos por metro cuadrado).
2. Las 58 familias de la finca Chaquipur serán beneficiadas con la construcción del puente vehicular, ya que en época de lluvia no pueden transitar por el lugar ni transportar sus productos para comercializar.
3. El sistema de placas y vigas que se utilizó es idóneo para el diseño de puentes de luces de 5 a 20 metros, ya que son más rígidos y tienen menos vibraciones. El puente diseñado para la finca Chaquipur tiene una luz total de 15 metros y un ancho total de 5.05 metros. El costo total del

proyecto será de Q 775,920.40 (setecientos sesenta y cinco mil novecientos veinte quetzales con cuarenta centavos exactos) y un costo de Q 51,728.02/ml. (cincuenta y un mil setecientos veinte y ocho quetzales con dos centavos exactos por metro lineal).

RECOMENDACIONES

1. Contratar a un profesional de la Ingeniería Civil, para que supervise de una forma técnica y segura la obra, a demás de verificar la calidad de los materiales y atienda las especificaciones técnicas de cada proyecto.
2. Actualizar el presupuesto de cada uno de los proyectos antes de su ejecución, ya que con el transcurso del tiempo el precio de los materiales y de mano de obra pueden variar, modificando el precio de cada proyecto y ocasionando pérdidas monetarias.
3. Crear un fondo monetario para el mantenimiento del edificio y sus alrededores, para que se mantenga en buen estado obteniendo las proporciones y la comodidad necesaria.
4. Evitar modificar la dirección normal del flujo de agua durante la ejecución y operación del puente vehicular, ya que puede provocar la socavación de la ribera, afectada por el arrastre de sedimentos.
5. Mantener limpia el área de trabajo de cada proyecto, así como, remover los materiales no utilizados y el ripio al finalizar la obra.
6. Restaurar las posibles áreas afectadas por la construcción de cada proyecto por medio de vegetación y plantas de crecimiento rápido.
7. Buscar fuentes de apoyo económico externo a la municipalidad por medio de gestiones para facilitar la ejecución de ambos proyectos y así darles viabilidad a cada proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

1. **American Association of State Highway and Transportation Officials.** Especificaciones AASHTO para el Diseño de puentes por el método LRFD, Washington Estados Unidos, 2001.
2. American Concrete Institute. **Código de Construcción para el Hormigón Estructural** (ACI 318-05). 2005
3. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** 5ª edición. México: Limusa. 1999. Pp 640.
4. Equipo técnico de oficina Intermunicipal de planificación. **Plan de Desarrollo municipal.** Mayo de 2008. 133 pp.
5. Estrada Hurtarte, Gustavo Adolfo. **Manual de cuantificación de materiales y edificaciones.** Pp. 201.
6. Herrera M. Jeronimo. **Puentes.** 2ª edición. Colombia; 1996. Pp 147.
7. H. Nilson, Arthur. Diseño de estructuras de concreto. 12ª edición Colombia: Mc Graw Hill. 2003. Pp 722.
8. Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC), y Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado (para edificaciones de tamaño y altura limitados basados en ACI 318-02), Colombia. Pp 256.

APÉNDICE

Resultado de ensayo de compresión triaxial, para diseño de edificio



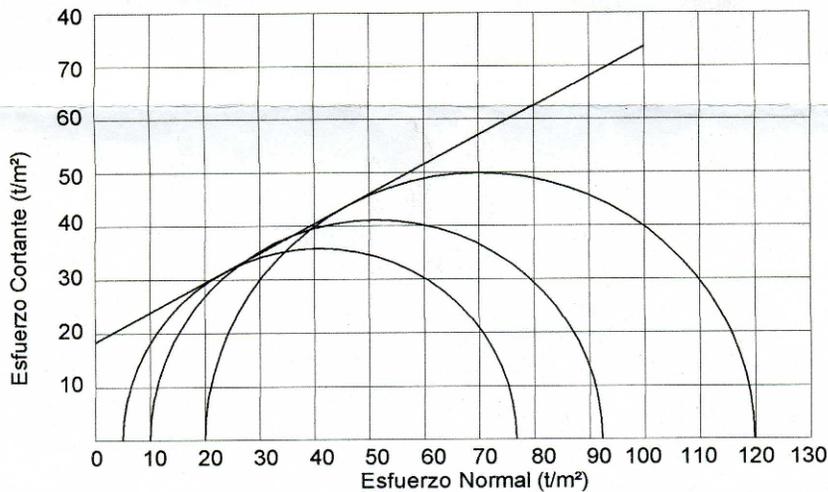
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 12627

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 067 S.S. O.T.: 26,563
 INTERESADO: Pablo Adolfo Noriega Estrada
 PROYECTO: EPS-Diseño del edificio para Hospedaje Municipal.
 UBICACIÓN: Colonia San Francisco, Municipalidad de Chisec, Alta Verapaz.
 Fecha: 17 de febrero de 2010.
 pozo: 1 Profundidad: 3.20 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 28.92^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 18.4 \text{ t/m}^2$
---	--------------------------------------

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Limo arcillo arenoso color café oscuro.
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESIÓN LATERAL (t/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(t/m ²)	71.68	82.27	99.78
PRESIÓN INTERSTICIAL u(t/m ²)	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA Er (%)	2.5	4.5	9.5
DENSIDAD SECA (t/m ³)	1.33	1.33	1.33
DENSIDAD HUMEDA (t/m ³)	1.82	1.82	1.82
HUMEDAD (%H)	36.1	36.1	36.1

Vo. Bo.

Inga. Telma Matricula Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Resultado de ensayo de compresión triaxial, para diseño de puente vehicular



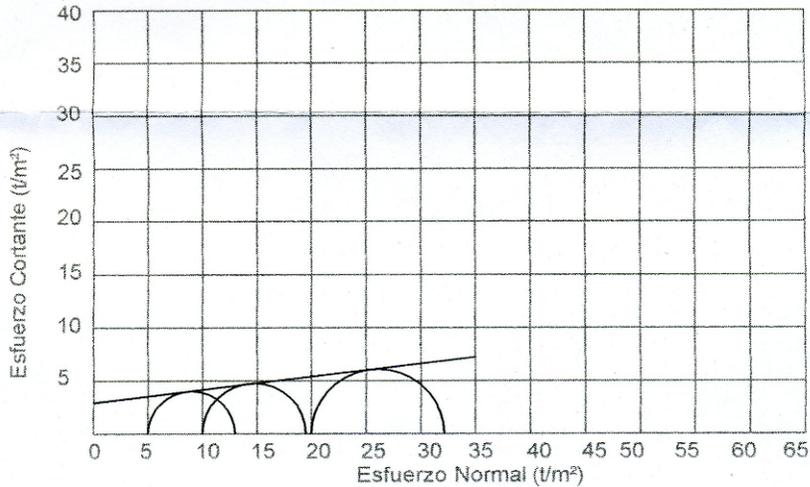
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 12788

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 114 S.S. O.T.: 26,595
 INTERESADO: Pablo Adolfo Noriega Estrada
 PROYECTO: EPS - Puente vehicular para la finca Chaquipur
 UBICACIÓN: Municipio de Chisec, Alta Verapaz
 Fecha: 16 de marzo de 2010.
 pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 6.95^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 2.95 \text{ t/m}^2$
--	--------------------------------------

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arcilla Color Café
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (t/m^2)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q(t/m^2)$	8.09	9.50	12.73
PRESION INTERSTICIAL $u(t/m^2)$	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	6.0	8.5	10.0
DENSIDAD SECA (t/m^3)	1.06	1.06	1.06
DENSIDAD HUMEDA (t/m^3)	1.64	1.64	1.64
HUMEDAD (%H)	54.3	54.3	54.3



Atentamente,
 Vo. Bo.
 Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

Dimensiones de varillas de acero ASTM A-615, COGUANOR NGO 36011

No	Φ plg.	Φ plg decimal	Φ cm.	Φ mm.	Área plg ²	Área cm ²	Área mm ²	Peso lb-pie	Varillas qq
2	1/4	0.250	0.6350	6.350	0.04909	0.31670	31.67010		30.00
3	3/8	0.375	0.9525	9.525	0.11045	0.71258	71.25772	0.376	13.33
4	1/2	0.500	1.2700	12.700	0.19636	1.26380	126.68039	0.668	7.50
5	5/8	0.625	1.5875	15.875	0.30680	1.97938	197.93811	1.043	4.80
6	3/4	0.750	1.9050	19.050	0.44180	2.85031	285.03088	1.502	3.30
7	7/8	0.875	2.2225	22.225	0.60134	3.87959	387.95870	2.044	2.45
8	1	1.000	2.5400	25.400	0.78542	5.06722	506.72157	2.670	1.87
9	1 1/8	1.125	2.8575	28.575	0.99405	6.41319	641.31948		1.48
10	1 1/4	1.250	3.1750	38.750	1.22722	7.91752	791.75245		1.20

Coefficientes para momentos negativos en losas

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1 	Caso 2 	Caso 3 	Caso 4 	Caso 5 	Caso 6 	Caso 7 	Caso 8 	Caso 9 
1.00 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$	c.	0,045		0,050	0,075	0,071		0,033	0,061
0,95 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,045	0,076	0,050			0,071	0,061	0,033
0,90 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,041	0,072	0,045	0,079	0,075		0,038	0,065
0,85 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,055		0,060	0,080	0,079		0,043	0,068
0,80 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,037	0,070	0,040			0,062	0,052	0,025
0,75 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,060		0,066	0,082	0,083		0,049	0,072
0,70 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,031	0,065	0,034	0,088	0,086		0,057	0,021
0,65 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,065		0,071	0,083	0,086		0,055	0,075
0,60 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,027	0,061	0,029			0,051	0,041	0,017
0,55 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,069		0,076	0,085	0,088		0,061	0,078
0,50 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,022	0,056	0,024			0,044	0,036	0,014
0,45 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,074		0,081	0,086	0,091		0,068	0,081
0,40 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,017	0,050	0,019			0,038	0,029	0,011
0,35 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,077		0,085	0,087	0,093		0,074	0,083
0,30 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,014	0,043	0,015			0,031	0,024	0,008
0,25 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,081		0,089	0,088	0,095		0,080	0,085
0,20 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,010	0,035	0,011			0,024	0,015	0,006
0,15 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,084		0,092	0,089	0,096		0,085	0,086
0,10 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,007	0,028	0,008			0,019	0,014	0,005
0,05 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,086		0,094	0,090	0,097		0,089	0,088
0,00 $C_{A \text{ neg}}$ $C_{B \text{ neg}}$		0,006	0,022	0,006			0,014	0,010	0,003

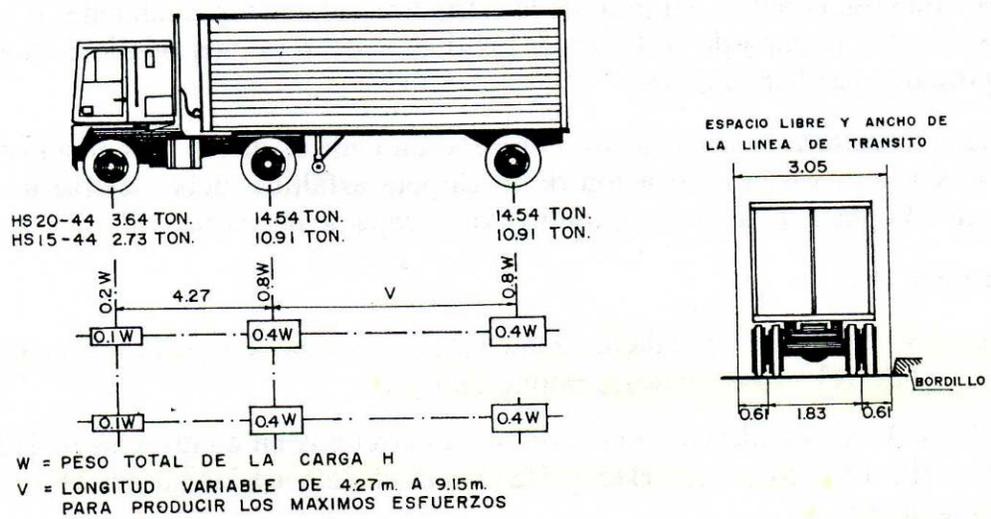
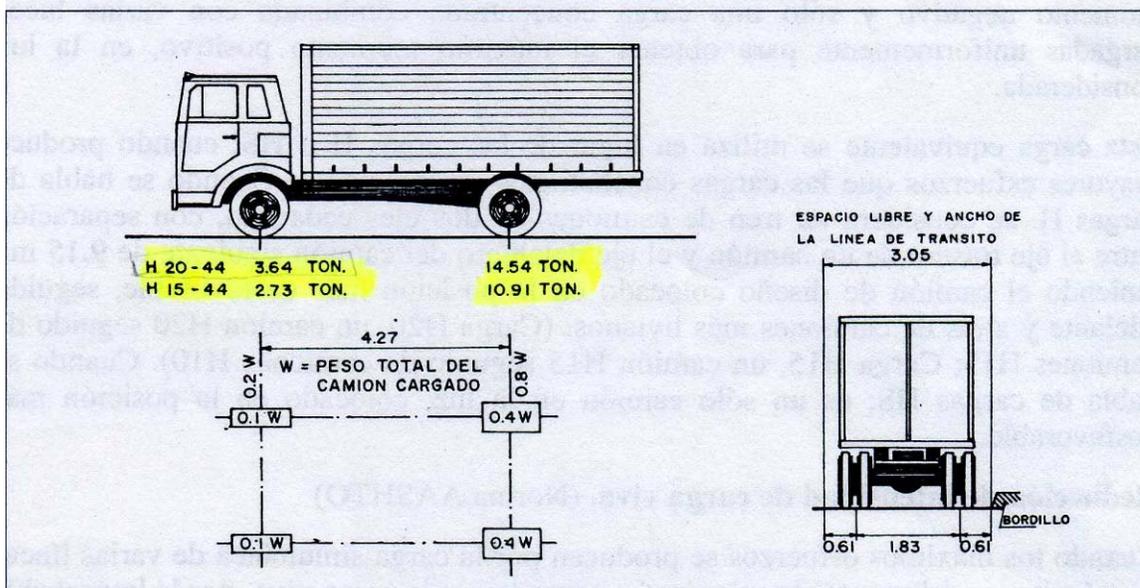
Coeficientes para momentos positivos en losas por carga muerta

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1 	Caso 2 	Caso 3 	Caso 4 	Caso 5 	Caso 6 	Caso 7 	Caso 8 	Caso 9 	
1,00	C_{ACM} C_{BCM}	0,036 0,036	0,018 0,018	0,018 0,027	0,027 0,027	0,027 0,018	0,033 0,027	0,027 0,033	0,020 0,023	0,023 0,020
0,95	C_{ACM} C_{BCM}	0,040 0,033	0,020 0,016	0,021 0,025	0,030 0,024	0,028 0,015	0,036 0,024	0,031 0,031	0,022 0,021	0,024 0,017
0,90	C_{ACM} C_{BCM}	0,045 0,029	0,022 0,014	0,025 0,024	0,033 0,022	0,029 0,013	0,039 0,021	0,035 0,028	0,025 0,019	0,026 0,015
0,85	C_{ACM} C_{BCM}	0,050 0,026	0,024 0,012	0,029 0,022	0,036 0,019	0,031 0,011	0,042 0,017	0,040 0,025	0,029 0,017	0,028 0,013
0,80	C_{ACM} C_{BCM}	0,056 0,023	0,026 0,011	0,034 0,020	0,039 0,016	0,032 0,009	0,045 0,015	0,045 0,022	0,032 0,015	0,029 0,010
0,75	C_{ACM} C_{BCM}	0,061 0,019	0,028 0,009	0,040 0,018	0,043 0,013	0,033 0,007	0,048 0,012	0,051 0,020	0,036 0,013	0,031 0,007
0,70	C_{ACM} C_{BCM}	0,068 0,016	0,030 0,007	0,046 0,016	0,046 0,011	0,035 0,005	0,051 0,009	0,058 0,017	0,040 0,011	0,033 0,006
0,65	C_{ACM} C_{BCM}	0,074 0,013	0,032 0,006	0,054 0,014	0,050 0,009	0,036 0,004	0,054 0,007	0,055 0,014	0,044 0,009	0,034 0,005
0,60	C_{ACM} C_{BCM}	0,081 0,010	0,034 0,004	0,062 0,011	0,053 0,007	0,037 0,003	0,056 0,003	0,073 0,012	0,048 0,007	0,036 0,004
0,55	C_{ACM} C_{BCM}	0,088 0,008	0,035 0,003	0,071 0,009	0,056 0,005	0,038 0,002	0,058 0,004	0,081 0,009	0,052 0,005	0,037 0,003
0,50	C_{ACM} C_{BCM}	0,095 0,006	0,037 0,002	0,080 0,007	0,059 0,004	0,039 0,001	0,061 0,003	0,089 0,007	0,056 0,004	0,038 0,002

