



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

**DISEÑO DEL INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA DE DOS NIVELES
PARA EL CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA
ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA, SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ**

Jorge David Galdámez Quiroa

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, junio de 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA DE DOS NIVELES
PARA EL CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA
ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA, SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JORGE DAVID GALDÁMEZ QUIROA
ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JUNIO DE 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL I	
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento 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 INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA DE DOS NIVELES
PARA EL CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA
ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA, SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 11 de marzo de 2013.

Jorge David Galdámez Quiroa



Guatemala, 31 de Marzo de 2014.
Ref.EPS.LGAV.03.03.2014.

Nombre del estudiante: Jorge David Galdámez Quiroa

No. de carné: 2007 30597

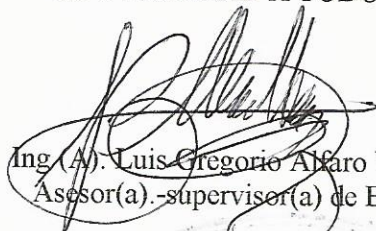
Carrera: Ingeniería Civil

Por este medio se le informa que el día 31 de Marzo del año 2014 se clausura de forma oficial el programa de EPS, iniciado el 27 de febrero del año 2012 y que realizó en Municipalidad de San Gabriel, Suchitepéquez.

Se le recuerda, que de acuerdo al Normativo vigente:

- a. Artículo 26o. literal a, se fija como tiempo máximo para la entrega del informe final de EPS treinta (30) días calendario a partir de la fecha de clausura oficial del proyecto.
- b. Artículo 38°. Se establece como tiempo máximo para obtener las cartas de aprobación del informe final de EPS, un año calendario, a partir de la fecha de clausura oficial del programa de EPS, de lo contrario se procederá a invalidar a dicho programa y tendrá que buscar otra alternativa de graduación y/o someterse a un nuevo programa de EPS.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”


Ing (A) Luis Gregorio Alfaro Veliz
Asesor(a)-supervisor(a) de EPS

Original: Control Académico
Copia 1: estudiante
Copia 2: Asesor(a)-supervisor(a)



Guatemala, 04 de noviembre de 2014
REF.EPS.DOC.1113.11.2014

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director
Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano.

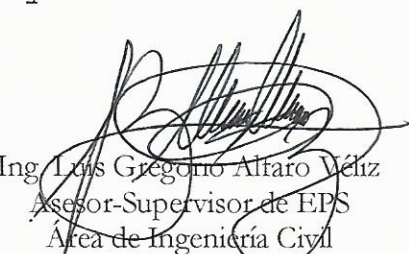
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Jorge David Galdámez Quiroa** con carné No. **200730597**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DEL INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA DE DOS NIVELES PARA EL CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL Y DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA, SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ.**

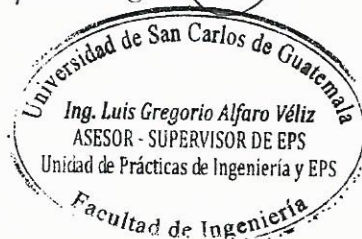
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


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



c.c. Archivo
LGAV/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
15 de mayo de 2015

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

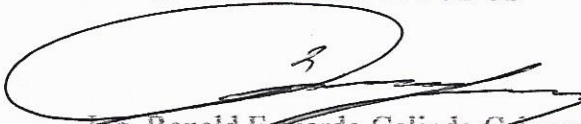
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA DE DOS NIVELES PARA EL CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA, SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Jorge David Galdámez Quiroa, con Carnet No. 200730597, 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 INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 22 de mayo de 2015
Ref.EPS.D.257.05.15

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 INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA DE DOS NIVELES PARA EL CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL Y DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA, SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Jorge David Galdámez Quiroa, carné 200730597**, 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 Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director Unidad de EPS

SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y del Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Jorge David Galdámez Quiroa, titulado **DISEÑO DEL INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA DE DOS NIVELES PARA EL CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL Y DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA, SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco **DIRECTOR**



Guatemala, junio 2015.

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua



#257



DTG. 257.2015

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 INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA DE DOS NIVELES PARA EL CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL Y PUENTE VEHÍCULAR PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA, SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ**, presentado por el estudiante universitario: **Jorge David Galdámez Quiroa**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Angel Roberto Sic García
Decano



Guatemala, 11 de junio de 2015

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

- Mi Dios** Dador de vida y sabiduría.
- Mis padres** David Galdámez Pérez y Gladys Amarilis Quiroa de Galdámez, mil gracias, que este triunfo sea una recompensa a todos sus esfuerzos.
- Mis abuelos** Enrique Quiroa (q. e. p. d.), Petrona Raymundo (q. e. p. d.), los llevo siempre en mi corazón y Ofelia Pérez, por sus sabios consejos.
- Mis hermanos** Junior Josué Galdámez Quiroa y Jocelyn Anabell Galdámez Quiroa, con mucho cariño comparto este éxito con ustedes.
- Mis hijos** Maryori Mishelle y Genésis Abril Galdámez (q. e. p. d.), Marilyn Fernanda y Evelyn Yovana Cruz, Kevin Rolando y Angela Alexandra Quiroa; han sido mi motivación para seguir adelante para lograr esta meta y ser ejemplo para ellos.
- Mi esposa** Evelyn Magalí Cruz Alvarado de Galdámez, quien ha sido un apoyo importante en mi vida y ha estado siempre a mi lado.

AGRADECIMIENTOS A:

Mi Dios	Por darme iluminación, sabiduría y perseverancia. Por guiarme y llenarme de bendiciones.
Mis padres	Por darme la vida, su amor y comprensión, por el gran esfuerzo que realizaron en este camino que juntos hemos recorrido, pero sobre todo por creer y confiar en mí siempre, siendo mi máximo orgullo, ejemplo de lucha y superación.
Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz	Por su valiosa colaboración como asesor y supervisor del presente trabajo de graduación y durante el EPS.
Facultad de Ingeniería	Por haberme abierto sus puertas para formarme académica y profesionalmente.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Gloriosa alma máter, por permitirme formar parte de tan importante casa de estudios.
Mi familia y amigos	Por el apoyo brindado.
Dirección Municipal de Planificación de San Gabriel, Suchitepéquez	Por brindarme la oportunidad de realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XV
GLOSARIO	XVII
RESUMEN.....	XXI
OBJETIVOS.....	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
1. ANTECEDENTES GENERALES	1
1.1. Aspectos monográficos del municipio de San Gabriel, Suchitepéquez.....	1
1.1.1. Descripción del lugar	1
1.1.2. Ubicación geográfica	2
1.1.3. Situación demográfica	2
1.1.4. Actividad económica y uso del suelo	4
1.1.5. Población e idioma	5
1.1.6. Servicios públicos e infraestructura existente	5
1.1.6.1. Carreteras y comunicaciones	6
1.1.6.2. Saneamiento.....	7
1.1.6.3. Educación.....	8
1.2. Diagnóstico sobre las principales necesidades de servicios básicos y de infraestructura del municipio de San Gabriel, Suchitepéquez.....	11
1.2.1. Descripción de las necesidades	11
1.2.2. Priorización de las necesidades	12

2.	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA, SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	13
2.1.	Descripción del proyecto	13
2.2.	Levantamiento topográfico	13
2.2.1.	Planimetría	14
2.2.2.	Altimetría	14
2.3.	Estudio hidrológico	14
2.3.1.	Crecientes	20
2.3.1.1.	Cálculo de caudales máximos para el diseño del puente	23
2.3.1.1.1.	Método racional.....	23
2.3.1.1.2.	Método sección pendiente	23
2.3.1.1.3.	Cálculo de caudal máximo.....	24
2.4.	Estudio de suelos	24
2.5.	Especificaciones del diseño	28
2.6.	Descripción de solución propuesta	29
2.7.	Diseño estructural de puente vehicular de la aldea San Antonio Chimulbua	29
2.7.1.	Datos para el diseño	30
2.7.2.	Diseño de la superestructura.....	30
2.7.2.1.	Diseño de parachoques.....	31
2.7.2.2.	Diseño de barandal	31
2.7.2.3.	Diseño de losa.....	39
2.7.2.3.1.	Espesor de losa	39
2.7.2.3.2.	Cálculo de momentos ...	40
2.7.2.3.3.	Cálculo de peralte	48
2.7.2.3.4.	Cálculo de refuerzo	49

	2.7.2.3.5.	Diseño de banqueta	55
2.7.2.4.		Diseño de diafragma.....	55
	2.7.2.4.1.	Diafragma interior	57
	2.7.2.4.2.	Diafragma exterior	58
2.7.2.5.		Diseño de vigas	62
	2.7.2.5.1.	Cálculo de momento por el método de líneas de influencia.....	67
	2.7.2.5.2.	Cálculo de refuerzo	94
	2.7.2.5.3.	Diseño a corte	102
2.7.3.		Diseño de la subestructura	115
	2.7.3.1.	Diseño de cortina.....	115
	2.7.3.2.	Diseño de viga de apoyo	126
	2.7.3.3.	Diseño de neopreno	135
	2.7.3.4.	Diseño de estribos.....	144
	2.7.3.4.1.	Verificación del estribo sin superestructura.....	146
	2.7.3.4.2.	Verificación del estribo con superestructura y carga viva	153
	2.7.3.4.3.	Verificación del estribo con sismo.....	156
2.8.		Presupuesto del proyecto	160
2.9.		Evaluación de Impacto Ambiental	161

3.	DISEÑO DEL INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA DE DOS NIVELES PARA EL CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL, SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	165
3.1.	Descripción del proyecto	165
3.2.	Levantamiento topográfico	166
3.3.	Evaluación de la calidad del suelo	166
3.4.	Normas utilizadas el diseño de edificios educativos	170
3.4.1.	Criterios de conjunto	170
3.4.2.	Capacidad de área por alumno	171
3.4.2.1.	Aula teórica de espacios educativos ..	172
3.5.	Diseño arquitectónico.....	172
3.5.1.	Requerimiento de áreas	172
3.5.2.	Distribución de espacios.....	173
3.5.3.	Alturas y cotas.....	173
3.5.4.	Tipo de estructura	174
3.6.	Análisis estructural por medio de mampostería reforzada, utilizando el método de análisis simplista.....	175
3.6.1.	Integración de cargas	176
3.6.2.	Diseño de losa.....	181
3.6.3.	Cálculo de cargas por nivel	204
3.6.4.	Guía para establecer la estructura sismo resistente según Agies	209
3.6.5.	Corte basal	220
3.6.6.	Distribución de fuerzas por nivel	227
3.6.7.	Cálculo de fuerza cortante por piso y momentos ..	229
3.6.8.	Centro de rigideces por nivel.....	230
3.6.9.	Excentricidades	246
3.6.10.	Diseño de mampostería	249
3.6.11.	Cálculo de acero vertical y horizontal	263

3.6.12.	Diseño de cimentaciones.....	307
3.6.13.	Diseño de escaleras	315
3.7.	Presupuesto del proyecto	322
3.8.	Evaluación ambiental	324
CONCLUSIONES		327
RECOMENDACIONES		329
BIBLIOGRAFÍA.....		331
APÉNDICES		333
ANEXOS		335

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Mapa del municipio de San Gabriel	3
2.	Acceso a agua potable y saneamiento básico de San Gabriel, Suchitepéquez	8
3.	Tasa de escolarización, terminación y alfabetización de San Gabriel, Suchitepéquez	9
4.	Área de cuenca	20
5.	Área de sección de río	24
6.	Cargas que actúan sobre las barandas para peatones	33
7.	Geometría del barandal.....	33
8.	Cargas distribuidas en los rieles	35
9.	Carga de diseño concentrada en el poste	37
10.	Momento actuante en el poste	37
11.	Sección transversal del puente	40
12.	Distribución de carga camión H20-44	43
13.	Diagramas de cortes y momentos en losa	48
14.	Armado de losa	55
15.	Detalle de armado de diafragma interno	60
16.	Detalle de armado de diafragma externo	61
17.	Sección transversal de viga	63
18.	Carga distribuida en viga.....	66
19.	Cargas transmitidas a la viga por un camión H20-44.....	67
20.	Posición núm. 1 del camión H20-44.....	68
21.	1er. Corte $[0 < x < 27]$ m	69

22.	Diagramas de corte y momento en viga posición 1	71
23.	Posición núm. 2 del camión H20-44	72
24.	1er. Corte [0 < x < 2,48]m	72
25.	2do. Corte [2,48 < x < 6,75]m	73
26.	3er. Corte [6,75 < x < 27]m	74
27.	Diagramas de corte y momento en viga posición 2	76
28.	Posición núm. 3 del camión H20-44	77
29.	1er. Corte [0 < x < 9,23]m	78
30.	2do. Corte [9,23 < x < 13,50]m	78
31.	3er. Corte [13,50 < x < 27] m	79
32.	Diagramas de corte y momento en viga posición 3	81
33.	Posición núm. 4 del camión H20-44	82
34.	1er. Corte [0 < x < 15,98]m	83
35.	2do. Corte [15,98 < x < 20,25]m	83
36.	3er. Corte [20,25 < x < 27]m	84
37.	Diagramas de corte y momento en viga posición 4	86
38.	Posición núm. 5 del camión H20-44	87
39.	1er. Corte [0 < x < 22,73]m	88
40.	2do. Corte [22,73 < x < 27]m	88
41.	Diagramas de corte y momento en viga posición 5	90
42.	Posición núm. 6 del camión H20-44	91
43.	1er. Corte [0 < x < 27]m	92
44.	Diagramas de corte y momento en viga posición 6	94
45.	Deflexión en viga principal	108
46.	Deflexiones instantáneas 1	109
47.	Deflexiones instantáneas 2	110
48.	Detalle de deflexión en viga	112
49.	Detalle de armado de viga	113
50.	Dimensiones de cortina	115