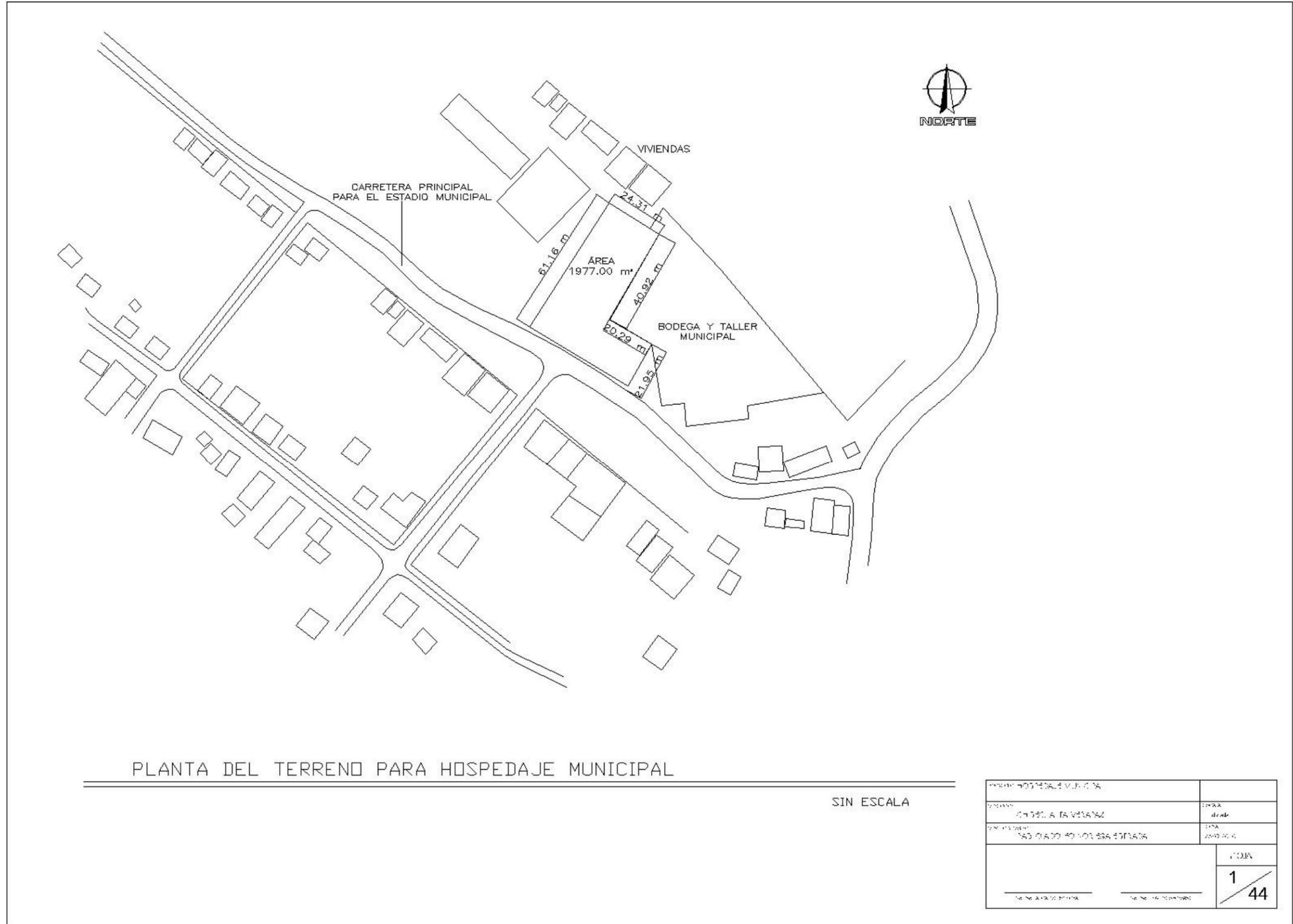
Coeficientes para momentos positivos en losas por carga viva

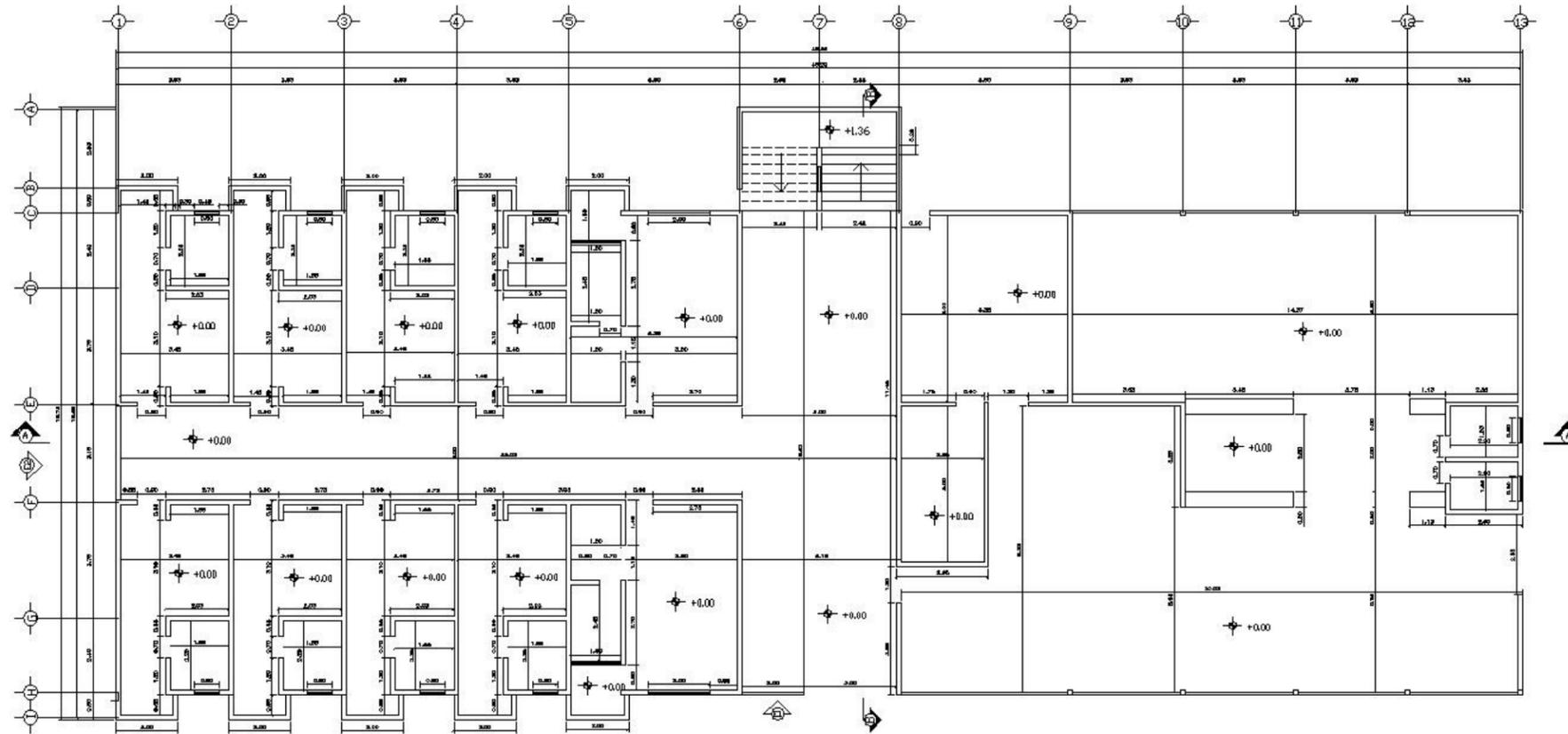
Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1 	Caso 2 	Caso 3 	Caso 4 	Caso 5 	Caso 6 	Caso 7 	Caso 8 	Caso 9 	
1,00	$C_{A LL}$	0,036	0,027	0,027	0,032	0,032	0,035	0,032	0,028	0,030
	$C_{B LL}$	0,036	0,027	0,032	0,032	0,027	0,032	0,035	0,030	0,028
0,95	$C_{A LL}$	0,040	0,030	0,031	0,035	0,034	0,038	0,036	0,031	0,032
	$C_{B LL}$	0,033	0,025	0,029	0,029	0,024	0,029	0,032	0,027	0,025
0,90	$C_{A LL}$	0,045	0,024	0,035	0,039	0,037	0,042	0,040	0,035	0,036
	$C_{B LL}$	0,029	0,022	0,027	0,026	0,021	0,025	0,029	0,024	0,022
0,85	$C_{A LL}$	0,050	0,037	0,040	0,043	0,041	0,046	0,045	0,040	0,039
	$C_{B LL}$	0,026	0,019	0,024	0,023	0,019	0,022	0,026	0,022	0,020
0,80	$C_{A LL}$	0,056	0,041	0,045	0,048	0,044	0,051	0,051	0,044	0,042
	$C_{B LL}$	0,023	0,017	0,022	0,020	0,016	0,019	0,023	0,019	0,017
0,75	$C_{A LL}$	0,061	0,045	0,051	0,052	0,047	0,055	0,056	0,049	0,046
	$C_{B LL}$	0,019	0,014	0,019	0,016	0,013	0,016	0,020	0,016	0,013
0,70	$C_{A LL}$	0,068	0,049	0,057	0,057	0,051	0,060	0,063	0,054	0,050
	$C_{B LL}$	0,010	0,012	0,016	0,014	0,011	0,013	0,017	0,014	0,011
0,65	$C_{A LL}$	0,074	0,053	0,064	0,062	0,055	0,064	0,070	0,059	0,054
	$C_{B LL}$	0,013	0,010	0,014	0,011	0,009	0,010	0,014	0,011	0,009
0,60	$C_{A LL}$	0,081	0,058	0,071	0,067	0,059	0,068	0,077	0,065	0,059
	$C_{B LL}$	0,010	0,007	0,011	0,009	0,007	0,008	0,011	0,009	0,007
0,55	$C_{A LL}$	0,088	0,062	0,080	0,072	0,063	0,073	0,085	0,070	0,063
	$C_{B LL}$	0,008	0,006	0,009	0,007	0,005	0,006	0,009	0,007	0,006
0,50	$C_{A LL}$	0,095	0,066	0,088	0,077	0,067	0,078	0,092	0,076	0,067
	$C_{B LL}$	0,006	0,004	0,007	0,005	0,004	0,005	0,007	0,005	0,004

Cargas vivas para diseño de puente



PLANOS DE LOS PROYECTO



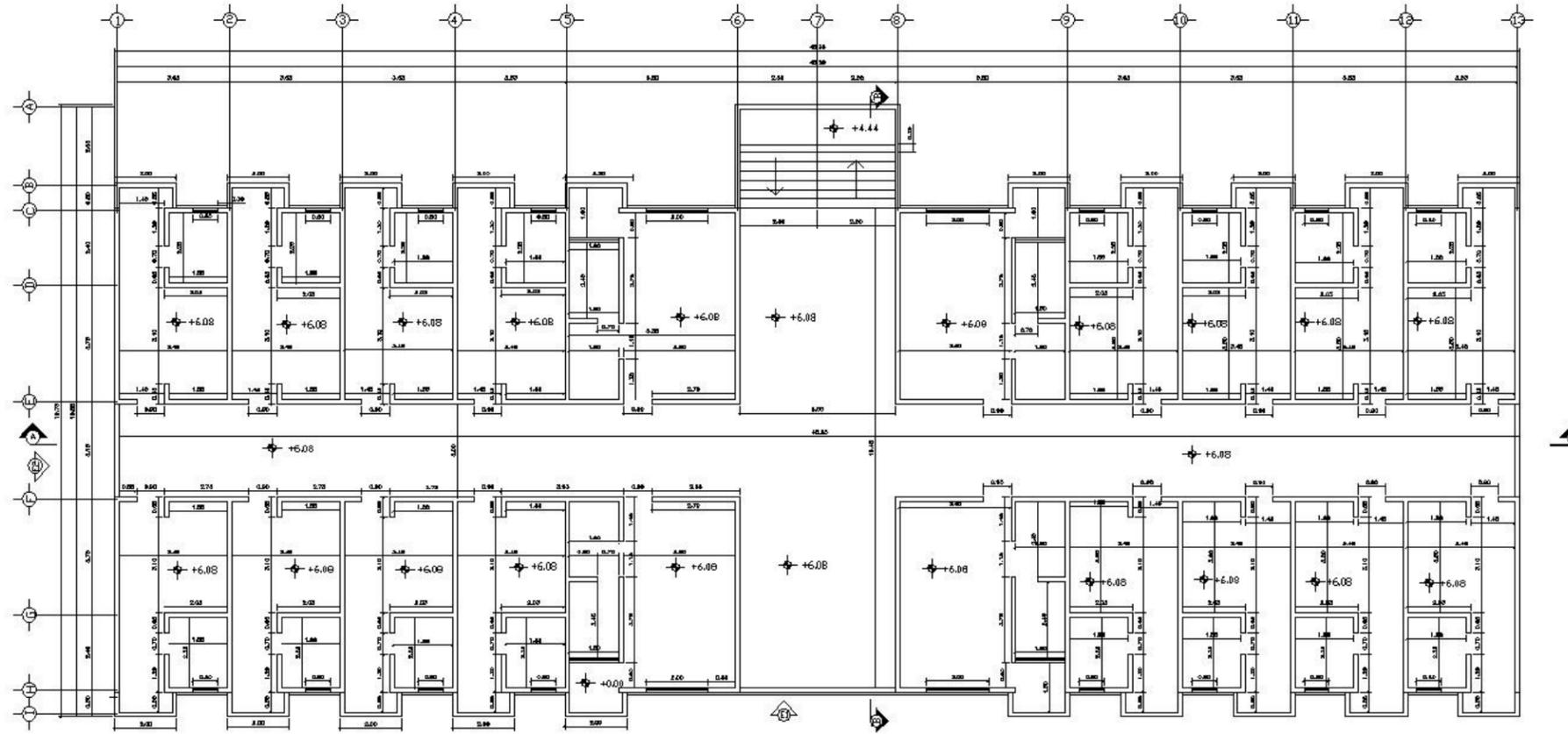


PLANTA ACOTADA PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/75

SIMBOLOGIA	
	INDICA MEDIDA EN COTAS, DIMENSIONES EN METROS
	INDICA DIRECCION DE CORTE
	INDICA ELEVACION
	INDICA EJE
	INDICA NIVEL DE PISO

PROYECTO: HOGAR PARA VIEJOS	TIPO: A
PROYECTANTE: CRISTINA LAVERAN	FECHA: 2010
PROYECTO: PASADIZO PARA LOS SERVIDORES	FECHA: 2010
FOJA	
2 / 44	

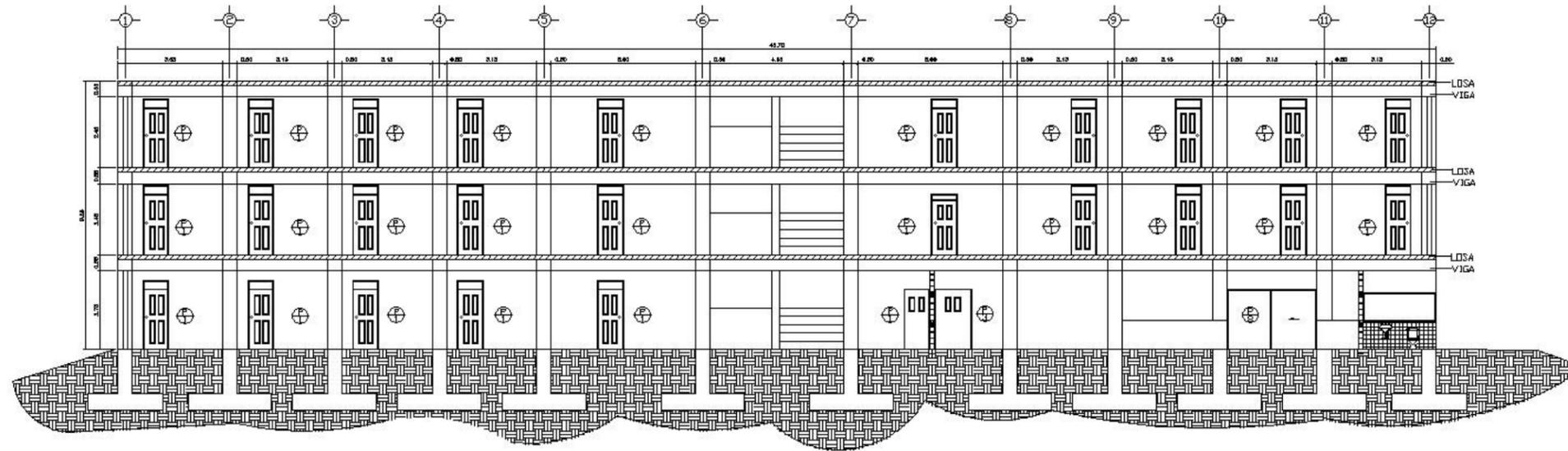


PLANTA ACOTADA TERCER NIVEL

ESCALA: 1/75

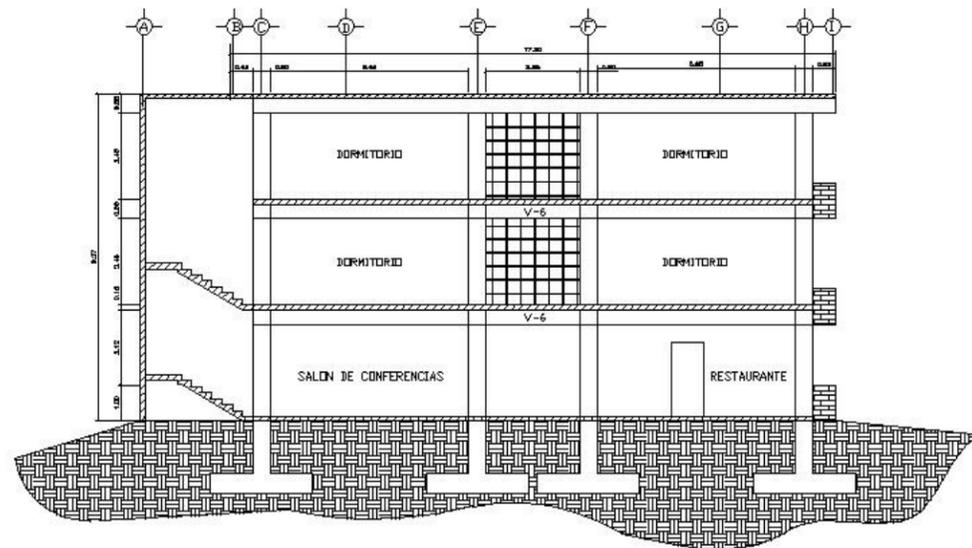
SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	INDICA MEDIDA EN COTAS, DIMENSIONES EN METROS
	INDICA DIRECCION DE CORTE
	INDICA ELEVACION
	INDICA EJE
	INDICA NIVEL DE PISO

PROYECTO: PROYECTO DE RECONSTRUCCION		
PROYECTANTE:	ING. JUAN CARLOS VILLALBA	CIudad: QUITO
PROYECTADO POR:	ING. JUAN CARLOS VILLALBA	CIudad: QUITO
		FOJA
		4 / 44



SECCIÓN A-A

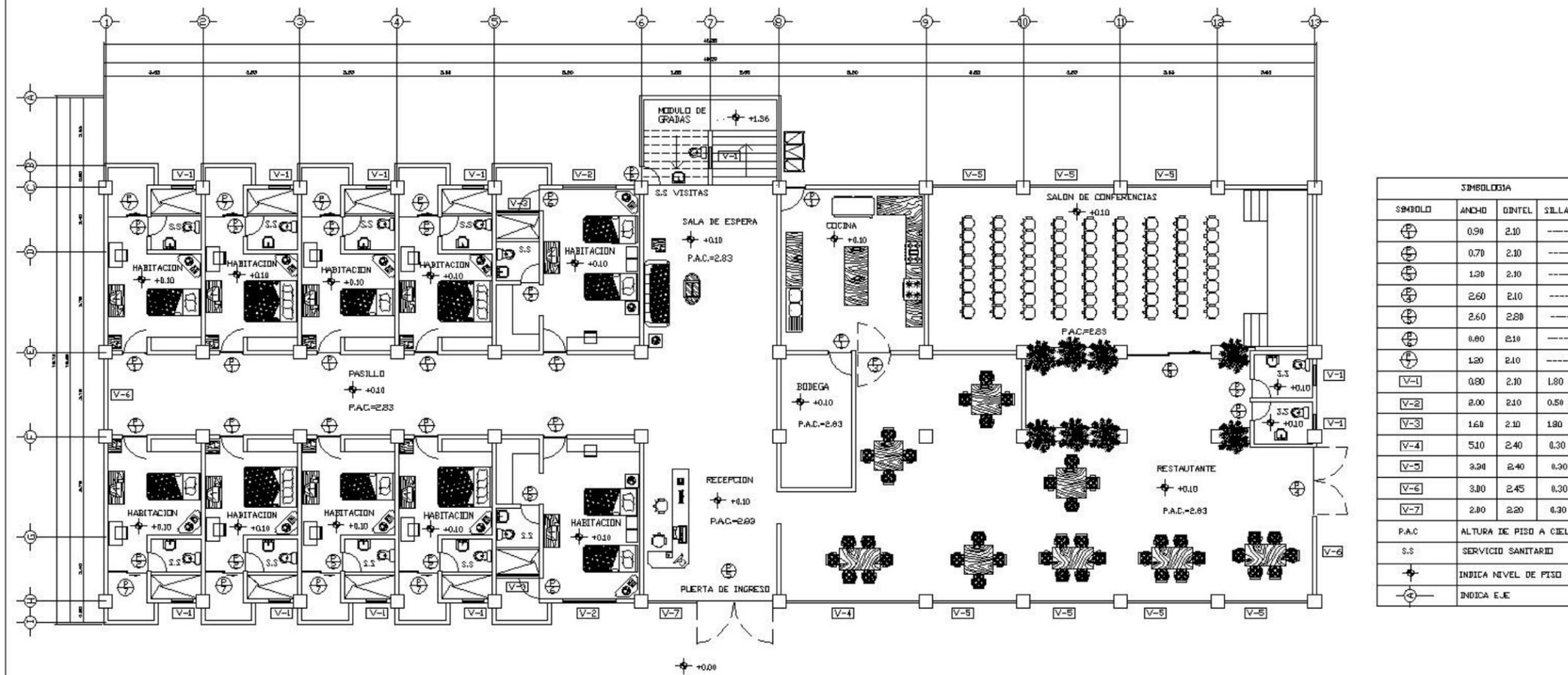
ESCALA: 1/75



SECCIÓN B-B

ESCALA: 1/75

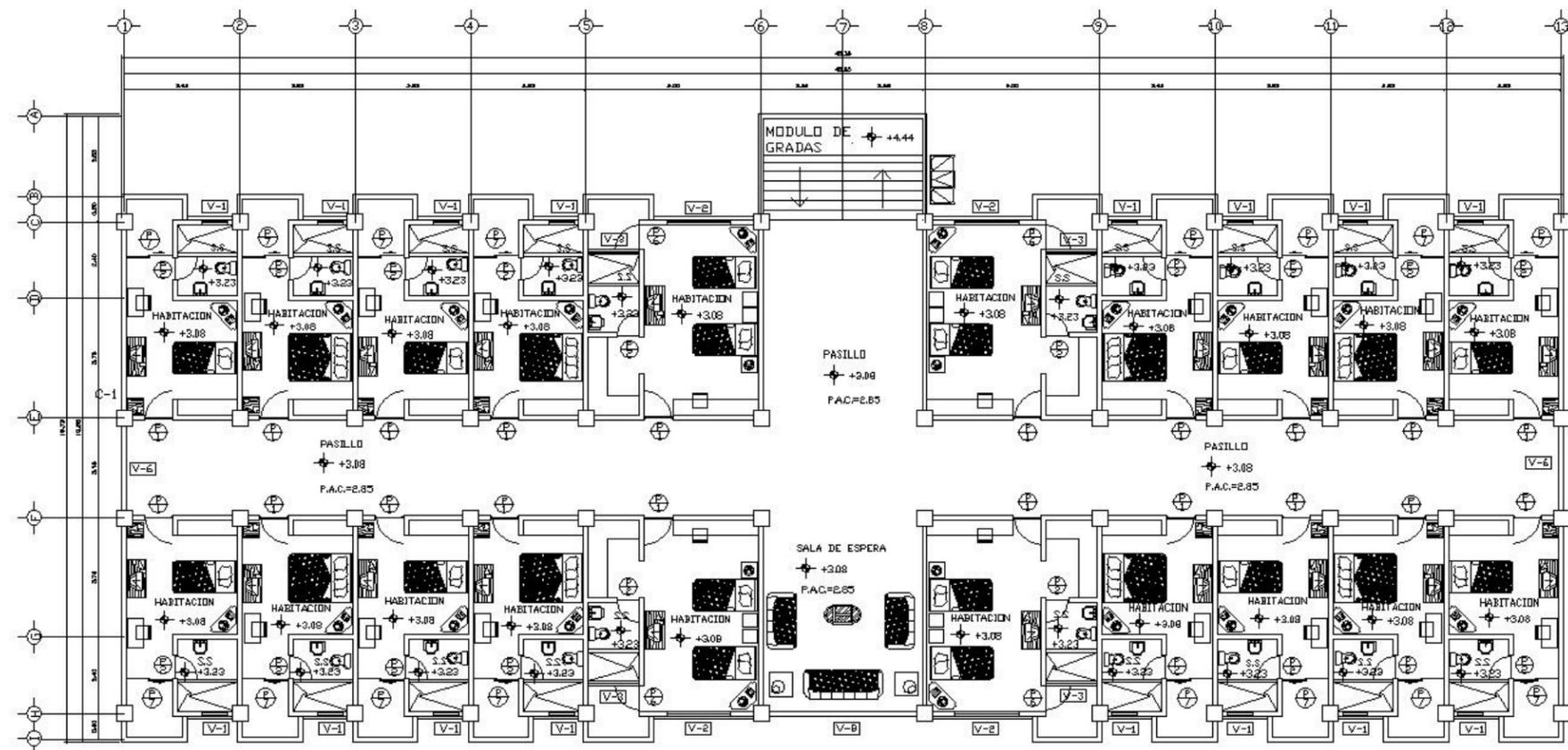
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
PROYECTO: CENTRO A LA VENTANA	EDIFICIO: <i>dece</i>
CONSTATIVO: TAD 01A00 40 101 00A 001A01	FECHA: 2010.01.01
FOLIO	
6 / 44	



PLANTA AMUEBLADA PRIMER NIVEL

ESCALA: 1/75

PROYECTO: HOTEL LA VENTANA		DISEÑO: <i>deab</i>	
CLIENTE: HOTEL LA VENTANA		FECHA: 2010-01-01	
AUTOR: <i>deab</i>		FOLIO: 7 / 44	

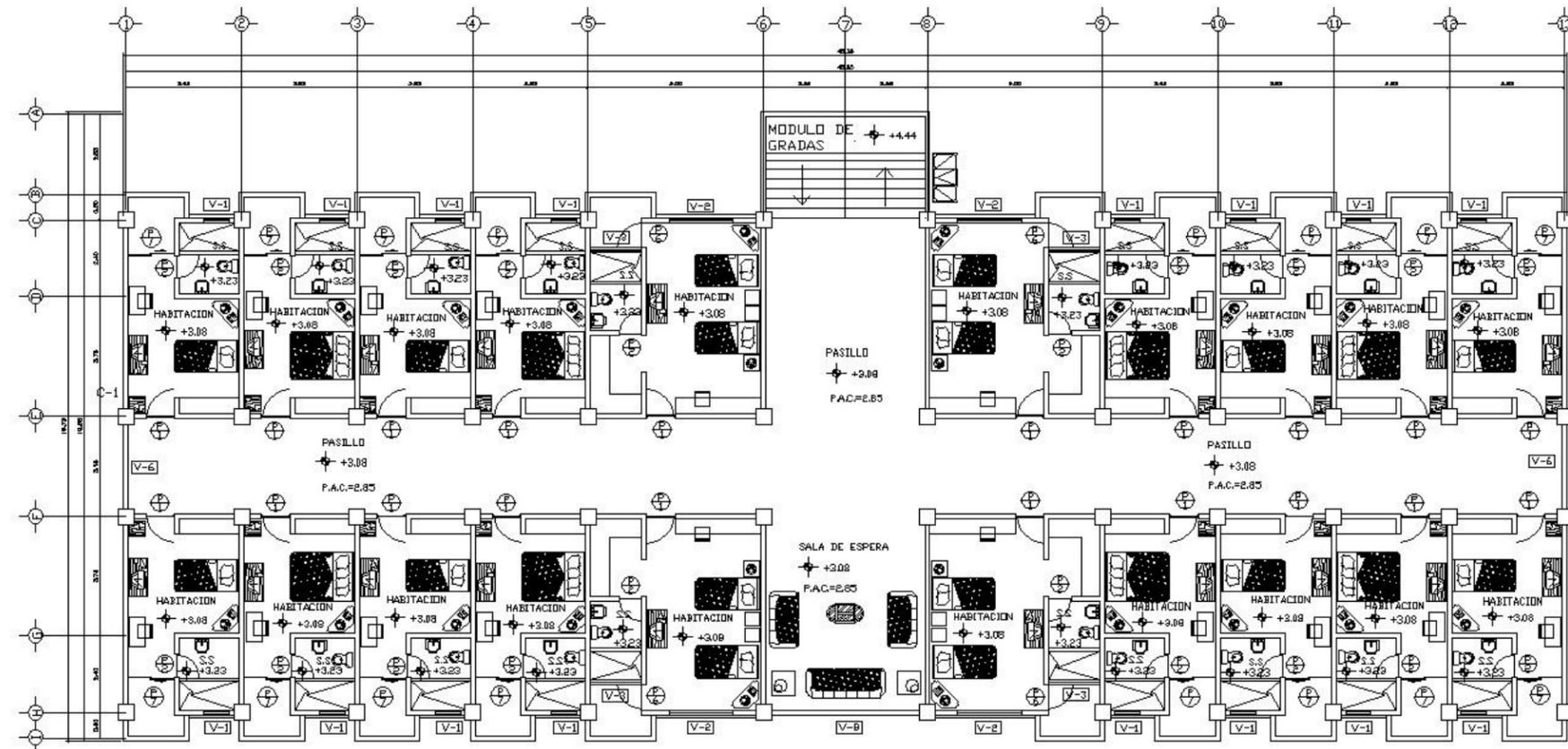


SIMBOLOGIA			
SEMBOLO	ANCHO	DINTEL	SILLAR
	0.90	2.10	----
	0.70	2.10	----
	0.80	2.10	----
	1.20	2.10	----
	0.80	2.10	1.80
	2.00	2.10	0.50
	1.60	2.10	1.80
	3.00	2.45	0.30
	5.00	2.45	0.30
P.A.C.	ALTURA DE PISO A CIELO		
S.S.	SERVICIO SANITARIO		
	INDICA NIVEL DE PISO		
	INDICA EJE		
NOTA: ALTURA DE PISO A CIELO DE LOS BANDOS ES DE 2.93			

PLANTA AMUEBLADA SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/75

PROYECTO: ESTACION DE FERROCARRILES VENEZOLANA		FECHA:
PROYECTANTE: CI 100. A. LA VESIANA	TIPO:	19/04/2010
PROYECTO: PASADIZO DE LOS BARRIOS ESTACION	TIPO:	20/04/2010
AUTOR:		8
REVISOR:		44

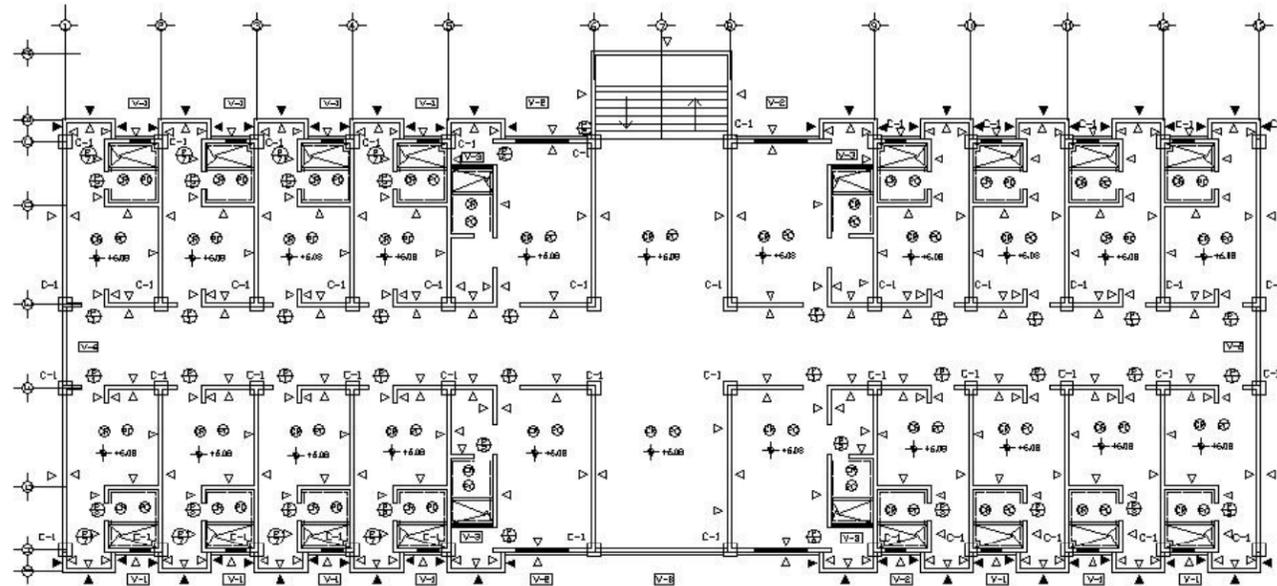


SIMBOLOGIA			
SIMBOLO	ANCHO	INTEL.	SILLAR
⊕	0.90	2.10	---
⊕	0.70	2.10	---
⊕	0.80	2.10	---
⊕	1.20	2.10	---
V-1	0.80	2.10	1.80
V-2	2.00	2.10	0.50
V-3	1.60	2.10	1.80
V-4	3.00	2.45	0.30
V-5	5.00	2.45	0.30
P.A.C.	ALTURA DE PISO A CIELO		
S.S.	SERVICIO SANITARIO		
⊕	INDICA NIVEL DE PISO		
⊖	INDICA EJE		
NOTA: ALTURA DE PISO A CIELO DE LOS BAÑOS ES DE 2.93			