51.	Presiones sobre cortina provocadas por EH y ES	117
52.	Fuerzas por unidad de longitud aplicadas en la cortina	118
53.	Fuerza por carga vehicular.....	119
54.	Dimensiones de viga de apoyo	127
55.	Detalle de armado de cortina y viga de apoyo	134
56.	Relación entre presión específica y deformación-60 ° Shore.....	142
57.	Detalle de ubicación y dimensiones de neopreno	144
58.	Sección propuesta del estribo	146
59.	Presiones sobre el estribo provocadas por EH y ES.....	148
60.	Fuerza de empuje aplicada en el estribo.....	149
61.	Geometría del estribo.....	150
62.	Losas de primer nivel del módulo uno.....	185
63.	Losa 1, caso 9.....	187
64.	Losa 11, caso 8.....	188
65.	Losa 3, caso 2.....	188
66.	Distribución de momentos en losas de primer nivel del módulo uno..	189
67.	Losas de segundo nivel del módulo uno	190
68.	Losa 1, caso 4.....	192
69.	Losa 8, caso 8.....	193
70.	Losa 4, caso 9.....	194
71.	Distribución de momentos en losas de segundo nivel del módulo uno	195
72.	Balance de momentos.....	196
73.	Distribución de momentos finales en losas de primer nivel del módulo uno	198
74.	Distribución de momentos finales en losas del segundo nivel del módulo uno	199
75.	Elevación de la estructura	205
76.	Zonificación sísmica para la República de Guatemala.....	211

77.	Fórmula 1.....	231
78.	Fórmula 2.....	231
79.	Fórmula 3.....	233
80.	Fórmula 4.....	235
81.	Fórmula 5.....	240
82.	Fórmula 6.....	241
83.	Fórmula 7.....	251
84.	Fórmula 8.....	251
85.	Fórmula 9.....	252
86.	Fórmula 10.....	264
87.	Área tributaria de muro 6	266
88.	Relación modular muro 6.....	269
89.	Área tributaria de muro 7	272
90.	Detalles de columnas.....	280
91.	Detalles de soleras	282
92.	Secciones de vigas propuestas	286
93.	Área tributaria a viga principal 1.....	287
94.	Área tributaria a viga principal 2.....	290
95.	Armado viga principal del módulo uno (compresión)	303
96.	Armado de viga secundaria del módulo uno (compresión)	303
97.	Área tributaria a viga principal en aulas del módulo dos.....	304
98.	Cimiento corrido del edificio.....	309
99.	Longitud de punzonamiento del cimiento corrido.....	312
100.	Dimensiones de la escalera	317
101.	Carga última solamente para un metro.....	318
102.	Cálculo de momentos	319
103.	Detalle de armado de escalera	322

TABLAS

I.	Uso de suelos de San Gabriel, Suchitepéquez	5
II.	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía.....	16
III.	Parámetros de ajuste estación meteorológica Camantulul	18
IV.	Peso de ejes del camión H20-44	42
V.	Combinaciones de cargas y factores de carga	46
VI.	Factores de carga para cargas permanentes, γ_p	46
VII.	Datos de cortes y momentos en viga posición 1	69
VIII.	Datos de cortes y momentos en viga posición 2	74
IX.	Datos de cortes y momentos en viga posición 3	79
X.	Datos de cortes y momentos en viga posición 4	84
XI.	Datos de cortes y momentos en viga posición 5	89
XII.	Datos de cortes y momentos en viga posición 6	92
XIII.	Momentos máximos en viga.....	97
XIV.	Área de acero para cada momento máximo en la viga	98
XV.	Área de acero para cada momento máximo en la viga	99
XVI.	Cálculo del momento estabilizante (M_E).....	151
XVII.	Momento de volteo en estribo	158
XVIII.	Presupuesto del puente para la aldea San Antonio Chimulbua	161
XIX.	Boleta de identificación y evaluación de impacto ambiental.....	162
XX.	Cargas vivas de uso frecuente	177
XXI.	Cargas muertas mínimas	178
XXII.	Nivel mínimo de protección sísmica	212
XXIII.	Clasificación por tipo de estructura	214
XXIV.	Coeficiente de sitio F_a	216
XXV.	Coeficiente de sitio F_v	216
XXVI.	Factor N_a para períodos cortos de vibración	217
XXVII.	Factor N_v para períodos largos de vibración.....	217

XXVIII.	Guía para clasificación de sitio	219
XXIX.	Distribución de fuerzas por nivel del módulo uno.....	228
XXX.	Distribución de fuerzas por nivel del módulo dos.....	228
XXXI.	Distribución de momentos por nivel del módulo uno.....	229
XXXII.	Distribución de momentos por nivel del módulo dos.....	230
XXXIII.	Distribución de muros estructurales primer y segundo nivel del módulo uno	232
XXXIV.	Cálculo del centro de rigidez del edificio, primer nivel módulo uno....	234
XXXV.	Cálculo del centro de rigidez del edificio, segundo nivel módulo uno.....	235
XXXVI.	Cálculo centro de rigidez de edificio, primer nivel módulo dos	240
XXXVII.	Cálculo del centro de rigidez del edificio, segundo nivel módulo dos	242
XXXVIII.	Resultados del análisis de mampostería, del primer nivel x - x del módulo uno	253
XXXIX.	Resultados del análisis de mampostería, del primer nivel y - y del módulo uno	254
XL.	Resultados del análisis de mampostería, del segundo nivel x – x del módulo uno	255
XLI.	Resultados del análisis de mampostería, de segundo nivel y - y del módulo uno	256
XLII.	Resultados del análisis de mampostería, del primer nivel x - x del módulo dos	257
XLIII.	Resultados de análisis de mampostería, primer nivel y - y módulo dos	258
XLIV.	Resultados del análisis de mampostería, segundo nivel x - x módulo dos	259
XLV.	Resultados del análisis de mampostería, del segundo nivel y - y del módulo dos	260

XLVI.	Tabla resumen de fuerza y momento aplicado en cada muro del primer nivel del módulo uno	261
XLVII.	Tabla resumen de fuerza y momento aplicado en cada muro de segundo nivel del módulo uno.....	261
XLVIII.	Tabla resumen de fuerza y momento aplicado en cada muro de primer nivel del módulo dos	262
XLIX.	Tabla resumen de fuerza y momento aplicado en cada muro de segundo nivel del módulo dos.....	262
L.	Relación modular muro 7	275
LI.	Tipos de columnas y soleras a utilizar en estructura.....	277
LII.	Resumen de As necesario para primer nivel de módulo uno	278
LIII.	Resumen de As necesario para segundo nivel de módulo uno	278
LIV.	Resumen de As necesario para primer nivel de módulo dos	279
LV.	As distribuido a muros de primer nivel del módulo uno	281
LVI.	Distribución de As a muros de primer nivel del módulo dos.....	281
LVII.	Alturas o espesores mínimos de vigas.....	283
LVIII.	Presupuesto de Instituto para cantón Altos de San Gabriel	323
LIX.	Boleta de identificación y evaluación de impacto ambiental.....	324

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	Altura
A	Área
As	Área de acero
A_v	Área de acero para refuerzo a corte
As_t	Área de acero por temperatura
Ag	Área gruesa
b	Base
W	Carga distribuida/Peso
CM	Carga muerta
CU	Carga última
CV	Carga viva
Q	Caudal
cg	Centro de gravedad
CM	Centro de masa
CR	Centro de rigidez
ρ	Cuantía de acero
ρ_b	Cuantía de acero balanceada
Df	Desplante de cimentación
∅	Diámetro
EH	Empuje del suelo
ES	Empuje por sobrecarga
V	Esfuerzo de corte
V_c	Esfuerzo cortante del concreto

V_n	Esfuerzo de cortante nominal
V_u	Esfuerzo de cortante último
e	Excentricidad
FCU	Factor de carga última
F	Fuerza
F_n	Fuerza por nivel
I	Inercia
L	Longitud
L_c	Longitud de confinamiento en vigas
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E_m	Módulo de elasticidad de la mampostería
M	Momento
MB	Momento balanceado
M_u	Momento último
d	Peralte efectivo
γ_s	Peso específico del suelo
γ_c	Peso volumétrico del concreto
R_h	Radio hidráulico
Rec	Recubrimiento
m	Relación entre lado largo y lado corto en losas
V_s	Resistencia a corte debido al esfuerzo
f_y	Resistencia a la fluencia del acero
f'_c	Resistencia última del concreto
P_{LL}	Sobre carga para postes del puente
Σ	Sumatoria
Ton	Toneladas
V_s	Valor soporte del suelo
V	Velocidad

GLOSARIO

Aproche	Relleno de aproximación y de salida en un puente.
Área de acero mínima	Cantidad de acero mínimo que debe incluir un elemento estructural.
Carga muerta	Peso muerto soportado por un elemento estructural, incluyendo el propio.
Carga viva	Peso variable dado por el personal, maquinaria y objetos móviles.
Cimiento corrido	Cimentación dispuesta a soportar muros.
COCODE	Comité Comunitario de Desarrollo.
Coefficiente escorrentía	Relación entre el agua de lluvia que cae en una zona determinada.
Columna	Elemento vertical que absorbe la carga completa de la estructura para trasladarla a la cimentación.
Concreto reforzado	Concreto que contiene el refuerzo de acero.
Confinamiento	Refuerzo en las zonas en donde se espera ocurran altos esfuerzos de fluencia.

Corte basal	Esfuerzo cortante que un sismo produce en la base de una estructura.
Cortina	Muro que contiene el relleno del aproche en un puente.
Diafragma	Elemento estructural en un puente construido para evitar el alabeo de las vigas.
Ductilidad	Capacidad de una estructura o un elemento estructural de deformarse y regresar a su estado natural.
Esfuerzo	Intensidad de fuerza por unidad de área.
Estribo	Elemento de un miembro estructural que resiste el esfuerzo cortante.
Excentricidad	Se produce cuando los centros de rigidez y masa no coinciden en coordenadas, debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.
Fluencia	Sobrepasando el límite de elasticidad, todo aumento de carga produce deformaciones plásticas o permanentes o irreversibles.
Líneas de Influencia	Método de análisis estructural que consiste en determinar los esfuerzos de corte y momento en

toda la longitud de la viga, a medida que una fuerza concentrada se va moviendo a lo largo del elemento.

Longitud de confinamiento

Zona en un elemento estructural en donde se prevé se produzcan los mayores esfuerzos de fluencia, por lo tanto debe ser una zona más dúctil.

Momento

Esfuerzo al que se somete un cuerpo, debido a la aplicación de una fuerza a cierta distancia de su centro de masa.

Momento resistente

Es el momento que resiste un elemento estructural con cierta cantidad de acero.

Neopreno

Apoyo flexible que soporta las vigas en un puente.

Recubrimiento

Distancia medida borde del elemento de concreto y la cara más próxima de acero de refuerzo.

Rigidez

Resistencia de un elemento estructural a la deformación.

Solera

Elemento estructural horizontal de un muro, que resiste esfuerzos y confina los muros.

Viga

Elemento estructural horizontal que trabaja a flexión. Recibe las cargas que le transmite la losa y las transmite a las columnas.

RESUMEN

El presente trabajo contiene la memoria descriptiva de la realización del Ejercicio Profesional Supervisado en el municipio de San Gabriel, departamento de Suchitepéquez. Tal y como lo define la base legal del programa de EPS, su realización fue dividida en tres fases: investigación, docencia y servicio técnico profesional.

La fase de investigación se realizó a través de un diagnóstico sobre las principales necesidades de los servicios básicos y de infraestructura del municipio, siendo esta la base sobre la cual se sustenta el presente trabajo técnico profesional. Además, se recabó información de tipo monográfico con énfasis en la aldea San Antonio Chimulbua y el cantón Altos de San Gabriel, en el cual se recopilan las necesidades más importantes de estas comunidades.

La fase que está compuesta por el servicio técnico profesional. Este se recopila en el capítulo dos y tres donde se abarcan las especificaciones de diseño y planificación de dos proyectos de infraestructura, los cuales fueron seleccionados según el principio de causa y efecto analizado en la fase de investigación. A lo largo de la fase técnico profesional se describen los criterios y la memoria de cálculo realizada en el diseño de la edificación escolar y el puente vehicular. Asimismo se presenta el presupuesto, cálculos y planos.