PLANTA AMUEBLADA TERCER NIVEL

ESCALA: 1/75

PROYECTO DE LEON DE AGOSTO DEL 2016		Escala	
CALLE LA VERAZ		Arq.	
CALLE LA VERAZ		Arq.	
CALLE LA VERAZ		Arq.	
		FOJA	
		9 / 44	

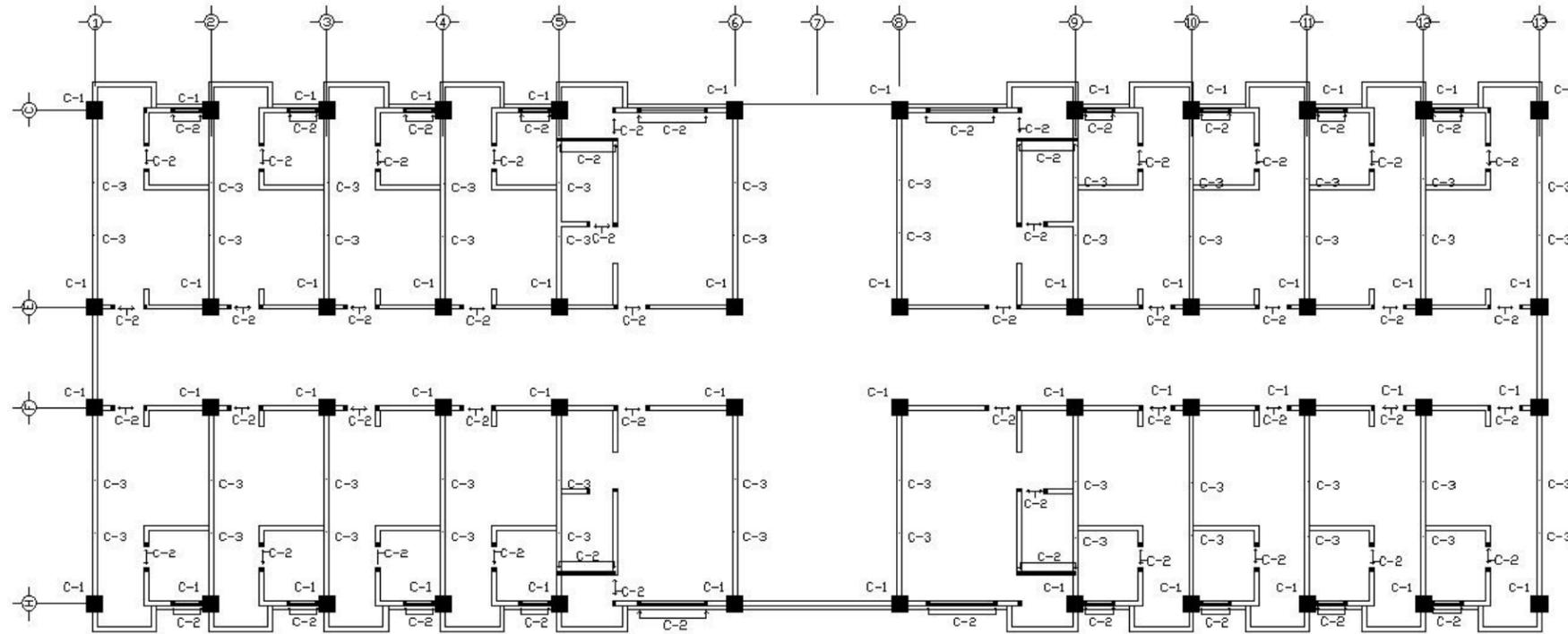


SIMBOLO	ANCHO	ALTO	ESLAR	MATERIAL
⊕	0.50	2.50	----	PANERA
⊕	0.70	0.50	----	PANERA
⊕	0.80	0.80	----	ALUMINIO MAS VIDRIO
⊕	1.20	2.50	----	ALUMINIO MAS VIDRIO
V-1	0.60	0.50	1.00	ALUMINIO MAS VIDRIO
V-2	0.80	0.50	0.50	ALUMINIO MAS VIDRIO
V-3	1.60	0.50	1.00	ALUMINIO MAS VIDRIO
V-4	3.00	0.45	0.30	PANERA MAS VIDRIO
V-5	3.00	0.45	0.30	PANERA MAS VIDRIO
▽				LADRILLO VISTO SIEMPRE
---				AZULEJO HASTA LA O PIEDRO DECELE Y CERAMICO
⊕				CIELO FOMOLINADO
⊕				PISO DE MARMOL
+				INDICA NIVEL DE PISO
⊕				INDICA E.L.E.

PLANTA DE ACABADOS TERCER NIVEL

ESCALA: 1/100

PROYECTO: HOSPITAL V. C. S.		
PROYECTO: OBRA DE REFORMA	FECHA: 2010	
PROYECTO: TAB. PLANO DE ACABADOS	FECHA: 2010.05.05	
		FOJA
		12 / 44

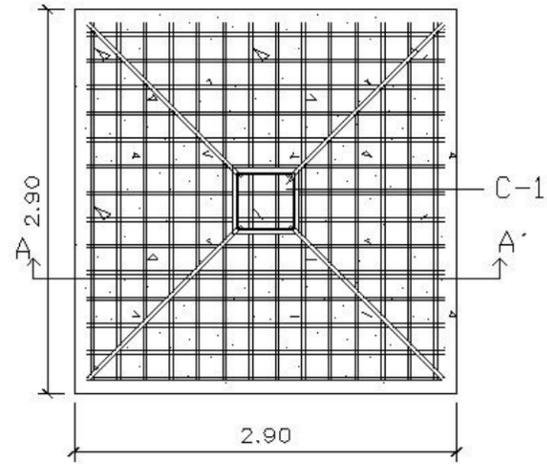


PLANTA DE COLUMNAS Y ZAPATAS SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/75

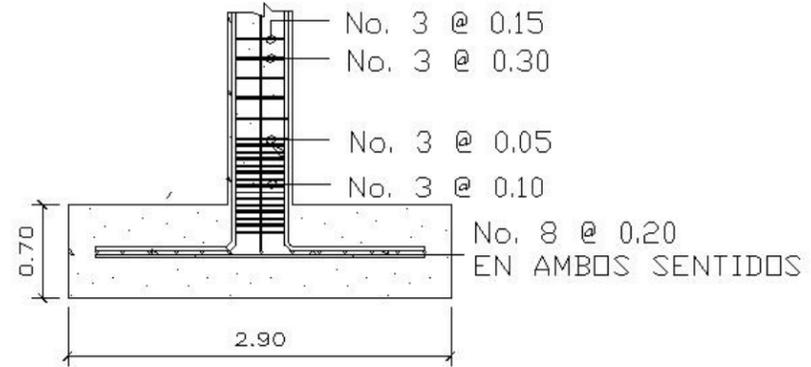
SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	SIGNIFICADO
C-1	COLUMNA TIPO 1
C-2	COLUMNA TIPO 2
C-3	COLUMNA TIPO 3
	INDICA E.E.

PROYECTO: PASADIZO PARA LA VENTA DE		CANTON: Loja	
DISEÑO: ING. JUAN CARLOS VERA		Escala: 1/75	
FECHA: 2014-08-01		FOLIO: 14 / 44	



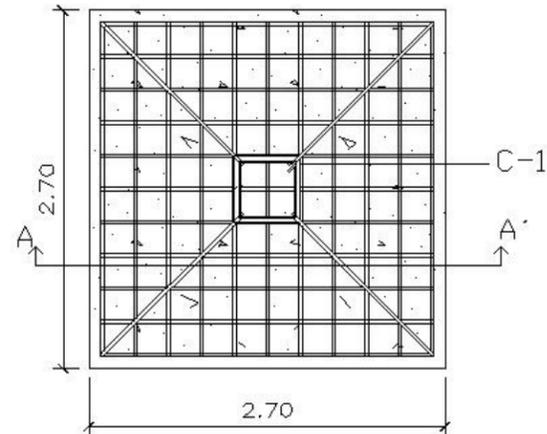
ARMADO DE ZAPATA TIPO 1

ESCALA: 1/20



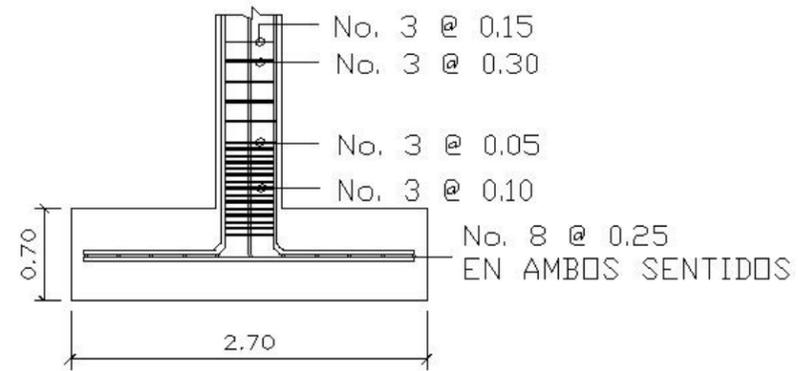
SECCIÓN A-A'

ESCALA: 1/20



ARMADO DE ZAPATA TIPO 2

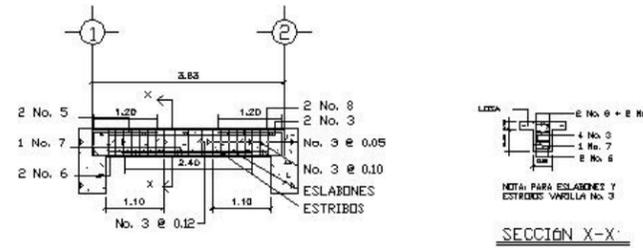
ESCALA: 1/20



SECCIÓN A-A'

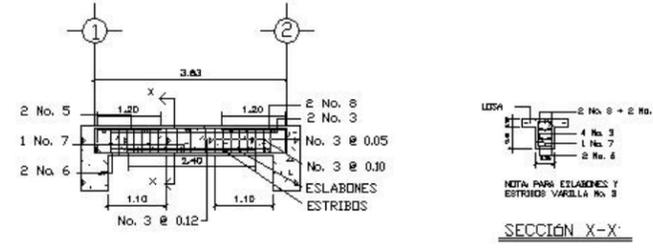
ESCALA: 1/20

PROYECTO: HOSPITAL DE VETERANOS		FECHA:
DISEÑO: J. A. VELAZQUEZ		DE DISEÑO:
REVISIÓN: J. A. VELAZQUEZ		FECHA:
		FECHA:
		16
		44



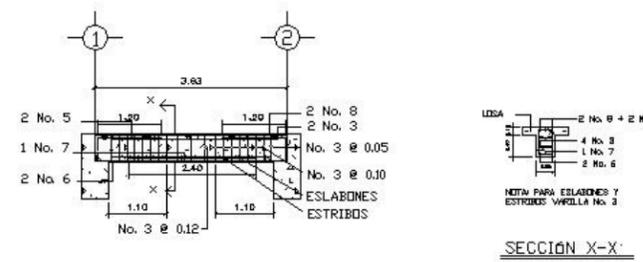
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.1

ESCALA 1/50



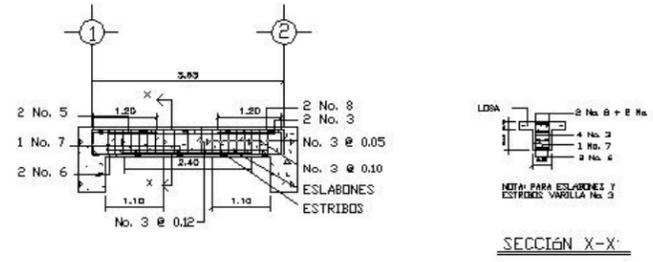
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.2

ESCALA 1/50



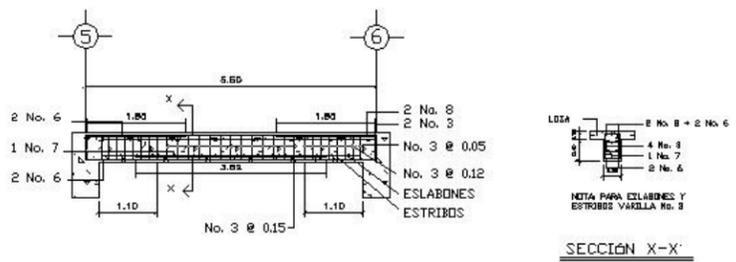
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.3

ESCALA 1/50



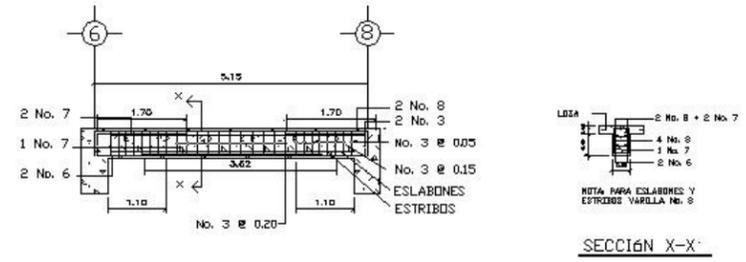
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.4

ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.5

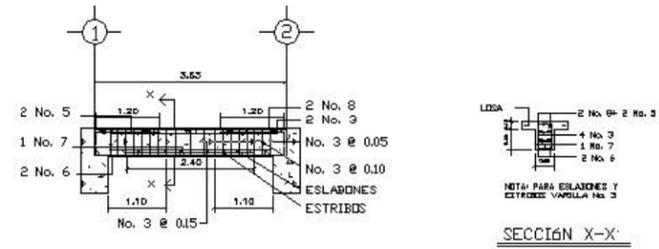
ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.6

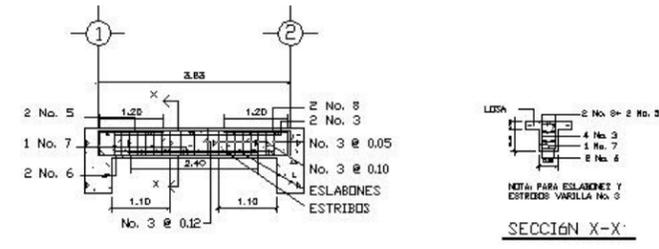
ESCALA 1/50

PROYECTO: HOSPITAL VULCAN		
PROYECTANTE: ING. OSCAR LA VERRAZ	ESCALA: doble	
PROYECTADO POR: ING. OSCAR LA VERRAZ	FECHA: 2009.02.11	
		FOJA
		21 / 44



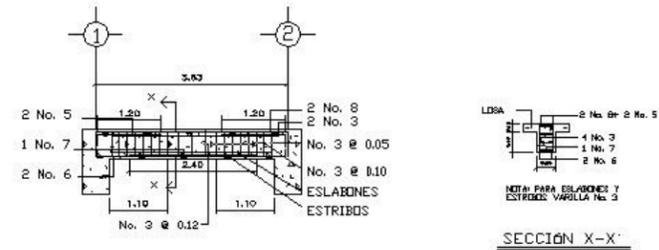
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.7

ESCALA 1/50



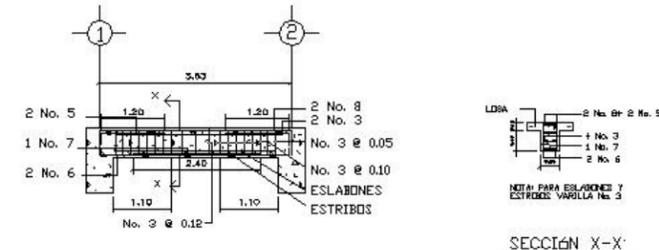
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.8

ESCALA 1/50



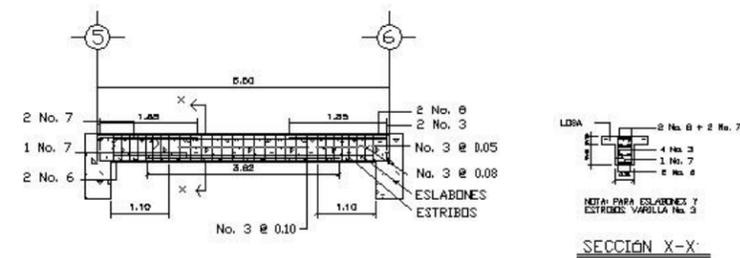
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.9

ESCALA 1/50



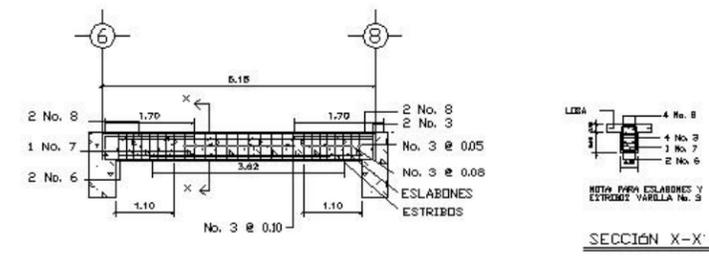
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.10

ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.11

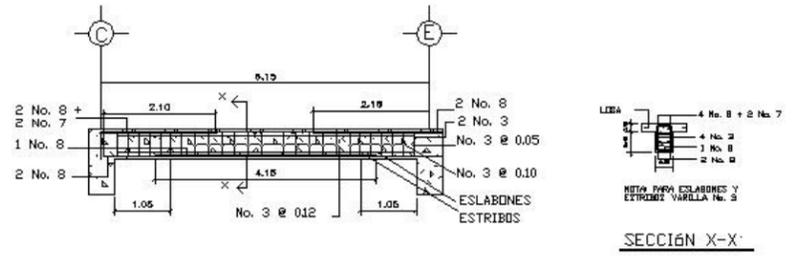
ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.12

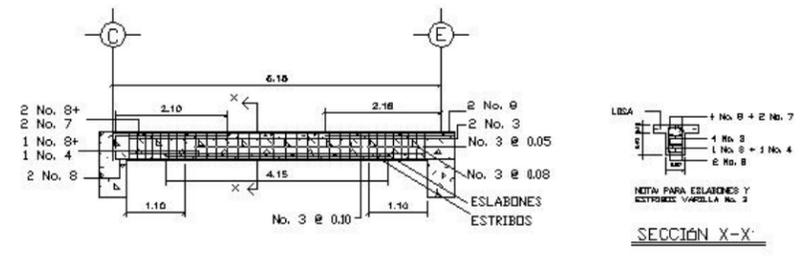
ESCALA 1/50

PROYECTO: HOSPITAL DE VETERANOS	
DISEÑO: ING. OSCAR LA VEGA SAAZ	REVISÓ: <i>deak</i>
FECHA DE DISEÑO: 14/03/2010	FECHA: 20/03/2010
TITULO 22 44	



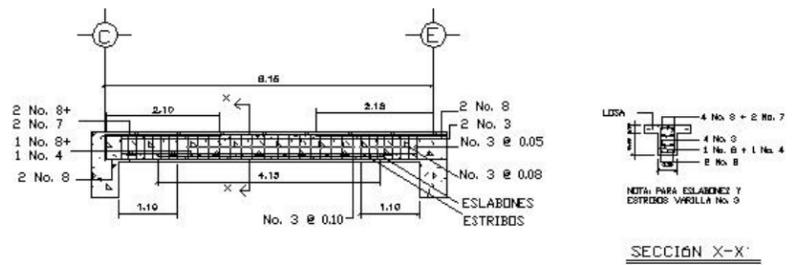
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-113

ESCALA 1/50



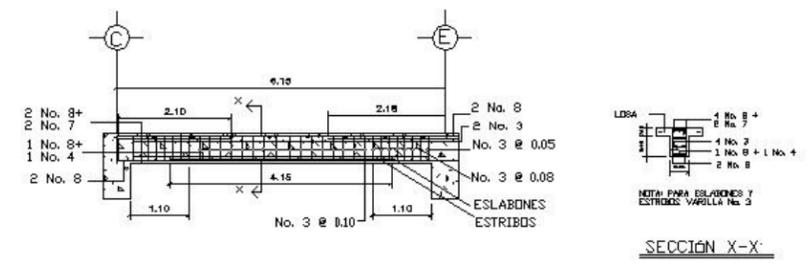
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-114

ESCALA 1/50



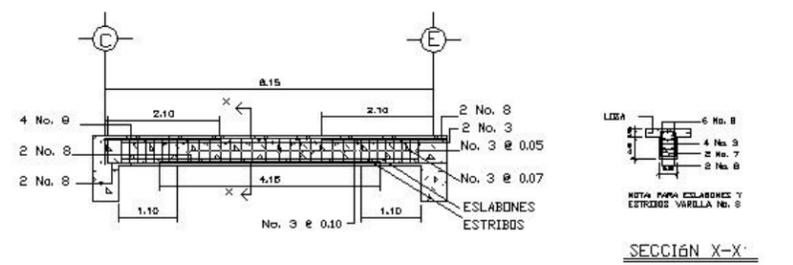
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-115

ESCALA 1/50



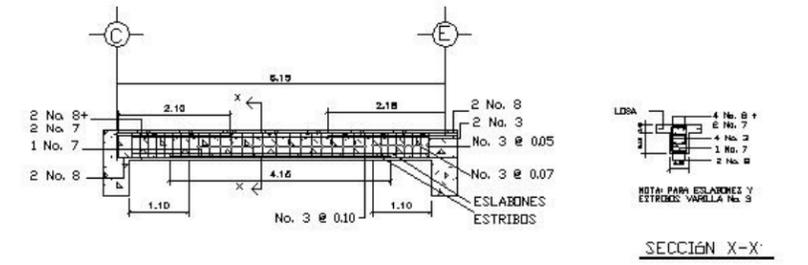
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-116

ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-117

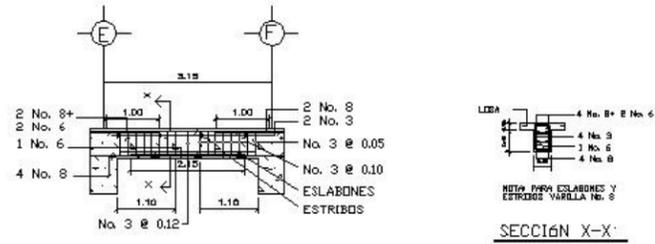
ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-118

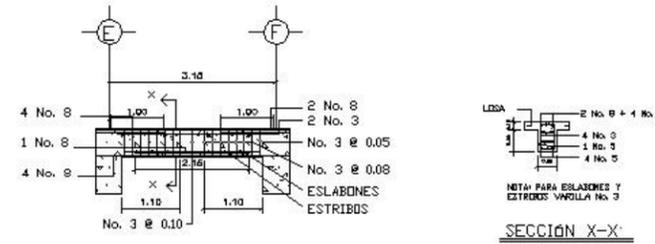
ESCALA 1/50

PROYECTO: RECONSTRUCCIÓN DE LA VIVIENDA		
CLIENTE:	CONSEJO LOCAL DE LA VIVIENDA	FECHA: 2014
PROYECTANTE:	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	FECHA: 2014
		HOJA
		23 / 44



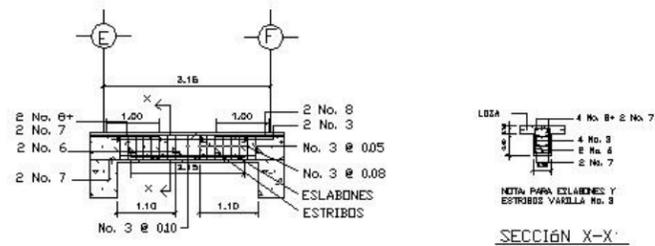
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.19

ESCALA 1/50



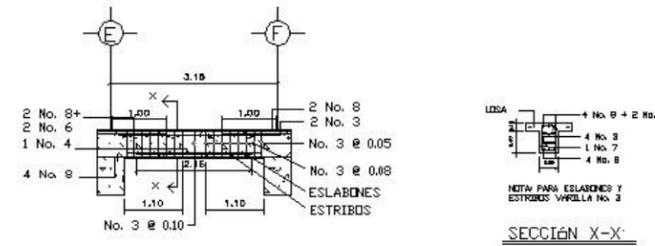
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.20

ESCALA 1/50



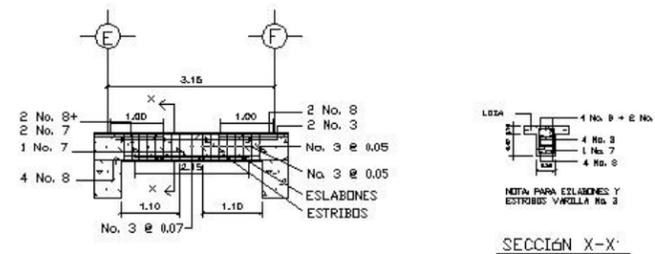
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.21

ESCALA 1/50



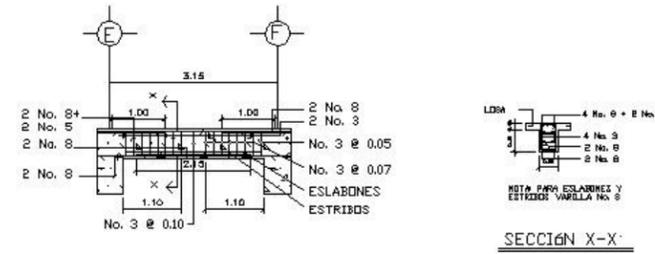
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.22

ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.23

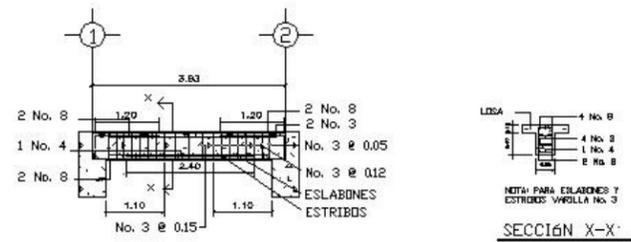
ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1.24

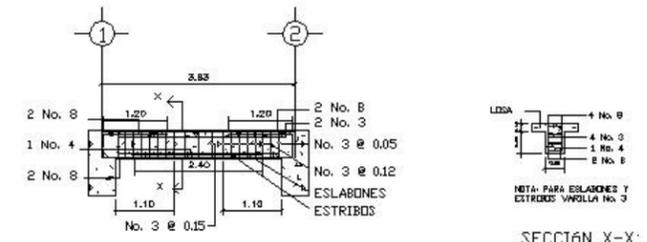
ESCALA 1/50

PROYECTO: PROYECTO DE VIVIENDA		
CLIENTE: COMISIÓN DE LA VIVIENDA		FECHA: 2010.05.04
PROYECTANTE: ING. DIEGO ALBERTO GONZALEZ		FECHA: 2010.05.04
		FOJA
		24 / 44



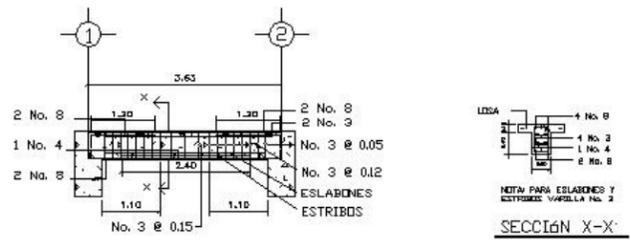
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-2.7

ESCALA 1/50



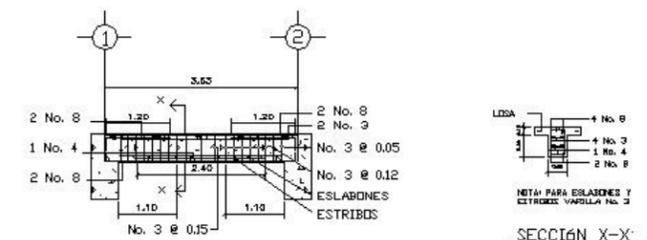
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-2.8

ESCALA 1/50



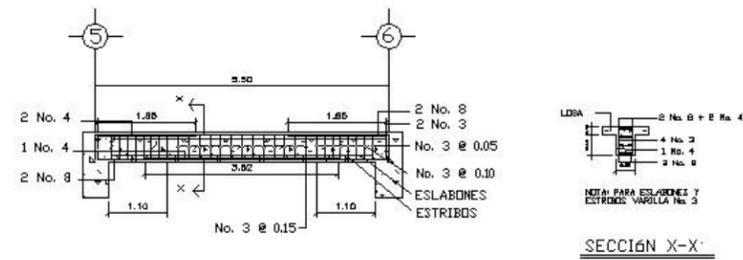
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-2.9

ESCALA 1/50



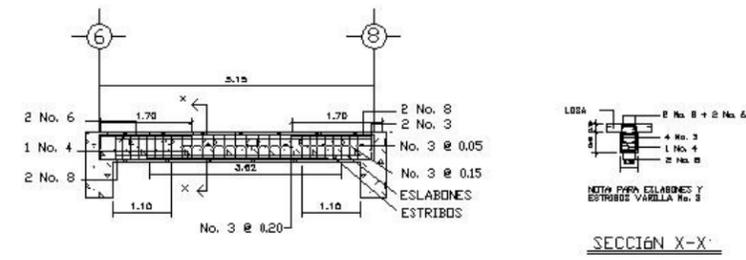
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-2.10

ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-2.11

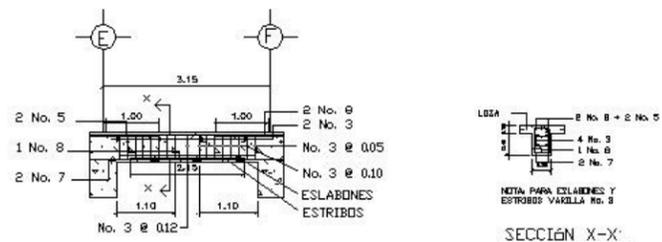
ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-2.12

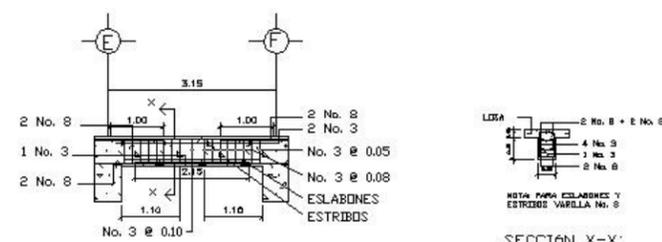
ESCALA 1/50

PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA VIVIENDA	
PROYECTANTE: <i>CHIRRI A. LA VERA</i>	OPERA: <i>de ed.</i>
FECHA: 14/03/2014	OPERA: 2014.03.14
PLAN: 26 DE: 44	



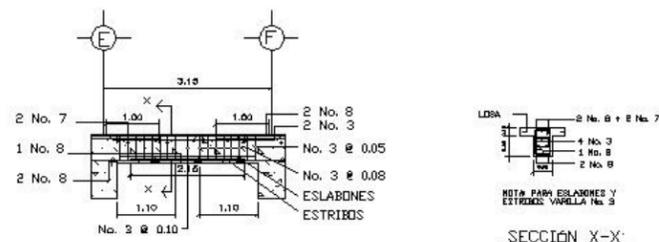
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-2.19

ESCALA 1/50



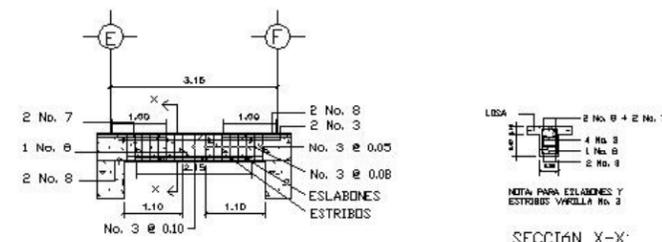
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-2.20

ESCALA 1/50



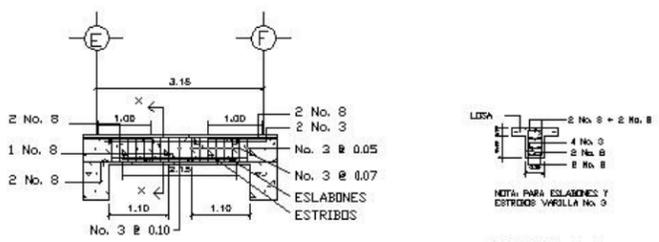
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-2.21