OBJETIVOS

General

Beneficiar con el diseño del puente vehicular en la aldea San Antonio Chimulbua, así poseer una mejor vía de acceso hacia la misma. También el diseño del edificio escolar en el nivel básico de dos niveles, para el cantón Altos de San Gabriel; para una mejor preparación académica.

Específicos

1. Mejorar la calidad de vida de los pobladores actuales y futuros al llevarse a cabo la ejecución de los proyectos, posterior al estudio respectivo.
2. Desarrollar una investigación monográfica y diagnóstica en la cual se identifiquen y propicien las necesidades de infraestructura y servicios básicos de la cabecera municipal y comunidades de San Gabriel, Suchitepéquez.
3. Colaborar con el desarrollo de la población al reducir el índice de analfabetismo en el cantón Altos de San Gabriel, por falta de una estructura física donde puedan recibir formación educativa.

INTRODUCCIÓN

Guatemala es un país que se encuentra evidentemente, en vías de desarrollo. Esto dificulta suplir las necesidades de infraestructura y hacen estas deficientes a las comunidades del país. Tal es el caso de las vías de comunicación y la educación, las que por falta de visión gubernamental no se realizan como es de manifiesto en las comunidades de la aldea San Antonio Chimulbua y el cantón Altos de San Gabriel, del municipio de San Gabriel, Suchitepéquez. Estos son solo unos de los muchos ejemplos de problemas a los que se enfrentan las familias del área rural de dicho municipio.

Para identificar la problemática, fue necesaria la ejecución de un diagnóstico y priorización del problema realizado conjuntamente con la Dirección Municipal de Planificación (DMP), por lo que se seleccionaron por solicitud de las comunidades y de la municipalidad, el desarrollo del diseño y planificación de un puente vehicular en la aldea San Antonio Chimulbua y un Instituto Nacional de Educación Básica (INEB), para el cantón Altos de San Gabriel.

Los proyectos seleccionados se realizarán en dos partes, y queda estructurada de la siguiente forma: en la primera parte, se presenta la investigación monográfica del municipio; la cual incluye aspectos de la aldea San Antonio Chimulbua y el cantón Altos de San Gabriel. En la segunda parte se presenta el trabajo técnico-profesional que incluye el diseño y la planificación del puente vehicular de la aldea San Antonio Chimulbua y el edificio escolar del cantón Altos de San Gabriel. Asimismo se incluye la memoria de cálculo y recomendaciones pertinentes para cada proyecto.

1. ANTECEDENTES GENERALES

1.1. Aspectos monográficos del municipio de San Gabriel, Suchitepéquez

En el diagnóstico se describirán los datos relevantes del municipio de San Gabriel, Suchitepéquez como su ubicación, actividades comerciales y educativas que se desarrollan tanto en el municipio como en las dos comunidades en las cuales se realizarán los proyectos.

1.1.1. Descripción del lugar

El municipio de San Gabriel, Suchitepéquez está organizado en 14 lugares poblados, los cuales están constituidos de la siguiente manera: cabecera municipal, 2 aldeas, 2 colonias, 1 comunidad y 8 cantones. Por lo pequeño de su extensión territorial, el municipio no ha sido dividido en microregiones. Considerando lo anterior y tomando en cuenta que el 85 % de la población se asienta en el área urbana, por lo que se indica que es en la cabecera municipal donde se concentra la mayor cantidad de servicios y se cuenta con las mejores condiciones de conectividad y movilidad, dado que el principal eje de circulación del municipio es la carretera que conduce desde Mazatenango hacia San Lorenzo y que pasa por toda la extensión del municipio en dirección norte – sur.

Los cantones de: Guayacán, San Jorge, Las Victorias sector poniente, El Cacaotal, El Llano y la Comunidad el Esfuerzo son lugares poblados de este municipio que a la fecha no cuentan con la totalidad de servicios básicos.

1.1.2. Ubicación geográfica

El municipio de San Gabriel se encuentra localizado en la parte central del departamento de Suchitepéquez, con una extensión territorial de 16 kilómetros cuadrados, una altura de 284 metros sobre el nivel del mar, siendo las coordenadas geográficas de la cabecera municipal 14° 30' 36.03" latitud norte y 91° 30' 27.61" longitud oeste.

Tiene una distancia de 4 kilómetros de la cabecera departamental y 154 kilómetros de la ciudad capital, colinda al norte y al poniente con el municipio de Mazatenango; al sur con el municipio de San Lorenzo y al oriente con el municipio de Santo Domingo, todos pertenecen al departamento de Suchitepéquez.

Para llegar al municipio de San Gabriel, partiendo de la cabecera departamental (Mazatenango), se enfila hacia el sur en dirección a los patios del ferrocarril, tomando la ruta que conduce hacia el municipio de San Lorenzo. La totalidad de los 4 kilómetros son de superficie adoquinada, lo que convierte en transitable en toda época del año. La duración del viaje es de diez minutos, pudiéndose realizar en bus urbano, picop y mototaxi.

1.1.3. Situación demográfica

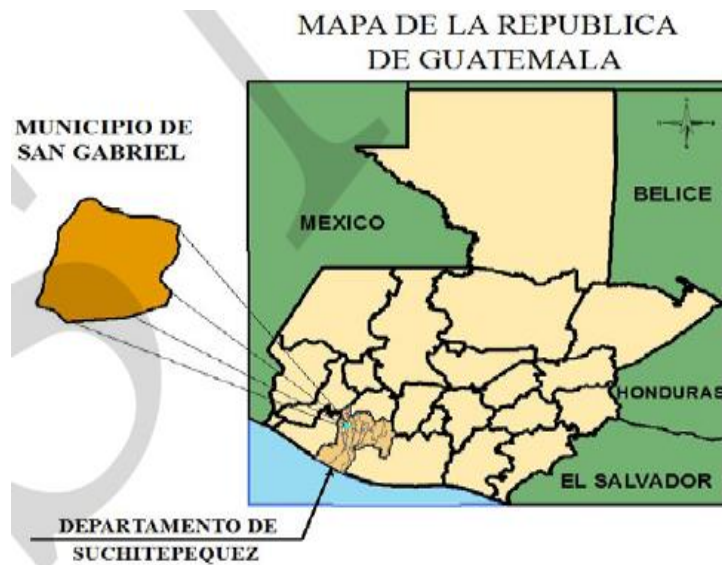
Según proyecciones para el 2010, la población total del municipio de San Gabriel asciende a 5 533 personas, de los cuales 2 704 son hombres equivalentes al 48,87 % y 2 829 mujeres equivalentes al 51,13 %.

Al observar los datos anteriores, se concluye que el crecimiento poblacional es muy rápido reflejando altos índices de natalidad que supera a los

de la mortalidad, condiciones propias de los países en vías de desarrollo. Asimismo, se puede interpretar la gran demanda de necesidades básicas que requiere una población, donde la base son personas menores de 19 años equivalentes al 52 % de la población, las cuales requieren educación, salud, vivienda, seguridad alimentaria y fuentes de trabajo.

La densidad en el municipio es de 346 habitantes/km² lo que indica que está por arriba del índice departamental, que es de 192 habitantes/km². La diferencia entre la densidad poblacional municipal y la departamental es de 154 habitantes/km². En el municipio de San Gabriel donde la población indígena representa un 76 % o sea 4 205 habitantes y el resto, es de 24 % que es igual a 1 328 habitantes no indígenas. La población indígena, tiene como lengua materna el idioma quiché y también hablan el idioma español.

Figura 1. **Mapa del municipio de San Gabriel**



Fuente: Segeplan. *Plan de Desarrollo Municipal de San Gabriel 2011*. p. 86.

1.1.4. Actividad económica y uso del suelo

En su mayoría, la economía del municipio descansa en el sector agrícola: fincas de caña, hule y en su menor extensión agricultura de subsistencia. En consecuencia, la presión hacia los recursos naturales es fuente, a esto se agrega el crecimiento poblacional y las pocas oportunidades de diversificación laboral.

El uso de la tierra, de acuerdo al Manual de Clasificación de tierras por capacidad de uso del Instituto Nacional de Bosques (Inab), el municipio de San Gabriel se ubica en la región definida como “Tierras de Llanura Costera del Pacífico”. Esta comprende una franja de tierra, en un espacio que va desde la frontera con México (río Suchiate) hasta el río Paz en la frontera con El Salvador. Cubre parcialmente los departamentos de San Marcos, Quetzaltenango, Retalhuleu, Suchitepéquez, Escuintla, Santa Rosa y Jutiapa.

Son tierras aptas para la agricultura con mejoras, que presentan limitaciones de uso moderadas con respecto a la pendiente, profundidad, pedregosidad y drenaje. Para su cultivo se requieren prácticas de manejo y conservación de suelos, así como mediadas agronómicas relativamente intensas y acordes al tipo de cultivo establecido. Son áreas con limitaciones de pendientes y obras de conservación de suelos. Permiten el desarrollo de pastos naturales o cultivados asociados con especies arbóreas; predominan las pendientes entre un 12 a un 32 %, con una precipitación pluvial promedio anual que oscila entre los 3 407 y 3 077 milímetros y se localizan en el área que comprende la cuenca del río Sís. La altitud del municipio en relación con el mar es de 295 metros.

Tabla I. **Uso de suelos de San Gabriel, Suchitepéquez**

Cobertura vegetal y uso de la tierra	Has	%
Infraestructura	17.88	2.6838
Centros Poblados	17.88	2.6838
Agricultura	638.39	95.8241
Café	572.44	85.9249
Hule	65.95	9.8993
Arbustos y Matorrales	3.31	0.4968
Arbustos - Matorrales	3.31	0.4968
Cuerpos de agua	6.63	0.9952
Rio	6.63	0.9952
Total	666.21	100.00

Fuente: Segeplan. *Plan de Desarrollo Municipal de San Gabriel 2011*. p. 90.

1.1.5. Población e idioma

El municipio de San Gabriel es el municipio más pequeño que tiene el departamento de Suchitepéquez ya que tiene solo 16 km² de territorio. Además del idioma español también se habla el idioma quiché.

1.1.6. Servicios públicos e infraestructura existente

La conservación y la prolongación de la vida humana constituyen el objetivo de las políticas y los programas de salud. La Municipalidad está ubicada a un costado del parque central de la cabecera municipal y cuenta con un Puesto de Salud fortalecido por la Municipalidad, con capacidad de atención de 2 camas y como recursos humanos cuentan con 1 médico, 1 enfermera profesional, 3 enfermeras auxiliares, 3 comadronas capacitadas, 1 técnico de salud rural, 1 estadígrafa, 1 operativo de limpieza y 1 seguridad. A este puesto de salud se moviliza la población para recibir la atención media primaria.

De acuerdo a lo indicado por el representante de Salud Municipal en el taller de mapeo participativo, se cuenta con personal médico y disponibilidad de medicamentos para cubrir las necesidades de la población. Sin embargo, se corre el riesgo en la actualidad de que este se vea reducido por falta de presupuesto.

Dentro de la seguridad ciudadana el municipio cuenta con una subestación de la Policía Nacional Civil y de acuerdo a lo establecido en el taller de mapeo participativo, se tiene únicamente un elemento por turno, personal que se trasladó todos los días de la estación ubicada en Mazatenango, por lo que la relación número de población/agente PNC para incrementar el número de personal y equipo de la subestación sin tener una respuesta favorable.

El servicio de alumbrado de acuerdo al Censo Poblacional y Habitación del Ine en el 2002, de las 833 viviendas del municipio, un total de 777 equivalente al 93,28 % cuentan con el servicio de energía eléctrica, el cual es suministrado por Deocsa. Los lugares que a la fecha no cuentan con dicho servicio son las comunidades de Guayacán y El Esfuerzo.

1.1.6.1. Carreteras y comunicaciones

Los servicios básicos de un país, región, municipio o comunidad son importantes porque contribuyen a medir el grado o nivel de calidad de vida. Pero la instalación de dichos servicios, por si, no dice mucho, sino debe agregarse: qué tipo de servicios, particularidad, cantidad, si son pertinentes u oportunos.

La red vial interna del municipio está constituida por un eje norte-sur que conduce de la ciudad de Mazatenango hacia la cabecera municipal de San

Lorenzo, pasando por todo el municipio de San Gabriel. En su primera parte, su superficie de rodamiento es adoquinada, desde Mazatenango hasta el casco urbano de San Gabriel con una longitud aproximada de 4 kilómetros. La segunda parte que conduce de la cabecera municipal de San Gabriel hacia la de San Lorenzo es de superficie asfaltada con una longitud aproximada de 3 kilómetros.

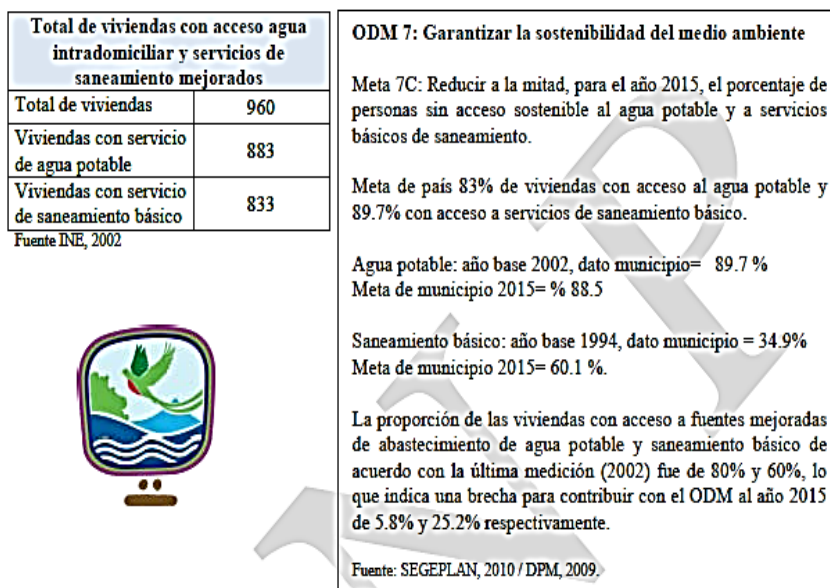
En ambos casos se encuentran en buenas condiciones, siendo la primera parte mantenida por la municipalidad y la segunda por Covial. Las comunidades se asientan a lo largo de dicho eje, partiendo con ejes secundarios oriente–poniente los cuales también tienen superficie adoquinada. Los recorridos desde los lugares poblados hacia la cabecera municipal en vehículo tipo camioneta, microbús o moto taxi tienen una duración no mayor a 10 minutos, salvo el caso de San José Chimulbua, que si se hace vía San Gabriel hay que recorrer una parte de camino de terracería y no funciona transporte público por dicho sector. La otra opción es entrar vía Mazatenango, siendo este recorrido más largo y con una duración aproximada de viaje de 45 minutos utilizando microbús.

1.1.6.2. Saneamiento

Las condiciones de contaminación ambiental que evidencia el municipio son preocupantes, considerando lo pequeño en extensión territorial y su cercanía con la ciudad de Mazatenango. Las fuentes hídricas en su totalidad se encuentran contaminadas ante la carencia de un manejo adecuado de los desechos sólidos y líquidos, que generalmente son depositados sin tratamiento en las fuentes hídricas. Los niveles de riesgo para el municipio son altos, debido a la extensión distintos tipos de amenazas tales son: deslizamientos, temporales, sequías, incendios forestales, deforestación y el desecamiento de ríos.

En lo que respecta a la vulnerabilidad se estableció que las edificaciones e infraestructura en muchos casos se encuentran asentadas en zonas no recomendables, con material precario, en mal estado y regular estado de construcción. Población con escasos recursos económicos, sin conocimiento y cultura de prevención, cobertura parcial de servicios básicos, mínima participación, relación entre las instituciones y organizaciones existentes.

Figura 2. **Acceso a agua potable y saneamiento básico de San Gabriel, Suchitepéquez**



Fuente: Segeplan. *Plan de Desarrollo Municipal de San Gabriel 2011*. p. 92.

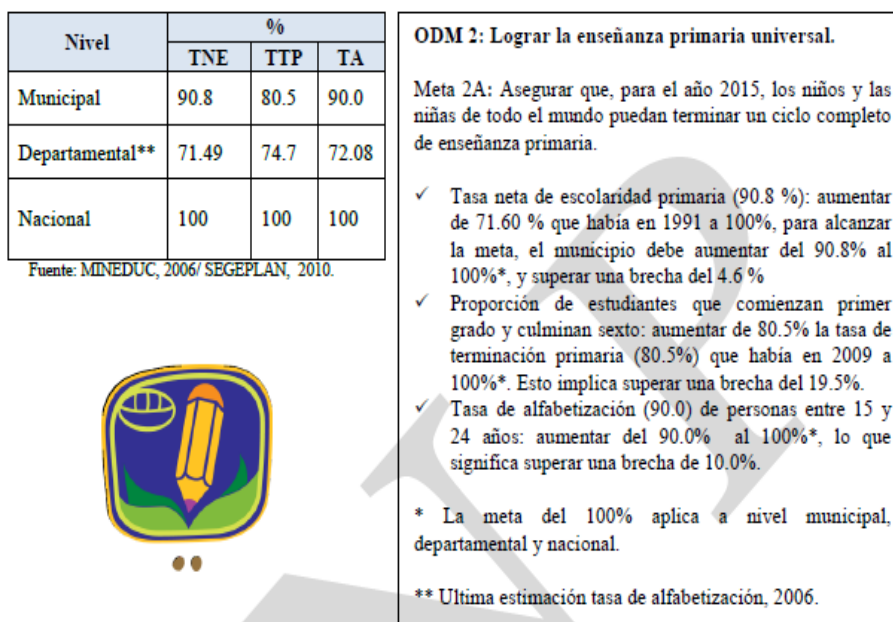
1.1.6.3. Educación

La educación es uno de los componentes más importantes en la lucha contra la pobreza. Sin ella las oportunidades para el desarrollo de las personas y del país se reducen. La educación ayuda, entre otras cosas a: que las

personas se inserten en el mundo laboral de manera calificada; lo cual permite mejores ingresos y favorece la posibilidad de competitividad.

El completar la escuela primaria no es suficiente, pero genera las condiciones para acceder a los subsiguientes niveles y por lo menos, en el contexto socioeconómico. Genera aprestamientos básicos intelectuales para el mundo político, económico y realizaciones personales.

Figura 3. **Tasa de escolarización, terminación y alfabetización de San Gabriel, Suchitepéquez**



Fuente: Segeplan. *Plan de Desarrollo Municipal de San Gabriel 2011*. p. 95.

La cobertura educativa por nivel, en lo que respecta a la educación privada, existen 5 establecimientos de los cuales dos atienden los niveles de preprimario, 2 el nivel primario y 1 el nivel básico. Además existe 1 instituto de nivel básico por cooperativa. En total, se cuenta con 14 centros educativos en

sus distintos niveles, ubicándose estos en la cabecera municipal, Quintas Hercillas y San Antonio Chimulbua.

En lo que respecta al número de docentes encargados de impartir la educación en el municipio, se cuenta con un total de 60 maestros, de los cuales 39 atendiendo la educación pública, 19 la educación privada en sus distintos niveles y 2 maestros municipales. El número total de alumnos del municipio es de 2 524 de los cuales 1 337 corresponde al sector público, 116 al sector privado y 1 071 al sector cooperativo. Al relacionar los datos, se determina que en el sector público hay 34 alumnos por cada maestro, mientras que en el sector privado hay 6 alumnos por cada maestro. Se presenta una tasa de cobertura neta a nivel primario de 96,57 % para el 2008, comprendiendo niños y niñas. Para dicho año, la asistencia de los niños fue mayor que las niñas, reportándose un 55 y un 45 % respectivamente.

El municipio de San Gabriel se encuentra en la posición número 12 de 20 municipios que conforman Suchitepéquez respecto al *ranking* del Índice de Avance Educativo Municipal 2002 – 2006 realizado por USAID - Ministerio de Educación y a nivel nacional se coloca en la posición número 184 de 332 municipios, logrando escalar 62 lugares en comparación con los datos del 2002. Esto lo coloca en una categoría media con un 52,9 % de avance y comparándolo a nivel departamental con el municipio de Zunilito que es el mejor posicionado con un 72,6 % de avance (categoría alta) y *ranking* 13 a nivel nacional y con San Juan Bautista que es el peor posicionado dentro del departamento con un 26,1 % de avance (categoría baja) *ranking* 331 a nivel nacional.

1.2. Diagnóstico sobre las principales necesidades de servicios básicos y de infraestructura del municipio de San Gabriel, Suchitepéquez

La educación es uno de los pilares para el buen desarrollo de cualquier sociedad, en este caso es una comunidad que no cuenta con instalaciones adecuadas para la educación media de jóvenes y demás personas interesadas en aprender, es por esto que desde cualquier punto de vista sería de beneficio que este proyecto a través de gestiones pueda de algún modo, con la participación de la comunidad, la alcaldía e instituciones del esta o no gubernamentales llegar a ejecutar en un futuro muy próximo.

Cabe mencionar también, que una construcción de este tipo podría utilizarse en algún momento como refugio de la comunidad, cuando una emergencia así lo requiera, ya que sería una construcción formal hecha con base en normas y códigos de construcción que se exigen hoy para cualquier edificación.

1.2.1. Descripción de las necesidades

- Construcción de un puente vehicular: en la aldea San Antonio Chimulbua se realizará el diseño de un puente vehicular, ya que en la carretera de ingreso hacia la misma atraviesa un río proveniente del desemboque de varios riachuelos, en la actualidad se encuentra como una vía de acceso hacia el centro de la aldea un puente de hamaca peatonal en malas condiciones, impidiendo el transitar de peatones.
- Construcción de Instituto: el incremento de la población estudiantil es acelerado y la infraestructura para la educación no ha aumentado, por lo

que es necesario la construcción del mismo (problema que se observa con mayor énfasis en cantón Altos de San Gabriel), lo que conlleva a una deficiente enseñanza aprendizaje.

1.2.2. Priorización de las necesidades

- Para el cantón Altos de San Gabriel:
 - Construcción de Instituto Nacional de Educación Básica
 - Ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable

- Para la aldea San Antonio Chimulbua:
 - Construcción de puente vehicular
 - Sistema de alcantarillado pluvial y sanitario

2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA, SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ

2.1. Descripción del proyecto

Este proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de un solo carril, con una luz libre de 27 metros, consta de barandales, losa, vigas, diafragmas, vigas de apoyo y cortina de concreto reforzado, neoprenos y muros de mampostería de concreto ciclópeo, diseñado para una carga viva de un camión H20-44, ubicado en la aldea San Antonio Chimulbua, San Gabriel, Suchitepéquez.

2.2. Levantamiento topográfico

Para obtener un buen diseño en cualquier estructura, uno de los pasos preliminares más importantes es la realización de un levantamiento topográfico exacto, ya que esto permite representar gráficamente los puntos de localización de la obra y el perfil del proyecto que permitirá establecer la longitud del puente. Para realizar el levantamiento topográfico se utilizó el siguiente equipo:

- Teodolito marca Topcon serie DT-200, con una precisión de 5"
- Cinta métrica de 100 metros
- Estadal de 4 metros de longitud
- Brújula
- Estacas
- Plomada

El levantamiento topográfico fue de primer orden, se realizó una poligonal.

2.2.1. Planimetría

Se ubicaron una sola estación a lo largo de un eje imaginario sobre la carretera, 100 metros carretera arriba y 100 metros carretera abajo, y dentro del río se ubicaron cuatro estaciones, 150 metros río arriba y 150 metros río abajo, visualizando puntos y aspectos importantes del terreno.

2.2.2. Altimetría

De la misma manera que en la planimetría se trazaron ejes centrales a lo largo de la carretera para obtener el perfil y a lo largo del río para determinar las secciones transversales a cada 10 metros.

2.3. Estudio hidrológico

Para el diseño de un puente vehicular, la información más importante que se debe conocer es el perfil transversal del cauce, con sus correspondientes tirantes, normal y de creciente máxima, los cuales son necesarios para calcular la luz y atura del puente.

El tirante normal de un río es el observado a la hora del levantamiento topográfico y que varía dentro de cierto rango durante la época de estiaje; la creciente máxima es aquella que se produce con mayor frecuencia en las épocas de lluvia, para calcular el tirante normal se determinan vestigios o señales que deja, o por la información de vecinos del lugar, este tipo de crecidas ocurren aproximadamente cada año. El método que se utilizará para

determinar el caudal y tirante en las crecidas máximas será el método racional, el cual está dado por:

$$Q = \frac{CiA}{360}$$

Donde:

- Q = caudal máximo en m³/s
- C = coeficiente de escorrentía
- I = intensidad de lluvia (mm/h), con una duración igual a T_c
- A = área de la cuenca drenada en hectáreas (Ha)
- T_c = tiempo de concentración de la cuenca (minutos)

- Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía C se estima con base en las características hidrogeológicas de las cuencas. Existen varias tablas publicadas con valores de C en función, generalmente, de tres aspectos que se consideran importantes en la generación de escorrentía como consecuencia de tormentas de lluvias: la cobertura, el tipo de suelo y las pendientes del terreno. A continuación se presenta una de dichas tablas para determinar el coeficiente de escorrentía C.

Tabla II. **Valores indicativos del coeficiente de escorrentía**

Uso del suelo	Pendiente del terreno	Capacidad de infiltración del suelo		
		Alto (suelo arenoso)	Medio (suelo franco)	Bajo (suelo arcilloso)
Tierra agrícola	< 5 %	0,30	0,50	0,60
	5 - 10 %	0,40	0,60	0,70
	10 - 30 %	0,50	0,70	0,80
Potreros	< 5 %	0,10	0,30	0,40
	5 - 10 %	0,15	0,35	0,55
	10 - 30 %	0,20	0,40	0,60
Bosques	< 5 %	0,10	0,30	0,40
	5 - 10 %	0,25	0,35	0,50
	10 - 30 %	0,30	0,50	0,60

Fuente: USDA National Engineering Handbook, Sec. 4: Hydrology, p. 88.