ESCALA 1/50



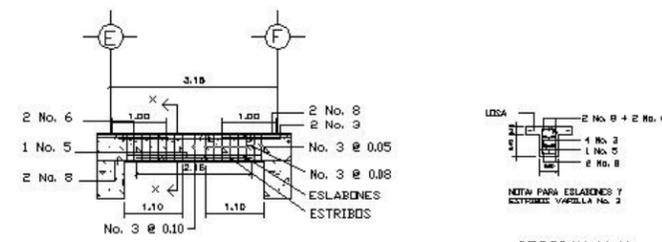
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-2.22

ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-2.23

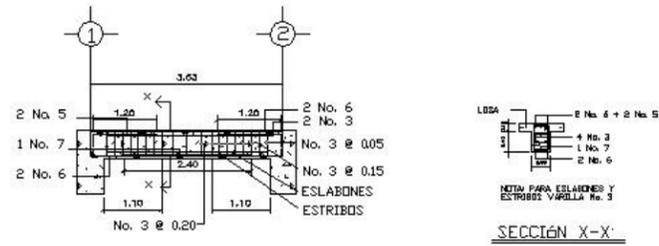
ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-2.24

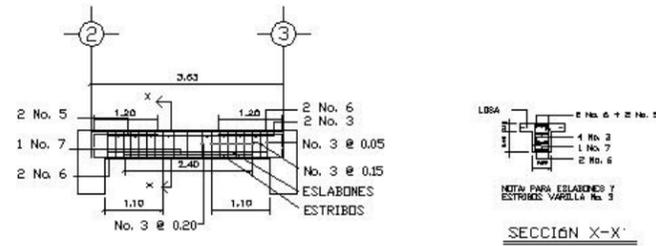
ESCALA 1/50

PROYECTO: REDES Y SERVIDORES		OPERA:
DISEÑADO: LA VERAZ		OPERA: <i>de ad</i>
REVISADO: ADRIAN MONSERRATE		OPERA: <i>adrian</i>
		OPERA:
		28 / 44



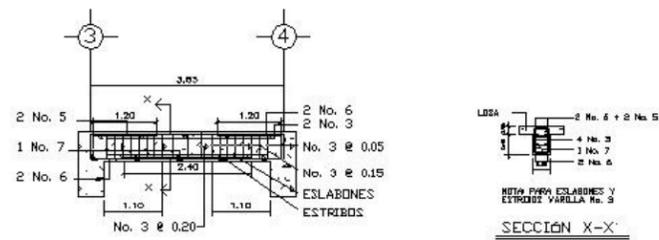
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.1

ESCALA 1/50



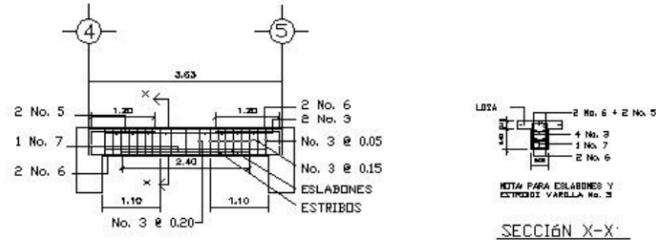
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.2

ESCALA 1/50



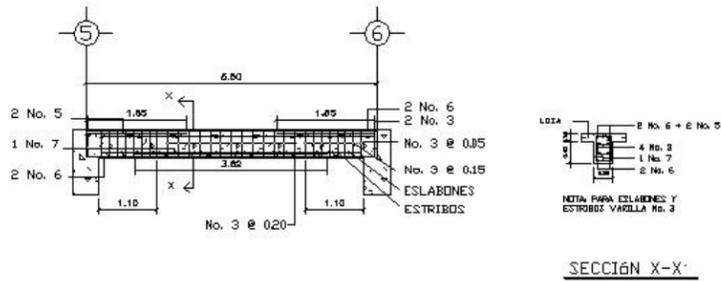
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.3

ESCALA 1/50



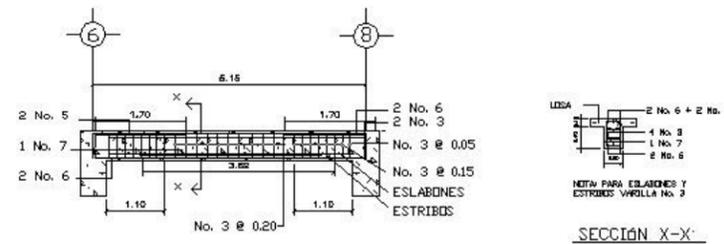
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.4

ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.5

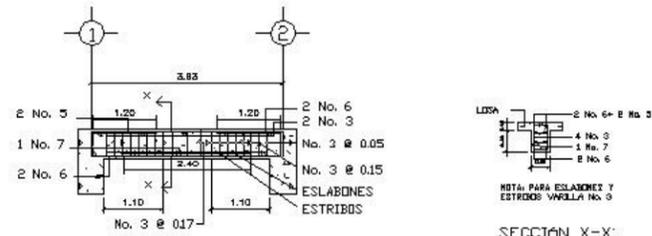
ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.6

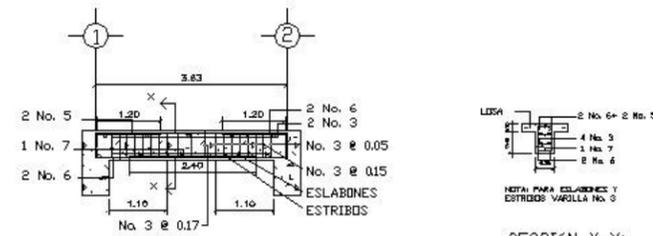
ESCALA 1/50

PROYECTO: HOSPITAL VILLA OCHOA	
PROYECTO: HOSPITAL VILLA OCHOA	OPERA: <i>de ade</i>
PROYECTO: HOSPITAL VILLA OCHOA	OPERA: <i>de ade</i>
FOLIO	
29 / 44	



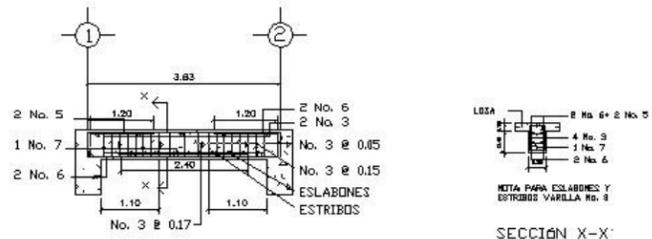
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.7

ESCALA 1/50



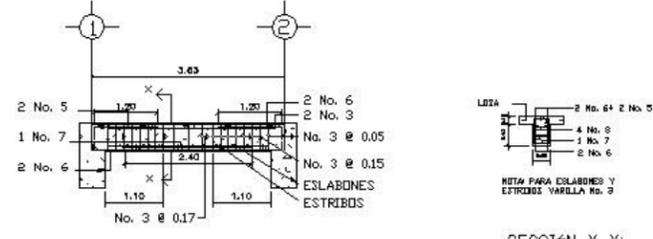
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.8

ESCALA 1/50



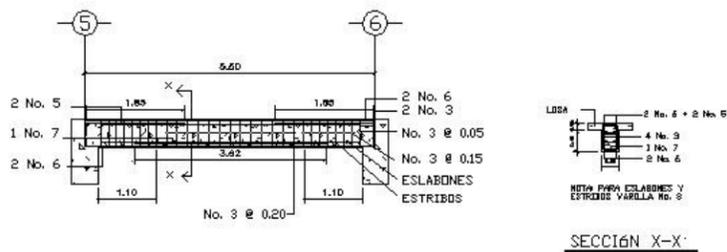
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.9

ESCALA 1/50



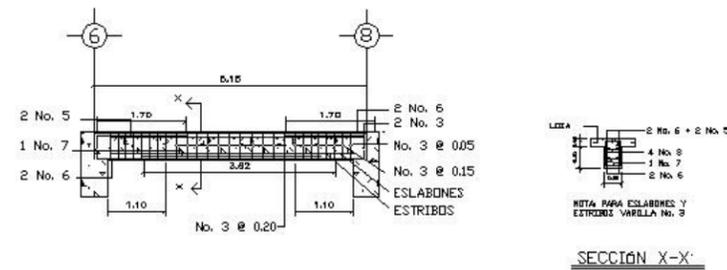
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.10

ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.11

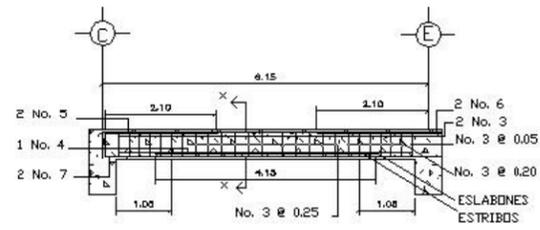
ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.12

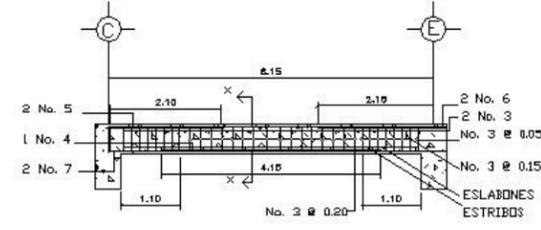
ESCALA 1/50

PROYECTO: 4057406.0 V.B. 0.36		FECHA:
DISEÑO: CH. DEL A. DE VERAVAL		FECHA: 2009.02.02
VERIFICACIÓN: JAC. GAZD. DE LOS RIOS TORRES		FECHA: 2009.02.02
		FOJA:
		30 / 44



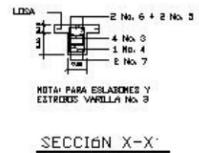
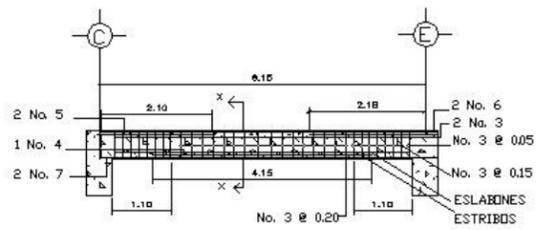
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.13

ESCALA 1/50



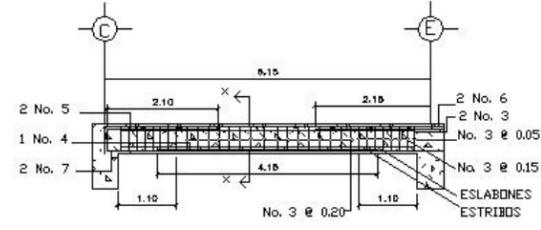
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.14

ESCALA 1/50



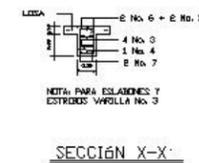
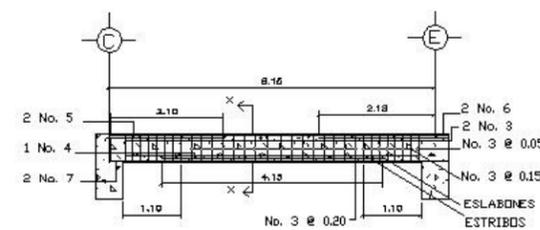
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.15

ESCALA 1/50



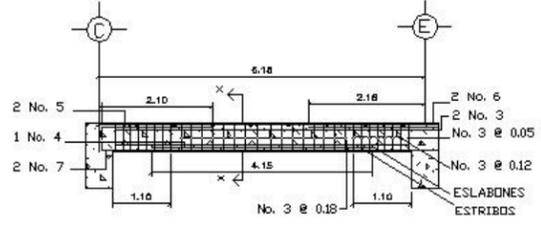
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.16

ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.17

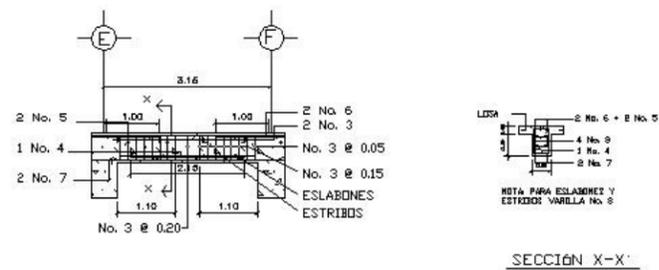
ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.18

ESCALA 1/50

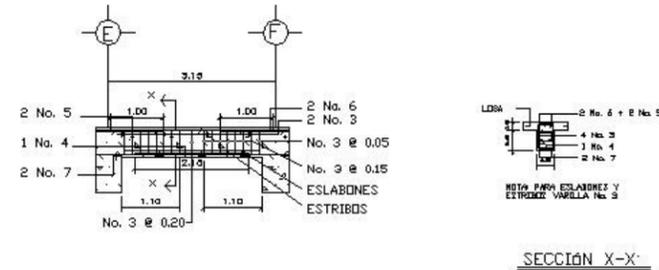
PROYECTO: HOSPITAL DE VETERANOS		
PROYECTO: CONSULTA INTERNA	OPERA: 10/01/2010	
FECHA DE EMISIÓN: 10/01/2010		OPERA: 2010/01/10
		OPERA:
		31
		44



SECCIÓN X-X'

DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.19

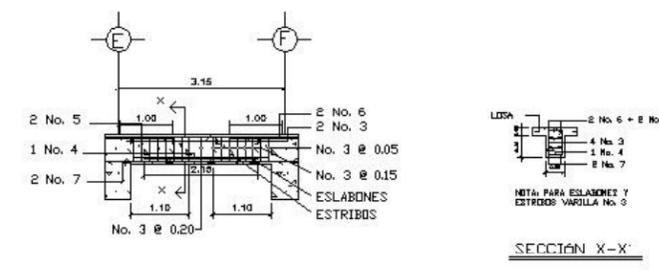
ESCALA 1/50



SECCIÓN X-X'

DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.20

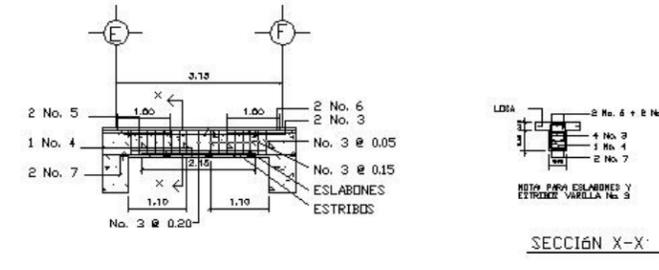
ESCALA 1/50



SECCIÓN X-X'

DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.21

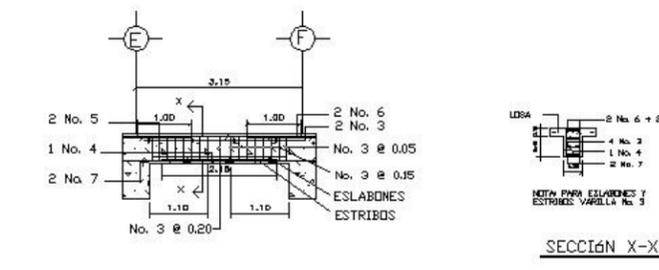
ESCALA 1/50



SECCIÓN X-X'

DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.22

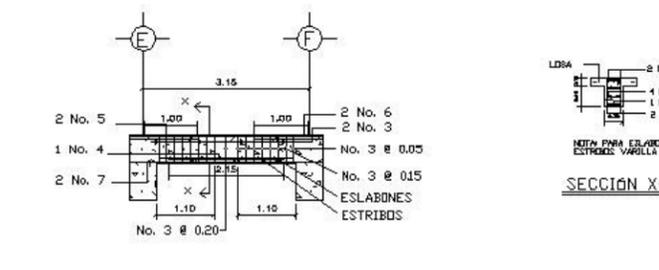
ESCALA 1/50



SECCIÓN X-X'

DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.23

ESCALA 1/50

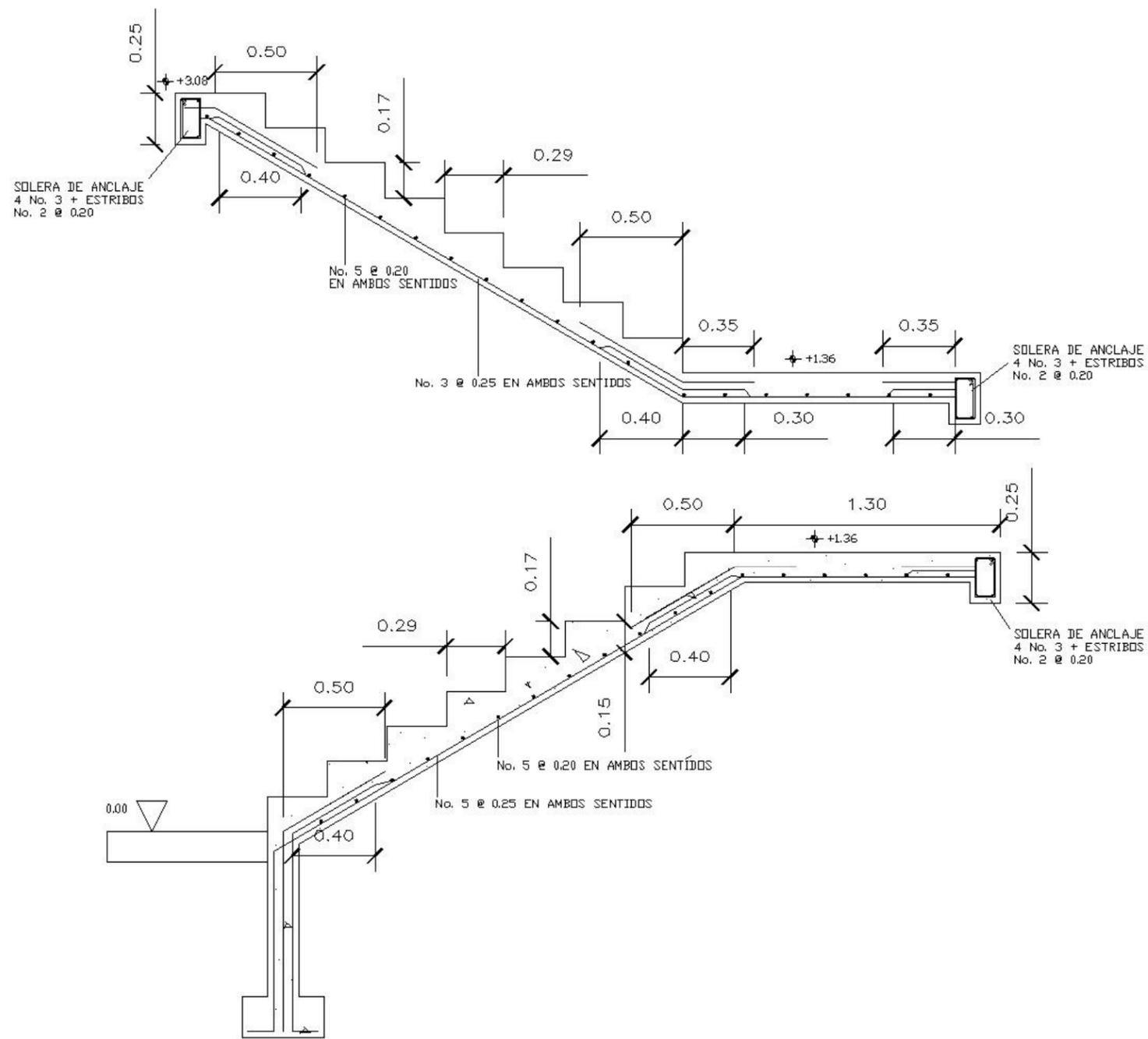


SECCIÓN X-X'

DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3.24

ESCALA 1/50

PROYECTO: HOSPITAL EL VIZCAYO		
PROYECTANTE:	ING. OSCAR LA VEGA SAAZ	OPERA: <i>debe</i>
FECHA DE ELABORACIÓN:	14/03/2019	OPERA: 2019.03.14
		FOJA
		32 / 44

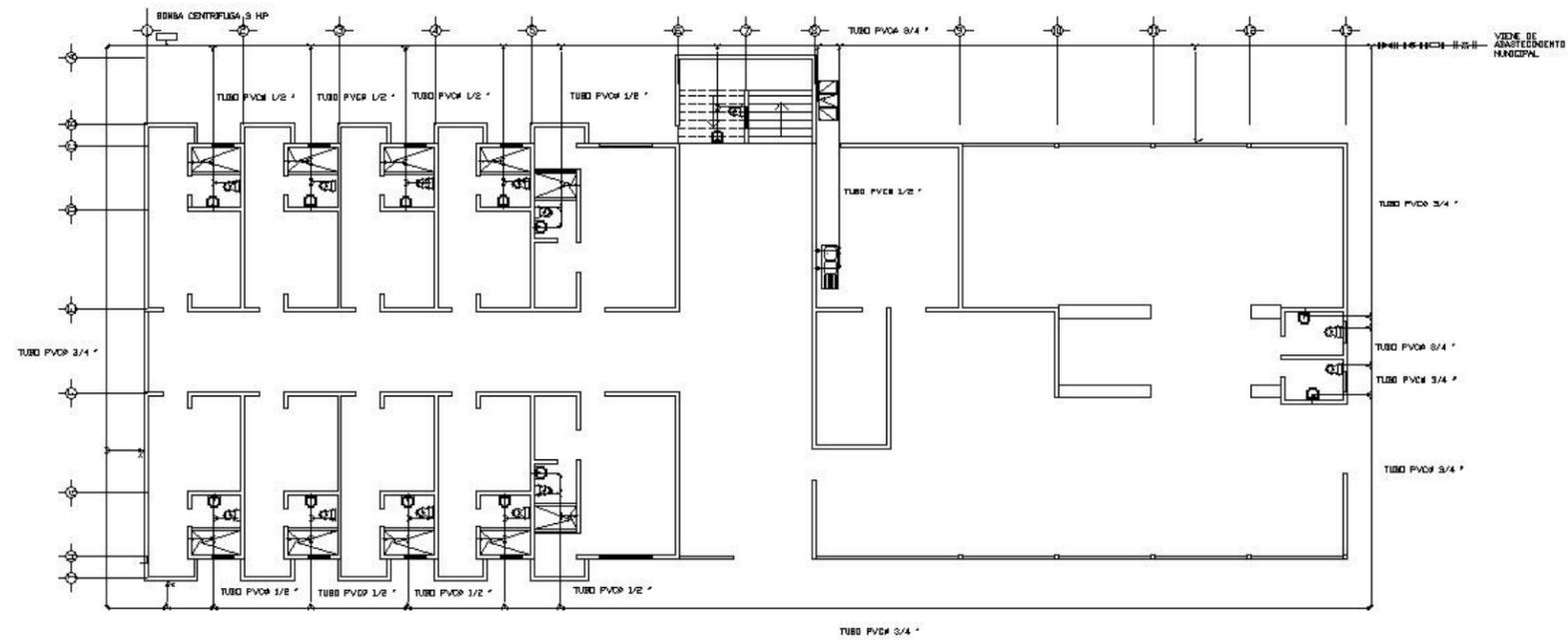


SIMBOLOGIA	
SOBOLLO	SIGNIFICADO
	INDICA BARRA EN CANTAS DIMENSIONES EN METROS
	INDICA VIGA
	INDICADOR
	TENSION
	REEL

DETALLE DE ARMADO DE GRADAS

ESCALA: 1/10

PROYECTO: TORRE DEL VIENTO		FECHA:
DISEÑO: A. TA. VELAVAL		FECHA: 2014
REVISOR: J. A. GONZALEZ		FECHA: 2014
		FOJA
		33
		44

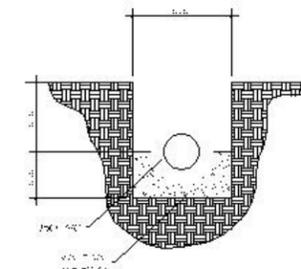


SÍMBOLOGÍA	
	LLAVE DE PASO
	CANTIDOR DE AGUA
	LLAVE DE CUBIERTA
	LLAVE DE CHEQUE
	TUBERÍA DE PVC
	CODO VERTICAL A 90°
	CODO HORIZONTAL A 90°
	TIE A 90° PVC
	REDUCTOR PVC Ø3/4" A Ø1/2"
	CODO PVC Ø1/2"
	BOMBA C.E.

ALTURAS MÍNIMAS DE SALIDA DE TUBERÍA HACIA VENTILACIÓN	
CHORO	0.30
PLA	1.20
INCHORO	0.80
LAVANINOS	0.50
BUDA	1.50
LAVABASTOS	0.70

PLANTA DE INSTALACION DE AGUA POTABLE PRIMER NIVEL

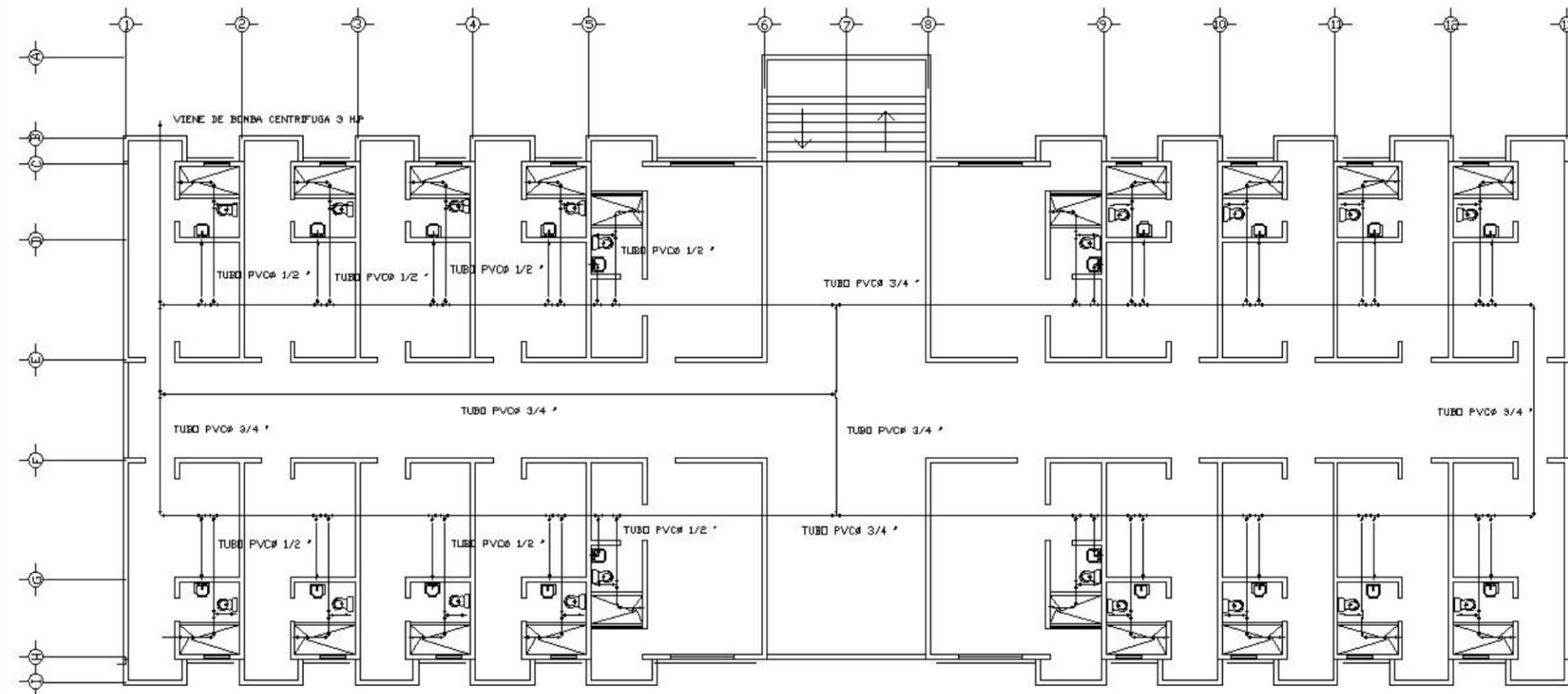
ESCALA: 1/100



DETALLE TÍPICO DE INSTALACION

SIN ESCALA

PROYECTO: HOSPITAL VILLA OLGA	
PROYECTO: CUBIERTA LAVABASTOS	OPERA: <i>deeb</i>
PROYECTO: TAB. CUBIERTA PARA LAVABASTOS	OPERA: <i>deeb</i>
FOJA	
34 / 44	



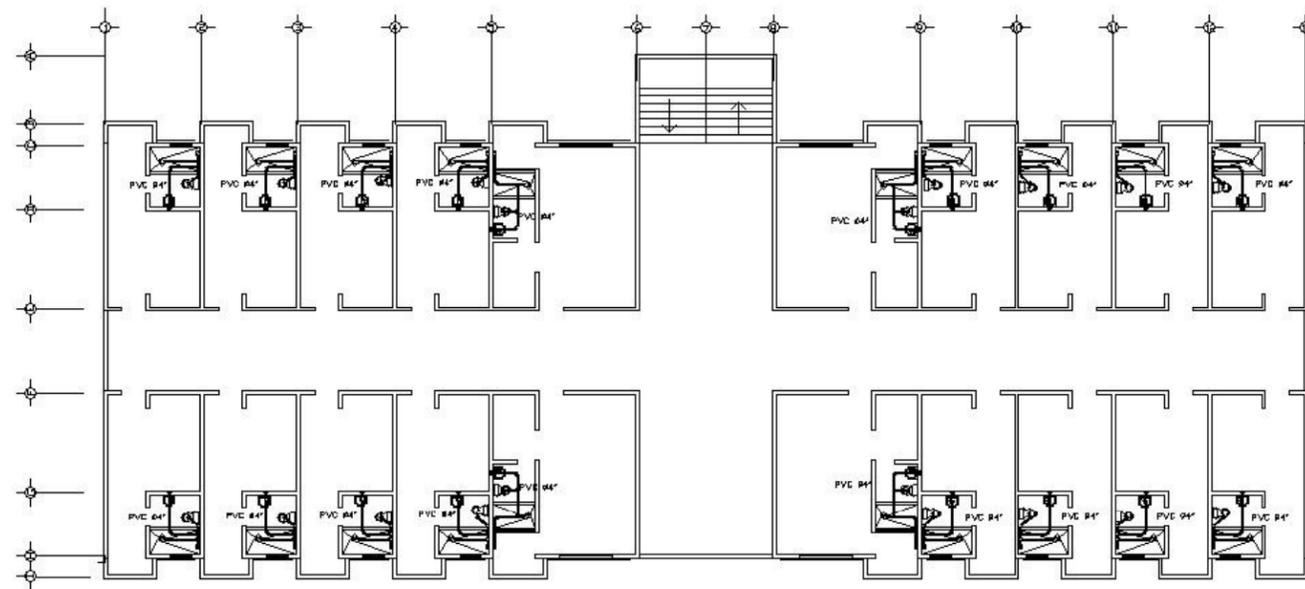
SIMBOLOGIA	
	LLAVE DE PASO
	CONTADOR DE AGUA
	LLAVE DE COMPUERTA
	LLAVE DE CHEQUE
	TUBERIA DE PVC
	CODO VERTICAL A 90°
	CODO HORIZONTAL A 90°
	TEE A 90° PVC
	REDUCCION PVC Ø3/4" A Ø1/2"
	CHORRO PVC Ø1/2"
	INDICA EJE

ALTURAS MÍNIMAS DE SALIDA DE TUBERIA HACIA ARTEFACTOS	
ELEMENTO	ALTURA
CHORRO	0.20
PILA	1.25
INODORO	0.20
LAVAMANOS	0.55
DUCHA	1.90
LAVATRASTOS	0.70

PLANTA DE INSTALACION DE AGUA POTABLE SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/75

PROYECTO: INSTALACION DE AGUA POTABLE		FECHA:
DISEÑADO: CRISTIAN VALENZUELA		FECHA:
REVISADO: CRISTIAN VALENZUELA		FECHA:
AUTORIZADO: CRISTIAN VALENZUELA		FECHA:
		FOLIO 35 DE 44



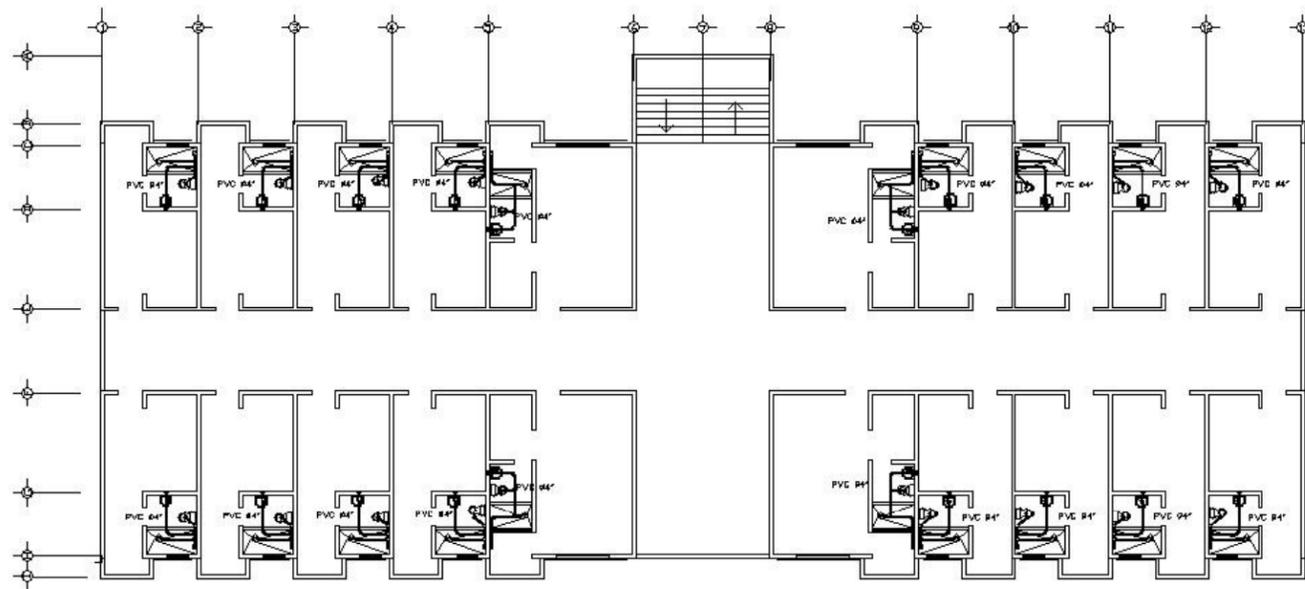
SIMBOLOGIA	
	TUBERIA DE AGUAS NEGROAS PVC DE DIFERENTES MEDIDAS
	CODE A 90° PVC VERTICAL
	SIFON TERMINAL ASGUAIR PVC
	CODE A 45° PVC HORIZONTAL
	TEE SANCARADA
	TEE A 45°
	REDUCIDOR PVC A B 6\"/>