La cuenca en análisis está ubicada en un área agrícola y el tipo de suelo es considerado franco por la fertilidad que tiene procedente de los limos incluidos y al mismo tiempo con adecuada retención de humedad por la arcilla presente, con pendientes que varían entre 0 y 5 %, por lo que de la tabla I se obtiene un valor de escorrentía $C = 0,50$.

- **Intensidad de lluvia**

Es la cantidad de lluvia que cae en determinada área durante un período de tiempo. La intensidad de la lluvia está en función directa de las condiciones climáticas y geográficas del área en consideración. Un criterio que se puede tomar para escoger la intensidad es saber a qué tipo de tormenta se quiere proyectar. Una tormenta ordinaria puede ocurrir en intervalos de 5 a 10 años; una tormenta extraordinaria, una vez en 10 a 25 años; y una tormenta severa una vez en 100 años. Para este proyecto se analizará una tormenta severa, por lo tanto, el período de retorno T_r es de 100 años.

Para la determinación de las intensidades de lluvia en un período de tiempo se utilizan las curvas de duración-intensidad-frecuencia (DIF), estas son obtenidas por aparatos llamados pluviómetros, los cuales tienen una gráfica montada en un cilindro movido por un sistema de relojería y va marcando la relación que existe entre la cantidad de lluvia y el tiempo.

Para la obtención de estos datos el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (Insivumeh) realizó un estudio de las lluvias intensas en 23 estaciones ubicadas en diferentes cuencas de la República de Guatemala. El estudio consiste en la determinación de curvas DIF, correspondientes a períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 30, 50 y 100 años. La representación matemática de dichas curvas se define por:

$$i = \frac{A}{(B + T_c)^n}$$

Donde:

i = intensidad de lluvia en mm/h

T_c = tiempo de concentración en minutos

A, B, n = parámetros de ajuste determinados por una estación meteorológica.

Los parámetros de ajuste utilizados en este estudio son los proporcionados por la estación meteorológica de Camantulul con código: 05.10.08, los cuales se presentan a continuación para períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 30, 50 y 100 años.

Tabla III. **Parámetros de ajuste estación meteorológica Camantulul**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
CAMANTULUL								
A	226 260	42 560	27 420	15 540	10 590	10 580	10 300	10 110
B	80	70	65	40	35	35	35	35
n	1,654	1,284	1,187	1,10	1,029	1,029	1,020	1,014
R2	0,96	0,984	0,966	0,987	0,987	0,987	0,987	0,987

Fuente: Insivumeh. *Mapas de duración-intensidad-frecuencia de precipitación para la República de Guatemala*. p. 5.

Los parámetros de ajuste para un período de retorno Tr de 100 años son:

$$A = 10\,110$$

$$B = 35$$

$$n = 1,014$$

$$R2 = 0,987$$

El tiempo de concentración T_c de una cuenca es el tiempo necesario para que el caudal saliente se estabilice, cuando la ocurrencia de precipitación sea constante sobre toda la cuenca, está representado por:

$$T_c = \frac{3 \cdot L^{1,15}}{154 \cdot H^{0,38}}$$

Dónde:

L = longitud del cauce principal desde la cabecera de la cuenca hasta la ubicación del puente en metros

H = desnivel del cauce en metros (diferencia de alturas entre el inicio del cauce del río y el final)

$$L = 3\,455,96 \text{ m}$$

$$H = 320 \text{ m} - 265 \text{ m} = 55 \text{ m}$$

$$T_c = \frac{3 \cdot (3\,455,96)^{1,15}}{154 \cdot (55)^{0,38}} = 49,84 \text{ minutos}$$

Ya con todos los datos calculados para determinar la intensidad de lluvia, se tiene:

$$i = \frac{A}{(B+T_c)^n}$$

$$i = \frac{10\,110}{(35+49,84)^{1,014}}$$

$$i = 111,98 \text{ mm/h}$$

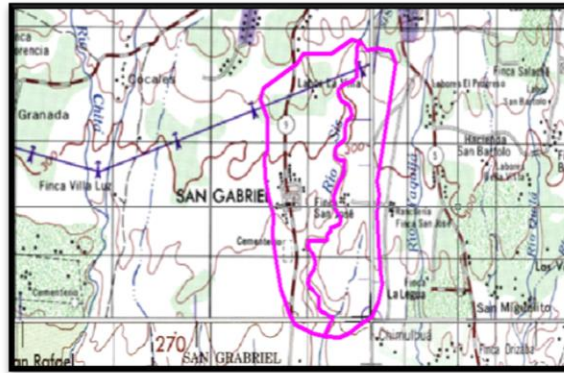
- Área de la cuenca

Para calcular el área de la cuenca se delimitaron los parte aguas, es decir, los puntos topográficos más altos que drenan al río hasta el punto donde se construirá el puente, dicho cálculo se realizó con las hojas cartográficas 1859-I Retalhuleu y 1859-II San Lorenzo del Instituto Geográfico Nacional (IGN), escala 1:50 000.

El área de la cuenca es:

$$A = 275,14 \text{ Ha}$$

Figura 4. Área de cuenca



Fuente: IGN. *Hojas cartográficas 1859-I Retalhuleu y 1859-II San Lorenzo.*

- Caudal máximo

Habiendo obtenido los parámetros de escorrentía, intensidad de lluvia y el área de cuenca, se determina el caudal máximo del río por el método racional.

$$Q = \frac{C i A}{360}$$

$$Q = \frac{(0,50)(111,98 \text{ mm/h})(275,14 \text{ Ha})}{360}$$

$$Q = 42,79 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.3.1. Crecientes

La crecida máxima, también conocida como tirante máximo, es la mayor altura que puede tomar el espejo de agua en la sección transversal justo debajo

de la ubicación del puente debido al caudal máximo. Para este cálculo se determinaron varios parámetros:

- Pendiente para el caudal máximo: 1,59 %
- Área de sección transversal de crecida normal: 6,835 m²
- Coeficiente de rugosidad (lechos de ríos rocosos): n = 0,040
- Perímetro mojado: 17,05 m

Se procede a calcular el radio hidráulico con la siguiente fórmula:

$$R_h = \frac{\text{Área de sección transversal}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{6,835 \text{ m}^2}{17,05 \text{ m}} = 0,40 \text{ m}$$

Debido a la ecuación de continuidad se tiene:

$$Q = V \cdot A$$

Donde:

Q= caudal máximo en m³/s

V= velocidad del agua en m/s

A= área de sección transversal en m²

Por fórmula de Manning se tiene:

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * S^{1/2}$$
$$Q = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * S^{1/2} * A$$

Donde:

Q = caudal máximo en m³/s

n = coeficiente de rugosidad

R_h = radio hidráulico de la sección en crecida máxima en m

S = pendiente en m/m

A = área de sección transversal en m²

En la fórmula de Manning se sustituye $V=Q/A$, se despeja para A y la misma se sustituye por $Y_{\max} * B$, B toma un valor del ancho promedio del río $B=7,50$ m y finalmente se despeja para Y_{\max} .

$$Y_{\max} = \frac{Q}{\frac{1}{n} * R_h^{2/3} * S^{1/2} * B}$$

$$Y_{\max} = \frac{42,79 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{1}{0,040} * (0,40 \text{ m})^{2/3} * (0,0159)^{1/2} * 17,05 \text{ m}}$$

$$Y_{\max} = 1,46 \text{ m}$$

Por lo tanto, el tirante normal es de 0,65 m y el tirante máximo de 1,46 m y la altura mínima desde el tirante máximo hasta las vigas del puente es de 2,59 m. Por lo tanto, la cota desde el fondo del río hasta la parte inferior de las vigas principales será de 4,05 m. Por la topografía del terreno en donde se ubica el puente y con la altura a la que se ubicará, se determina que la luz libre del puente será de 27 m.

2.3.1.1. Cálculo de caudales máximos para el diseño del puente

El Método Racional es uno de los más utilizados para la estimación del caudal máximo asociado a determinada lluvia de diseño.

2.3.1.1.1. Método racional

El método racional se utiliza en hidrología para determinar el caudal instantáneo máximo de descarga de una cuenca hidrográfica. La relación entre precipitación y escurrimiento pico ha sido representada por muchas fórmulas empíricas y semiempíricas. La fórmula racional puede tomarse como una representación de tales fórmulas.

La fórmula básica del método racional es:

$$Q = \frac{CiA}{360}$$

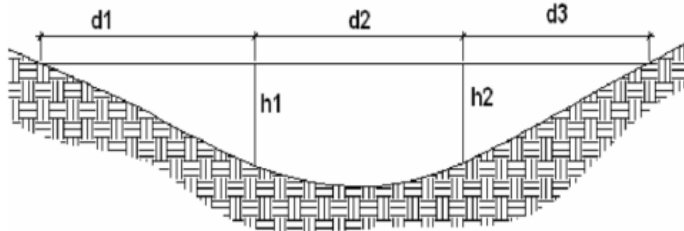
2.3.1.1.2. Método sección pendiente

Es el método utilizado en lugares donde no es posible recabar información suficiente para un cálculo confiable.

Para obtener la crecida máxima se procede a calcular a los habitantes del lugar, buscar señales que han dejado las crecidas anteriores y a la búsqueda en archivos o crónicas locales.

Al definir una altura de crecida, se obtiene el valor del área de la sección, para ello se calcula el área de influencia de cada sección parcial.

Figura 5. **Área de sección de río**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

2.3.1.1.3. **Cálculo de caudal máximo**

Habiendo obtenido los parámetros de escorrentía, intensidad de lluvia y el área de la cuenca, se procede a determinar el caudal máximo del cauce del río por el método racional.

$$Q = \frac{C i A}{360}$$

$$Q = \frac{(0,50)(111,98 \text{ mm/h})(275,14 \text{ Ha})}{360}$$

$$Q = 42,79 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.4. **Estudio de suelos**

Para la evaluación de la calidad del suelo del terreno en donde se construirá el puente vehicular se obtuvo una muestra de suelo inalterada, aproximadamente de 1 pie³ en una perforación a pozo abierto, a una profundidad de 2,5 m en donde se ubicarán los estribos de apoyo. La muestra

de suelo fue analizada por medio del ensayo de compresión triaxial en el laboratorio de mecánica de suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII).

- Ensayo de compresión triaxial

Los resultados obtenidos por medio del ensayo de compresión triaxial se presentan a continuación y pueden ser verificados en los anexos:

- Descripción del suelo: limo arenoso color café
- Ángulo de fricción interna $\Phi = 9,07^\circ$
- Cohesión (C) = $2,84 \text{ t/m}^2$
- Densidad seca = $1,44 \text{ t/m}^3$ y densidad húmeda = $1,72 \text{ t/m}^3$
- Desplante = 2,50 m (profundidad a la que se tomó la muestra)
- Peso específico del suelo (γ_s) = $1,40 \text{ t/m}^3$

- Valor soporte del suelo

El valor soporte del suelo o capacidad de carga última admisible será calculada utilizando el método del Dr. Karl Terzaghi. El cálculo de la capacidad de carga última admisible de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, dicho factor de seguridad puede ser, por lo menos de 3 en todos los casos.

“...A menudo se usa otro tipo de factor de seguridad para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. Se trata del factor de seguridad con respecto a la falla por corte (FScorte). En la mayoría de los casos un valor

FScorte de 1,4 a 1,6 es deseable junto con un factor mínimo de seguridad de 3 a 4 por capacidad de carga última neta o bruta. ...”¹

A continuación se calculan la cohesión (C) y el ángulo de fricción interna (Φ_d) de los suelos desarrollados, aplicando el factor de seguridad de carga con respecto a la falla por corte:

Ángulo de fricción interna $\Phi = 9,07^\circ$

Cohesión $C = 2,84 \text{ t/m}^2$

FScorte = 1,40

$$C_d = \frac{C}{FS_{\text{corte}}}$$

$$C_d = \frac{2,84 \text{ t/m}^2}{1,40} = 2,03 \text{ t/m}^2$$

$$\Phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \Phi}{FS_{\text{corte}}} \right)$$

$$\Phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 9,07}{1,40} \right) = 6,50^\circ$$

Se procede a calcular los factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo Φ_d de fricción interna del suelo.

Factor del flujo de carga (Nq)

$$\Phi_d = 6,50^\circ = 0,1134 \text{ radianes}$$

¹ BRAJA, M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p.165.

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \Phi_d \text{rad}\right) \cdot \tan \Phi_d}}{2 \cdot \cos^2 \left(45 + \frac{\Phi_d}{2}\right)} = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - 0,1134\right) \cdot \tan(6,50)}}{2 \cdot \cos^2 \left(45 + \frac{6,50}{2}\right)} = 2,46$$

- Factor de flujo de carga última (Nc)

$$Nc = \cot \Phi_d \cdot (Nq - 1)$$

$$Nc = \cot(6,50) \cdot (2,46 - 1) = 9,12$$

- Factor de flujo del suelo (N_γ)

$$N_\gamma = (Nq - 1) \tan(1,4 \Phi_d)$$

$$N_\gamma = (2,46 - 1) \tan(1,4 \cdot 6,50) = 0,33$$

- Capacidad de carga última bruta (q_u)

$$q_u = 1,3 C_d Nc + \gamma_s D (Nq - 1) + 0,4 \gamma_s B N_\gamma$$

$$q_u = 1,3 \cdot 2,84 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cdot 9,12 + 1,40 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \cdot 1,50 \text{ m} \cdot (2,46 - 1) + 0,4 \cdot 1,40 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0,33$$

$$q_u = 39,015 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

- Capacidad de carga última admisible (q_{adm})

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{FS} = \frac{39,015 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}}{2} = 19,51 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Donde:

FS = factor de seguridad = 2

2.5. Especificaciones del diseño

La resistencia del concreto será de: $4\ 000\ \text{PSI} = 280\ \text{kg/cm}^2$

La resistencia del acero será de: $60\ 000\ \text{PSI} = 4\ 200\ \text{kg/cm}^2$, para el armado de la losa y las varillas longitudinales de la viga, en los demás elementos se utilizará $40\ 000\ \text{PSI} = 2\ 810\ \text{kg/cm}^2$.

- Carga viva: se usó una carga viva de diseño de un camión H20-44 (AASHTO) equivalente en peso a 8 000 libras el eje delantero y 32 000 libras el eje trasero.
- Recubrimientos: según AASHTO LRFD 5.12.3

Cimientos y muros: 8 cm

Losas cama superior: 5 cm

Losas cama inferior: 2,5 cm

Vigas, diafragmas, vigas de apoyo, cortinas: 5 cm

- Ganchos: según AASHTO LRFD 5.10.2
 - Para la armadura longitudinal: ganchos con un ángulo de doblado de 180° más una prolongación de 4 veces su diámetro nominal (d_b), pero no menor que 7,5 cm en el extremo libre de la barra, o ganchos con un ángulo de doblado de 90° más una prolongación de $12d_b$ en el extremo libre de la barra.
 - Para la armadura transversal: barras núm. 5/8" y menores, ganchos con un ángulo de doblado de 90° más una prolongación

de $6d_b$ en el extremo libre de la barra. Barras núm. 3/4", 7/8", 1", ganchos con un ángulo de doblado de 90° más una prolongación de $12d_b$ en el extremo libre de la barra. Barras núm. 1" y menores, ganchos con un ángulo de doblado de 135° más una prolongación de $6d_b$ en el extremo libre de la barra.

- Ganchos sismorresistentes deberán consistir en un gancho con un ángulo de doblado de 135° más una prolongación no menor de $6d_b$ o 7,5 cm en su extremo libre. Se deberán utilizar ganchos sismoresistentes para la armadura transversal en regiones donde se anticipa formación de rótulas plásticas.

2.6. Descripción de solución propuesta

En la aldea San Antonio Chimulbua se encuentra actualmente un puente colgante en mal estado que es el que comunica la cabecera municipal con dicha aldea, la solución propuesta es realizar un puente vehicular de un carril para tener una mejor vía de comunicación entre la cabecera. Luego de haber realizado los diferentes estudios para su elaboración se llega a la conclusión que el puente será de 27 metros de longitud con un ancho de carril de 3,05 m todo será elaborado de concreto armado, cada elemento estructural será diseñado bajo normas y códigos de seguridad para garantizarlo.

2.7. Diseño estructural de puente vehicular de la aldea San Antonio Chimulbua

El puente estará conformado por una superestructura de concreto armado, consistente en una losa plana, barandales, banquetas, 2 vigas principales y 3 diafragmas. La subestructura estará conformada por estribos de concreto

ciclópeo; además, contará con vigas apoyo de concreto armado. El diseño y análisis se basará en las Normas AASHTO LRFD y ACI-05.

2.7.1. Datos para el diseño

La resistencia del concreto será de: $4\ 000\ \text{PSI} = 280\ \text{kg/cm}^2$

El peso específico del concreto será de: $2\ 400\ \text{Kg/m}^3$.

La resistencia del acero será de: $60\ 000\ \text{PSI} = 4\ 200\ \text{kg/cm}^2$, para el armado de la losa y las varillas longitudinales de la viga, en los demás elementos se utilizará $40\ 000\ \text{PSI} = 2\ 810\ \text{kg/cm}^2$.

La longitud del puente según el estudio topográfico será de 27 metros y será de un solo carril teniendo un ancho total incluyendo banquetas de 4,77 metros.

El tipo de camión a utilizar como diseño es el H20-44; el cual tiene dos ejes (eje delantero y eje trasero) con un peso de 8 000 libras y 32 000 libras respectivamente.

2.7.2. Diseño de la superestructura

La superestructura está compuesta por: vigas, diafragmas, losa, barandales y banquetas. A continuación se presenta el diseño de cada elemento de la superestructura.

2.7.2.1. Diseño de parachoques

El propósito principal de los parachoques es para tránsito vehicular deberá ser contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura.

2.7.2.2. Diseño de barandal

A lo largo de los bordes de las estructuras se deberán disponer barandas para proteger al tráfico y a los peatones. Las barandas deben ser especificadas de tal forma que sean seguras, económicas y estéticas. Las soluciones mixtas de barandas de metal más concreto satisfacen generalmente estos requisitos.

- Barandas para peatones:
 - Geometría: según AASHTO LRFD 13.8.1

La altura mínima de las barandas para peatones deberá ser de 1 060 mm, medidos a partir de la parte superior de la acera.

Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y verticales. La abertura libre máxima entre los elementos horizontales deberá ser 150 mm.

Si se utilizan, tanto elementos horizontales como verticales, la abertura máxima libre de 150 mm deberá aplicarse a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación máxima en la parte superior deberá ser de 200 m.

- Sobrecargas de diseño: según AASHTO LRFD 13.8.2.

Se deberá tomar una carga distribuida $W = 0,73 \text{ N/mm}$, que es igual a $74,41 \text{ kg/m}$ tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N , la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal. Los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente justo al centro del elemento longitudinal superior. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes PLL, en N, se deberá tomar como:

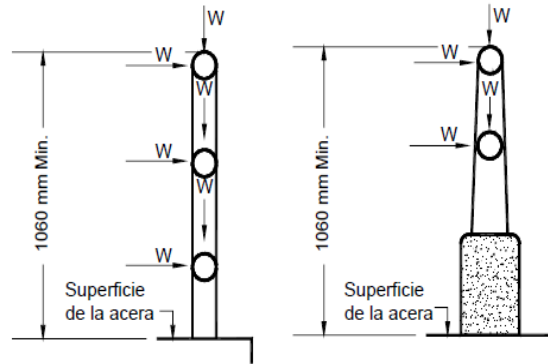
$$PLL = 890 + 0,73 L$$

Donde:

L = separación entre postes (mm)

Las cargas se deberán aplicar como se ilustra en la siguiente figura, en la cual las geometrías de los elementos de las barandas se indican a manera de ilustración. Pueden utilizarse cualquiera de los materiales o combinaciones de materiales.

Figura 6. **Cargas que actúan sobre las barandas para peatones**

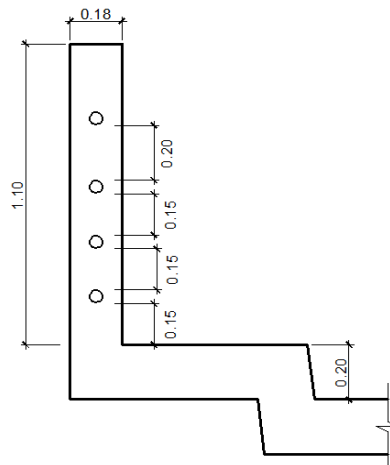


Fuente: AASHTO LRFD. *Cargas que actúan sobre las barandas para peatones*. p. 13-12.

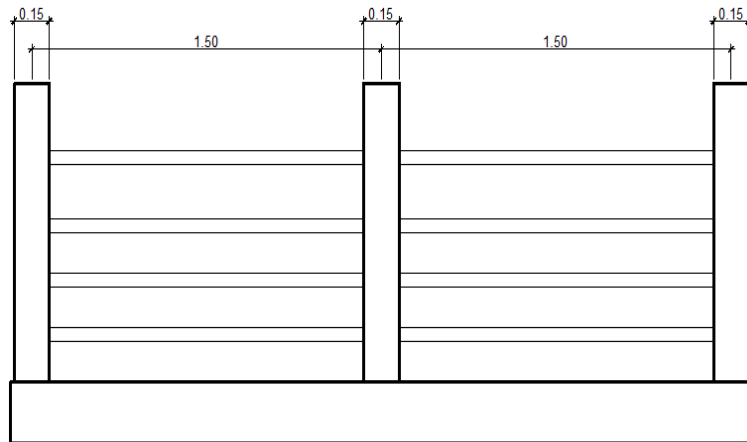
Los postes serán construidos de concreto reforzado, tendrán una sección de 0,15 m*0,18 m y estarán ubicados a cada 1,5 m obteniendo un total de 19 postes a lo largo de los 27 metros de longitud del puente.

Los rieles serán de tubo HG de 2" de diámetro. La geometría del barandal se presenta a continuación:

Figura 7. **Geometría del barandal**



Continuación de la figura 7.



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

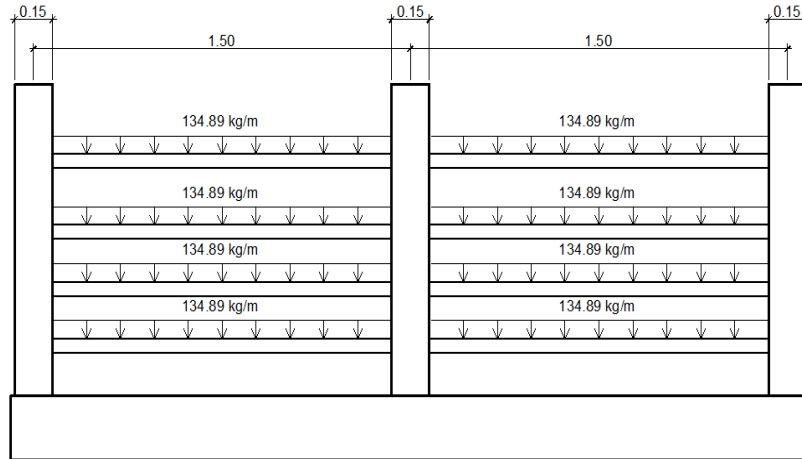
- Diseño de riel

La sobrecarga de diseño para el riel debe tomarse como $W=0,73 \text{ N/mm}$, distribuida a lo largo de toda la longitud, además deberá diseñarse para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con la carga previamente indicada en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal. La carga concentrada de 890N deberá distribuirse a lo largo del riel entre poste y poste.

$$W = 0,73 \frac{\text{N}}{\text{mm}} + \frac{890 \text{ N}}{1\,500 \text{ mm}} = 1,3233 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$W = 134,89 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Figura 8. Cargas distribuidas en los rieles



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Se utilizó un tubo estándar según AISC-89, de HG de 2 pulgadas de diámetro, con las siguientes características:

- Separación entre postes = 1,50 m
- $\varnothing_{\text{ext.}}$ (diámetro exterior) = 2,38 pulgadas
- $\varnothing_{\text{int.}}$ (diámetro interior) = 2,07 pulgadas
- I (Inercia del tubo) = 0,66 pulgadas⁴
- $C = \varnothing_{\text{ext.}}/2 = 2,38/2 = 1,19$ pulgadas

$$S \text{ (módulo de sección)} = I/C = 0,66/1,19 = 0,5546 \text{ pulgadas}^3$$

Esfuerzo producido en el tubo $f = 20\,000 \text{ lb/plg}^2$

$$f = \frac{M}{S}$$

Despejando para encontrar el momento que resiste el tubo:

$$M = f \cdot S = (20\,000 \text{ lb/plg}^2)(0,5546 \text{ plg}^3) = 11\,092 \text{ lb-plg} = 128,06 \text{ kg-m}$$

Momento actuante sobre el riel debido a la carga distribuida:

$$M_{ac} = \frac{W \cdot l^2}{10} = \frac{134,89 \text{ kg/m} \cdot (1,50 \text{ m})^2}{10} = 30,35 \text{ kg-m}$$

Por lo que es correcto utilizar el tubo HG de 2 pulgadas en el barandal, ya que el momento que resiste es mayor al momento actuante.