ESPECIFICACIONES	
1.	2% DE PENDIENTE PARA LA TUBERIA
2.	PARA SENA PVC - 1 1/2\"/>

PLANTA DE INSTALACION DE DRENAJES SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1/100

PROYECTO: HOSPITAL DE VILLA VICENTE	
PROYECTANTE: CHINCHALETA S.A. INGENIERIA	TIPO DE DISEÑO: DRENAJE
PROYECTADO POR: TAC 03620 70 101 234 1076236	TIPO DE DISEÑO: DRENAJE
FOJA	
38 / 44	



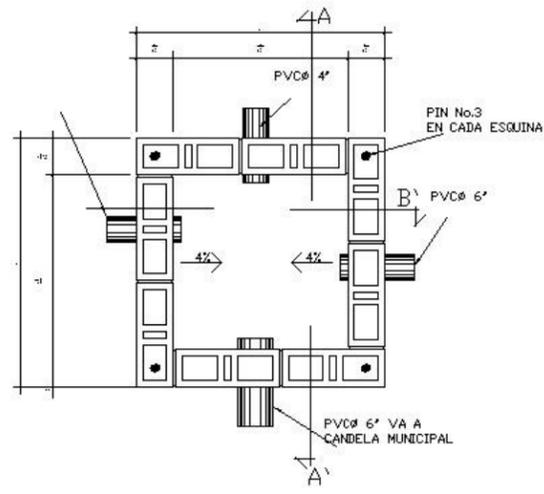
SIMBOLOGIA	
—	TUBERIA DE AGUAS NEGROS PVC DE DIFERENTES MEDIDAS
⊥	COUDO A 90° PVC VERTICAL
⌒	SOFTON TERMINAL ASSEQUIR PVC
—	COUDO A 45° PVC HORIZONTAL
⊞	TIE SANTIAGA
⌒	YEE A 45°
▲	REDUCCION PVC A 8 64" A 8 42"
—	INDICA SENTIDO DE LA PENDIENTE
⊙	INDICA EJE

ESPECIFICACIONES	
1.	2% DE PENDIENTE PARA LA TUBERIA
2.	PARA ELICA PVC - 1 1/2" EN EL SOFTON TERMINAL
3.	PARA RETRETE PVC - 3" EN EL SOFTON TERMINAL
4.	PARA LAVAMANOS PVC - 1 1/2" EN EL SOFTON TERMINAL
5.	PARA LAVATRASTE PVC - 3" EN EL SOFTON TERMINAL
6.	PARA PILA PVC - 1 1/2" EN EL SOFTON TERMINAL

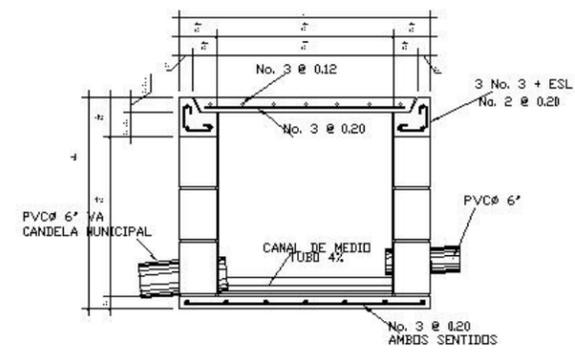
PLANTA DE INSTALACION DE DRENAJES TERCER NIVEL

ESCALA: 1/100

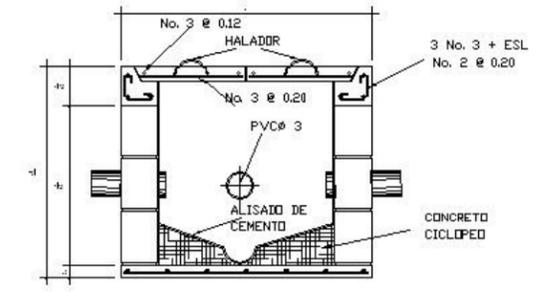
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LA ESCUELA N.º 10000	
PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCION	OPERA: OBRAS
PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCION	OPERA: OBRAS
FOJA	
39 / 44	



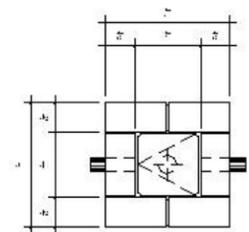
PLANTA CAJA UNIFICADORA
ESCALA: 1/10



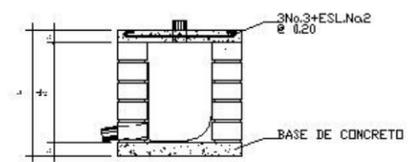
SECCION A-A'
ESCALA: 1/10



SECCION B-B'
ESCALA: 1/10



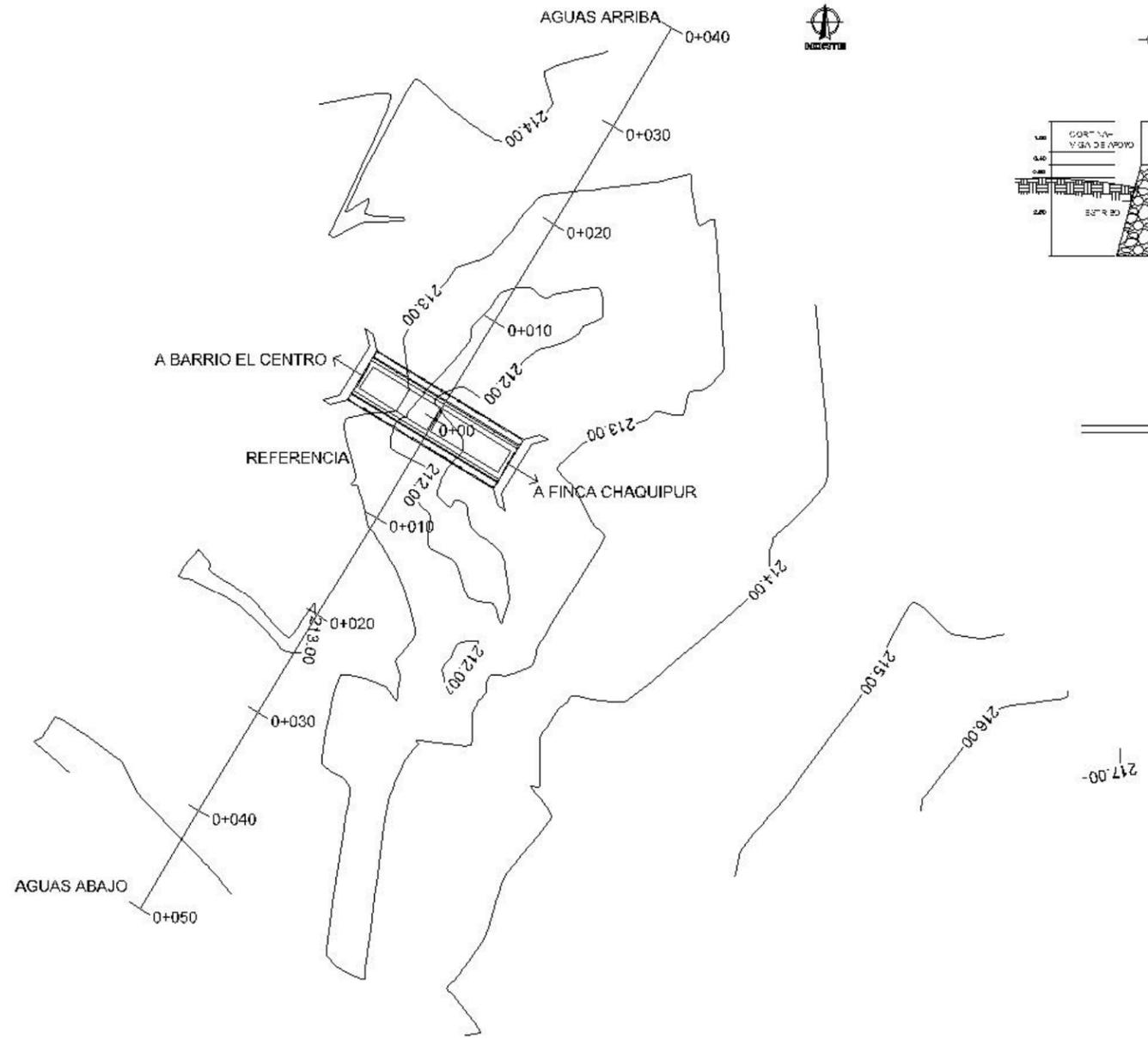
PLANTA CAJA RECEPTORA C-1
ESCALA: 1/10



SECCION CAJA RECEPTORA
ESCALA: 1/10

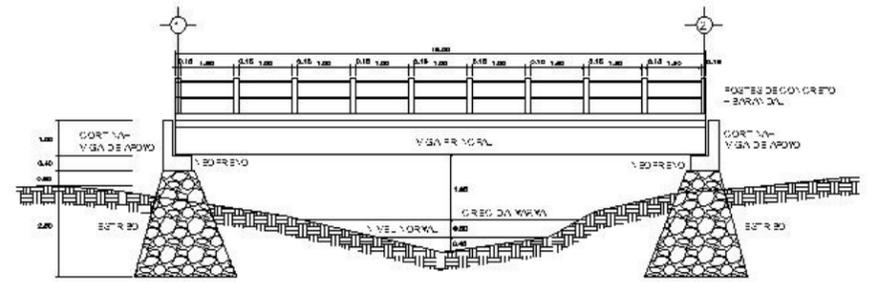
DETALLE DE CAJAS PARA DRENAJES
ESCALA: 1/100

PROYECTO: 40515504-01 UNIFICADA	OPERA: 40515504-01 UNIFICADA
PROYECTO: 40515504-01 UNIFICADA	OPERA: 40515504-01 UNIFICADA
PROYECTO: 40515504-01 UNIFICADA	OPERA: 40515504-01 UNIFICADA
40 / 44	



PLANTA GENERAL

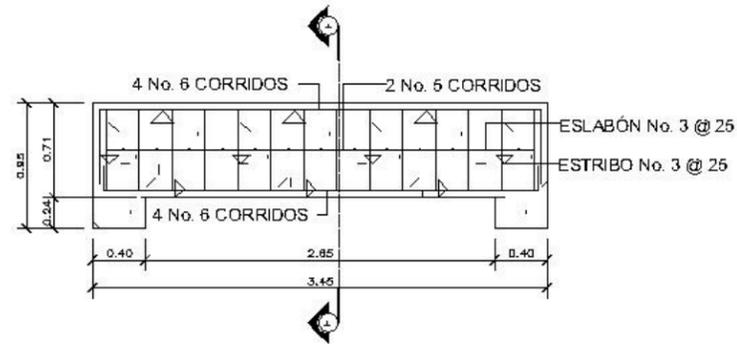
ESCALA: 1/200



PERFIL DEL PUENTE

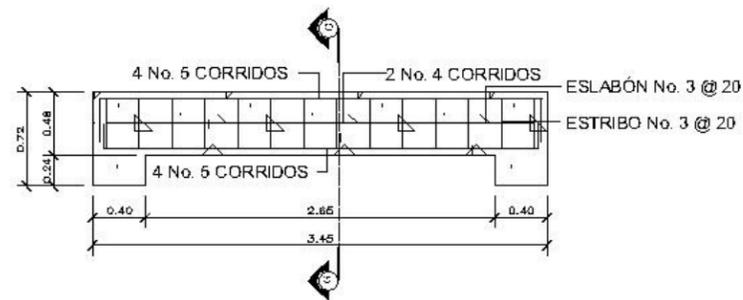
ESCALA: 1/75

PROYECTO: PUENTE PEREGRINAJOS		
PROYECTANTE:	ING. OSCAR RAVAL	ESCALA:
FECHA:	15/03/2010	HOJA:
		1/5



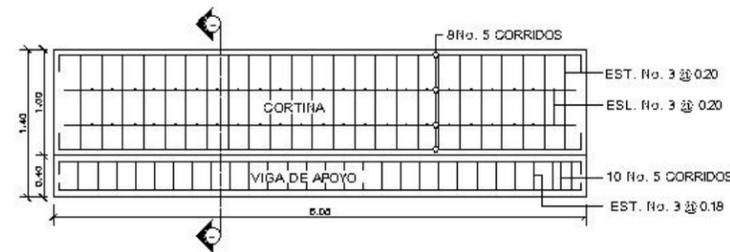
DETALLE DE REFUERZO DE DIAFRAGMA INTERIOR

ESCALA: 1/20



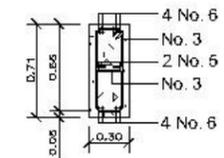
DETALLE DE REFUERZO DE DIAFRAGMA EXTERIOR

ESCALA: 1/20



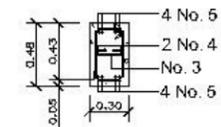
DETALLE DE REFUERZO DE VIGA DE APOYO + CORTINA

ESCALA: 1/20



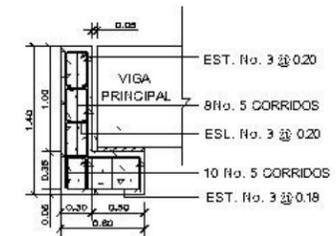
SECCIÓN D-D'

ESCALA: 1/20



SECCIÓN G-G'

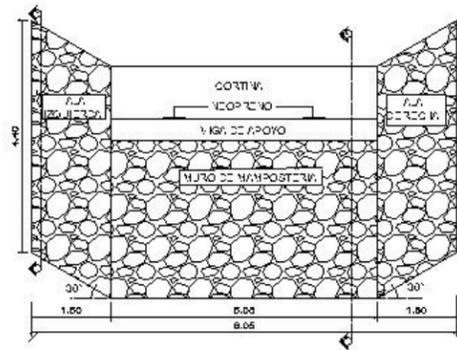
ESCALA: 1/20



SECCIÓN I-I'

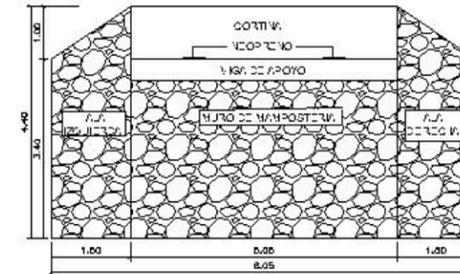
ESCALA: 1/20

PROYECTO: PUENTE VÉRTICAL		Escala: 1/20	
PROYECTO: CORTINA Y VIGAS		Escala: 1/20	
PROYECTO: VIGA DE APOYO Y CORTINA		Escala: 1/20	
		CANTIDAD	
		4	
		5	



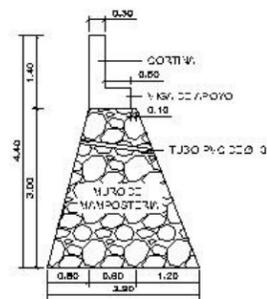
PLANTA DE MURO

ESCALA: 1/50



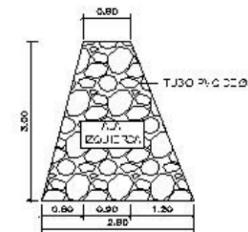
ELEVACIÓN FRONTAL

ESCALA: 1/50



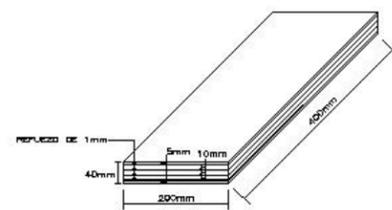
SECCIÓN J-J'

ESCALA: 1/50



SECCIÓN K-K'

ESCALA: 1/50



NEOPRENO REFORZADO

ESCALA: 1/5

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR		
PROYECTANTE:	GRUPO A. DE INGENIEROS	CIUDADELA
PROYECTADO POR:	TALIAZAR Y TORRES INGENIEROS	CIUDADELA
		CIUDADELA
		5
		5