- Diseño de postes

La sobrecarga de diseño para los postes de las barandas para peatones deberá ser la carga concentrada de diseño aplicada transversalmente, justo al centro del elemento longitudinal superior.

$$P_{LL} = 890 + 0,73 L$$

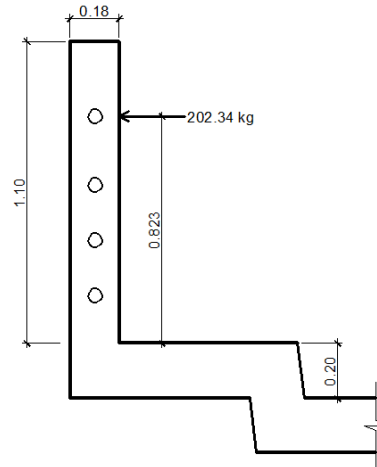
Donde:

P_{LL} = sobrecarga concentrada de diseño para postes (N)

L = separación entre postes (mm) = 1 500 mm

$$P_{LL} = 890 + 0,73(1\,500) = 1\,985 \text{ N} = 202,34 \text{ kg}$$

Figura 9. **Carga de diseño concentrada en el poste**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

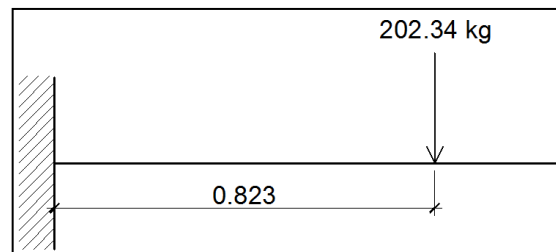
Momento actuante en el poste:

$$M = P \cdot L$$

$$M = (202,34 \text{ kg})(0,823 \text{ m})$$

$$M = 166,53 \text{ kg-m}$$

Figura 10. **Momento actuante en el poste**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Con el momento actuante se procede a obtener el área de acero longitudinal con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M*b}{0,003825*f'_c}} \right]$$

Datos:

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

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Rec} = 2,50 \text{ cm}$$

$$d \text{ (Peralte efectivo)} = h - \text{rec.} = 18 \text{ cm} - 2,50 \text{ cm} = 15,50 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,85(280)}{(2\,810)} \left[(15)(15,50) - \sqrt{(15*15,50)^2 - \frac{166,53 * 15}{0,003825*280}} \right] = 0,43 \text{ cm}^2$$

Según el código ACI-05 capítulo 21.4.3.1: el área de refuerzo longitudinal para una columna A_s , no debe ser menor que $0,01A_g$ ni mayor que $0,06A_g$.

$$0,01A_g < A_s < 0,06A_g$$

$$A_{s\text{mínimo}} = 0,01A_g = 0,01(15 \text{ cm} \times 18 \text{ cm}) = 2,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máximo}} = 0,06A_g = 0,06(15 \text{ cm} \times 18 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}^2$$

Área de acero propuesto (A_s):

$$4 \text{ varillas núm. 5} = 4 (1,98 \text{ cm}^2) = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$0,01A_g < A_s < 0,06A_g$$
$$2,70 \text{ cm}^2 < 7,92 \text{ cm}^2 < 16,20 \text{ cm}^2 \quad \checkmark \text{ ok}$$

Utilizar en postes varillas longitudinales núm. 5 y estribos núm. 3 @ 15 cm.

2.7.2.3. Diseño de losa

La losa o tablero del puente se diseñará de acuerdo con las Normas AASHTO LRFD. Es necesario determinar en cuántos sentidos trabaja la losa, en este caso la losa trabaja en un solo sentido, ya que el largo del puente es mucho mayor que el ancho que tendrá la losa. Por lo tanto el refuerzo principal de la losa se colocará en un solo sentido, que es el sentido corto, perpendicular a la dirección del tránsito. Según AASHTO LRFD 5.12.3: los recubrimientos mínimos en la losa para la cama de armado superior e inferior son de 5 y 2,5 cm respectivamente.

2.7.2.3.1. Espesor de losa

Según AASHTO LRFD 9.7.1.1: la altura de la losa deberá ser mayor o igual a 17,5 centímetros, y deberá calcularse con la siguiente ecuación, según AASHTO LRFD tabla 2.5.2.6.3-1:

$$t_s = \frac{1,2(S + 3\,000)}{30}$$

Donde:

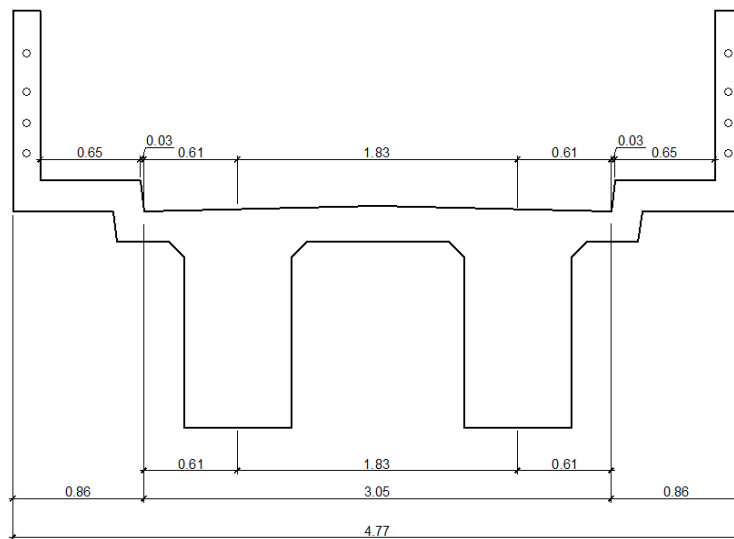
t_s = espesor de la losa

S = longitud efectiva, según AASHTO LRFD 9.7.2.3, será la distancia entre ejes de vigas, en este caso se toma igual a 6 pies, $S = 1\,830$ mm.

$$t_s = \frac{1,2(1\ 830 + 3\ 000)}{30} = 193,2\ \text{mm} = 0,1932\ \text{m}$$

Por lo que se utilizará un espesor de losa $t_s = 0,20\ \text{m}$.

Figura 11. **Sección transversal del puente**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

2.7.2.3.2. Cálculo de momentos

- Ancho de fajas equivalentes

Las fajas equivalentes es un método aproximado de análisis en el cual la losa o tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo.

El ancho de estas fajas equivalentes será utilizado para calcular los momentos.

Según AASHTO LRFD, tabla 4.6.2.1.3-1, el ancho de las fajas primarias tanto para momento positivo como para momento negativo es:

- Ancho de faja equivalente para momento positivo:

$$+M = 660 + 0,55S$$

$$+M = 660 + 0,55(1\ 830) = 1\ 666,50\ \text{mm} = 1,6665\ \text{m} \cong 1,67\ \text{m}$$

- Ancho de faja equivalente para momento negativo:

$$-M = 1\ 220 + 0,25S$$

$$-M = 1\ 220 + 0,25(1\ 830) = 1\ 677,50\ \text{mm} = 1,6775\ \text{m} \cong 1,68\ \text{m}$$

- Integración de cargas

- Cargas permanentes: la carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecargas y ensanchamientos previstos.

DC (peso propio elementos estructurales y accesorios no estructurales).

$$W_{\text{losa y acera}} = t_s * \text{ancho faja} * \gamma_c$$

$$W_{\text{losa y acera}} = 0,20\ \text{m} * 1,68\ \text{m} * 2\ 400\ \text{kg/m}^3 = 806,40\ \text{kg/m}$$

$$W_{\text{postes}} = (\text{sección} * \text{altura} * \gamma_c * \text{postes dentro del ancho de faja}) / \text{ancho puente}$$

$$W_{\text{postes}} = (0,18\ \text{m} * 0,15\ \text{m} * 1,10\ \text{m} * 2\ 400\ \text{kg/m}^3 * 2) / 4,77\ \text{m} = 29,89\ \text{kg/m}$$

$$W_{\text{rieles}} = (\text{área tubo} * \gamma_{\text{hierro}} * \text{ancho faja} * \text{cantidad de rieles}) / \text{ancho del puente}$$

$$W_{\text{rieles}} = (6,97\text{E-}4\ \text{m}^2 * 7\ 200\ \text{kg/m}^3 * 1,68\ \text{m} * 4 * 2) / 4,77\ \text{m} = 14,14\ \text{kg/m}$$

DW (peso propio de las superficies de rodamiento).

$$W_{\text{asfalto}} = t * \text{ancho faja} * \gamma_{\text{asfalto}}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 0,05 \text{ m} * 1,68 \text{ m} * 2\,250 \text{ kg/m}^3 = 189 \text{ kg/m}$$

- Cargas transitorias: las cargas transitorias están formadas por las sobrecargas vivas que producen los peatones y el vehículo de diseño H20-44.

PL (sobrecarga peatonal): según AASHTO LRFD 3.6.1.6, se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa ($367,09 \text{ kg/m}^2$) en todas las aceras de más de 60cm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente.

$$W_{\text{peatonal}} = \text{sobrecarga} * \text{ancho de faja}$$

$$W_{\text{peatonal}} = 367,09 \text{ kg/m}^2 * 1,68 \text{ m} = 616,71 \text{ kg/m}$$

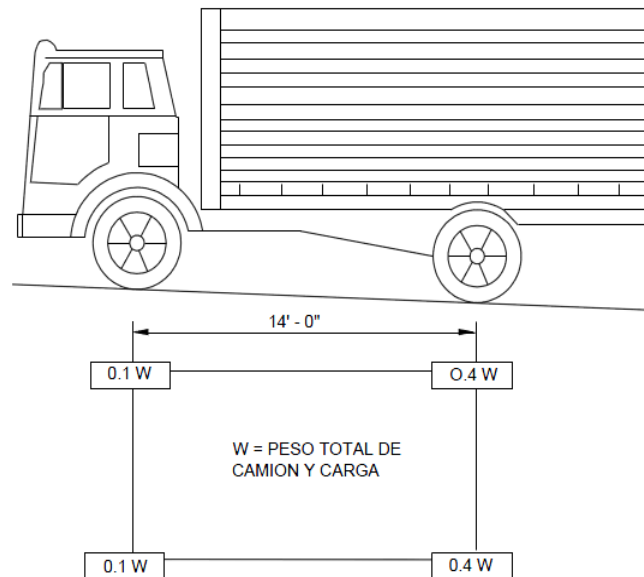
LL (sobrecarga vehicular): para el análisis de la sobrecarga vehicular se debe incluir la carga que provoca el vehículo H20-44 usado para el diseño.

Tabla IV. **Peso de ejes del camión H20-44**

Tipo de camión	Peso de ejes (libras)		Distancia entre ejes (pies)
	Tren delantero	Tren trasero	
H20-44	8 000	32 000	14

Fuente: elaboración propia.

Figura 12. **Distribución de carga camión H20-44**



Fuente: AASHTO ASD. *Cargas de camión H20-44* p. 22.

Para determinar la sobrecarga vehicular, se toma en cuenta el mayor peso de los ejes, y este peso es el que provocan los ejes traseros.

$$W(\text{peso del camión}) = 8\,000 \text{ lb} + 32\,000 \text{ lb} = 40\,000 \text{ lb} = 18\,148,82 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vehicular total}} = 0,40(W) \cdot 2 / \text{ancho del puente}$$

$$W_{\text{vehicular total}} = 0,40(18\,148,82 \text{ kg}) \cdot 2 / 4,77 \text{ m}$$

$$W_{\text{vehicular total}} = 14\,519,06 \text{ kg} / 4,77 \text{ m} = 3\,043,83 \text{ kg/m}$$

Para determinar la carga total mayorada a utilizar se debe cumplir con lo estipulado por la Norma AASHTO LRFD 3.4, dichos requisitos se presentan a continuación:

- Factores de carga y combinaciones de cargas (AASHTO LRFD 3.4):

La carga mayorada total será:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

Donde:

n_i = modificador de las cargas

γ_i = factores de carga

Q_i = cargas anteriormente determinadas

La filosofía de diseño de la Norma AASHTO LRFD 1.3, requiere que los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a modo de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y serviciabilidad. A menos que se especifique lo contrario, cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la siguiente ecuación (AASHTO LRFD 1.3.2.1-1) para cada uno de los estados límites:

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Donde:

ϕ = factor de resistencia

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia mayorada = ϕR_n

- Modificador de las cargas (n_i):

Según AASHTO LRFD 1.3.2.1-3, en cargas para las cuales un valor máximo de factor de carga (γ_i) es apropiado, el valor modificador de cargas es:

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0,95$$

Donde:

n_D = factor relacionado con la ductilidad (AASHTO LRFD 1.3.3)

n_R = factor relacionado con la redundancia (AASHTO LRFD 1.3.4)

n_I = factor relacionado con la importancia operativa (AASHTO LRFD 1.3.5)

Seleccionando los factores para el cálculo del valor modificador de cargas:

$n_D = 1$ para diseños y detalles convencionales que cumplen con la norma

$n_R = 1$ para niveles convencionales de redundancia

$n_I = 1$ para puentes típicos

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0,95$$

$$n_i = (1)(1)(1) = 1$$

- Factores de carga (γ_i):

Se tomará en cuenta la siguiente combinación de cargas. Resistencia I, según AASHTO LRFD 3.4.1: combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal de un puente. Los factores de carga a utilizar se muestran en las siguientes tablas:

Tabla V. **Combinaciones de cargas y factores de carga**

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO LRFD. *tabla 3.4.1-1*. p. 3-16.

Tabla VI. **Factores de carga para cargas permanentes, γ_p**

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global		
• Muros de sostenimiento y estribos	1,00	N/A
• Estructura rígida enterrada	1,35	1,00
• Marcos rígidos	1,30	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,35	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: AASHTO LRFD, *tabla 3.4.1-2*. p. 3-16.

Factor de cargas permanentes:

$$DC = 1,25$$

$$DW = 1,50$$

Factor de cargas transitorias:

$$PL \text{ y } LL = 1,75$$

- Carga de diseño:

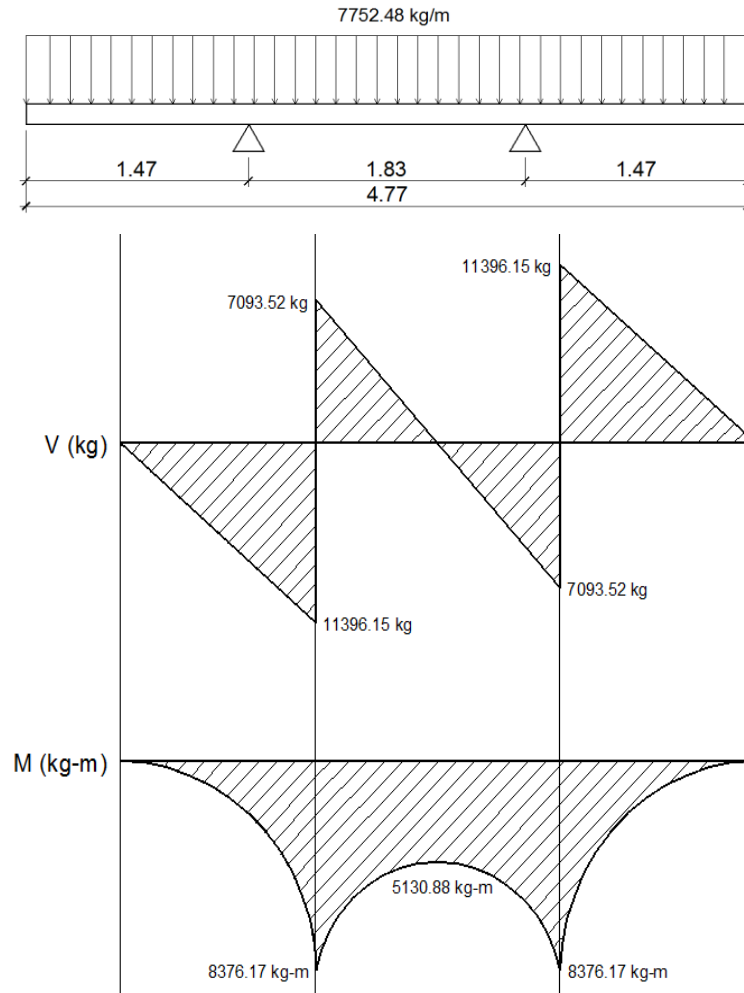
$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

$$Q = n_i [1,25W_{DC} + 1,50W_{DW} + 1,75(W_{PL} + W_{LL})] (\text{kg/m})$$

$$Q = 1 * [1,25(806,40 + 29,89 + 14,14) + 1,50(189) + 1,75(616,71 + 3\ 043,83)]$$

$$Q = 7\ 752,48 \text{ kg/m}$$

Figura 13. Diagramas de cortes y momentos en losa



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

2.7.2.3.3. Cálculo de peralte

El cálculo o chequeo del peralte se determina de la siguiente manera:

$$d = t_s - \text{rec.}$$

Donde:

t_s = espesor de losa

rec. = recubrimiento mínimo

$$d = t_s - \text{rec.} = 20 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 17,5 \text{ cm}$$

2.7.2.3.4. Cálculo de refuerzo

- Armadura requerida: según AASHTO LRFD 9.7.2.5, los siguientes requisitos deben aplicarse para determinar la armadura de la losa.
 - En las losas diseñadas empíricamente se deberán disponer cuatro capas de armado.
 - Se deberá ubicar armadura tan próxima a las superficies exteriores como lo permitan los requisitos de recubrimiento.
 - Se deberá colocar armadura en cada cara de la losa, con las capas más externas ubicadas en la dirección de la longitud efectiva.
 - La mínima cantidad de armadura para cada capa inferior será de $0,570 \text{ mm}^2/\text{mm}$ de acero.
 - La mínima cantidad de armadura para cada capa superior será de $0,380 \text{ mm}^2/\text{mm}$ de acero.
 - La separación de barras de acero deberá ser menor o igual que 450 mm.
 - Las armaduras deberán tener acero grado 420 MPa o superior.

- Área de acero transversal en la cama inferior

$$A_{s_{\min}} = 0,570 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * \text{ancho de faja para momento positivo}$$

$$A_{s_{\min}} = 0,570 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * 1\ 666,50 \text{ mm} = 949,91 \text{ mm}^2 = 9,4991 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 9,50 \text{ cm}^2$$

Se procede a calcular el área de acero requerida para el momento último positivo del diagrama de momentos, con la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M*b}{0,003825*f'_c}} \right]$$

Datos:

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

$$f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 167 \text{ cm}$$

$$d = t_s - \text{rec.} = 20 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 17,5 \text{ cm}$$

$$M_u = 8\ 376,17 \text{ kg-m}$$

$$A_{s_{Mu+}} = \frac{0,85*280}{4\ 200} \left[167*17,5 - \sqrt{(167*17,5)^2 - \frac{8\ 376,17*167}{0,003825*280}} \right]$$

$$A_{s_{Mu+}} = 13,19 \text{ cm}^2$$

Con el $A_{s_{MU+}}$ se determina el espaciamiento (S) que se requiere para colocar el armado, utilizando varillas núm. 4 ($A = 1,2668 \text{ cm}^2$).

$$1,2668 \text{ cm}^2 - S \quad 13,19 \text{ cm}^2 - 167 \text{ cm}$$

$$S = \frac{(1,2668 \text{ cm}^2)(167 \text{ cm})}{13,19 \text{ cm}^2} = 16,04 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo debe ser: $S_{\max} \leq 45 \text{ cm}$, por lo que el espaciamiento anteriormente calculado es correcto y no sobre pasa el límite. Por lo tanto, colocar varillas núm. 4 @ 0,15 m en la cama inferior de la losa, en dirección perpendicular a la dirección del tránsito.

- Área de acero longitudinal en la cama inferior

Según AASHTO LRFD 9.7.3.2, en la cama inferior de las losas se deberá disponer armadura en dirección longitudinal; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo. Si la armadura principal es perpendicular al tráfico, utilizar:

$$\frac{3\ 840}{\sqrt{S}} \leq 67 \%$$

Donde:

S = distancia entre ejes de vigas = 1 830 mm

$$\frac{3\ 840}{\sqrt{1\ 830}} \leq 67 \%$$

$$89,76 \leq 67 \%$$

Como el porcentaje calculado es mayor al que establece la norma, utilizar el 67 %. Por lo tanto, el área de acero longitudinal en la cama inferior será:

$$A_{s_{sec.inf.}} = 0,67 * A_{s_{Mu+}}$$

$$A_{s_{sec.inf.}} = 0,67 * 13,19 \text{ cm}^2 = 8,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como } A_{s_{sec.inf.}} < A_{s_{min}}, \text{ colocar } A_{s_{min}} = 9,50 \text{ cm}^2$$

Con el $A_{s_{min}}$ se determina el espaciamiento (S) que se requiere para colocar el armado, utilizando varillas núm. 4 ($A = 1,2668 \text{ cm}^2$):

$$\begin{array}{l} 9,50 \text{ cm}^2 - 167 \text{ cm} \\ 1,2668 \text{ cm}^2 - S \end{array}$$

$$S = \frac{(1,2668 \text{ cm}^2)(167 \text{ cm})}{9,50 \text{ cm}^2} = 22,27 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo debe ser: $S_{max} \leq 45 \text{ cm}$, por lo que el espaciamiento anteriormente calculado es correcto y no sobre pasa el límite.

Por lo tanto, colocar varillas núm. 4 @ 0,20 m en la cama inferior de la losa, en dirección paralela a la dirección del tránsito.

- Área de acero transversal en la cama superior

Según AASHTO LRFD 5.10.8.2, para elementos de espesor menor a 1 200 mm, se deberá disponer de armadura de contracción y temperatura (A_{st}) en forma de barras o malla de alambre soldada. El área de armadura en cada dirección deberá satisfacer:

$$A_{st} = \frac{0,756 \cdot A_g}{f_y}$$

Donde:

A_g = área bruta de la sección de la losa (mm^2)

$A_g = t_s \cdot \text{Ancho de faja equivalente para momento negativo}$

$A_g = 200 \text{ mm} \cdot 1\,677,50 \text{ mm} = 335\,500 \text{ mm}^2$

f_y = esfuerzo de fluencia de las barras (MPa) = G40 = 420 MPa

$$A_{st} = \frac{0,756 \cdot 335\,500}{420} = 603,90 \text{ mm}^2 = 6,039 \text{ cm}^2$$

La mínima cantidad de acero para cada cama superior será de 0,380 mm^2/mm

$$A_{s_{\min}} = 0,380 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \cdot \text{ancho de faja para momento negativo}$$

$$A_{s_{\min}} = 0,380 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \cdot 1\,677,50 \text{ mm} = 637,45 \text{ mm}^2 = 6,37 \text{ cm}^2$$

Como $A_{st} < A_{s_{\min}}$, colocar $A_{s_{\min}} = 6,37 \text{ cm}^2$

Con el $A_{s_{min}}$ se determina el espaciamiento (S) que se requiere para colocar el armado, utilizando varillas núm. 4 ($A = 1,2668 \text{ cm}^2$):

$$\frac{6,37 \text{ cm}^2 - 168 \text{ cm}}{1,2668 \text{ cm}^2 - S}$$

$$S = \frac{(1,2668 \text{ cm}^2)(168 \text{ cm})}{6,37 \text{ cm}^2} = 33,41 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo debe ser: $S_{max} \leq 45 \text{ cm}$, por lo que el espaciamiento anteriormente calculado es correcto y no sobre pasa el límite. Por lo tanto, colocar varillas núm. 4 @ 0,30 m en la cama superior de la losa, en dirección perpendicular a la dirección del tránsito.

- Área de acero longitudinal en la cama superior

El acero mínimo para cada cama superior será de $0,380 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

$$A_{s_{min}} = 0,380 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * \text{Ancho de faja para momento negativo}$$

$$A_{s_{min}} = 0,380 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * 1\ 677,50 \text{ mm} = 637,45 \text{ mm}^2 = 6,37 \text{ cm}^2$$

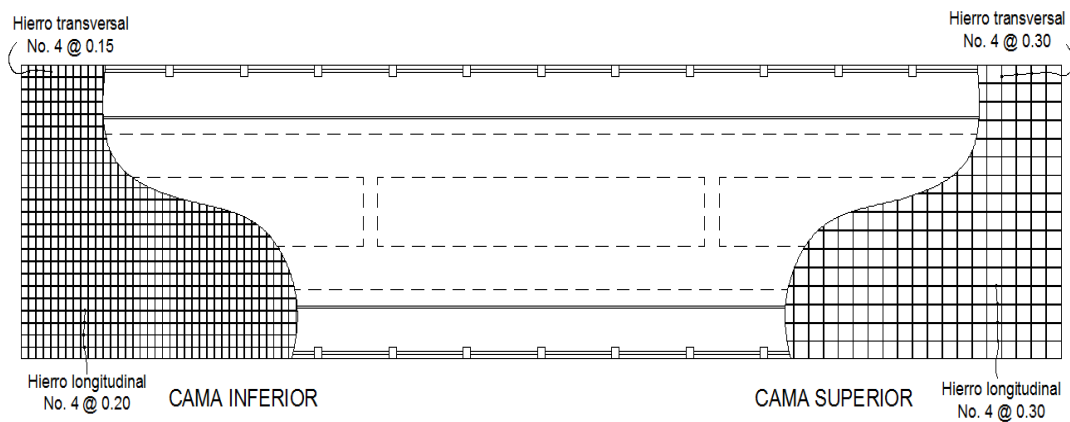
Con el $A_{s_{min}}$ se determina el espaciamiento (S) que se requiere para colocar el armado, utilizando varillas núm. 4 ($A = 1,2668 \text{ cm}^2$).

$$\frac{6,37 \text{ cm}^2 - 168 \text{ cm}}{1,2668 \text{ cm}^2 - S}$$

$$S = \frac{(1,2668 \text{ cm}^2)(168 \text{ cm})}{6,37 \text{ cm}^2} = 33,41 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo debe ser: $S_{\max} \leq 45 \text{ cm}$, por lo que el espaciamiento anteriormente calculado es correcto y no sobre pasa el límite. Por lo tanto, colocar varillas núm. 4 @ 0,30 m en la cama superior de la losa, en dirección paralela a la dirección del tránsito.

Figura 14. **Armado de losa**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

2.7.2.3.5. **Diseño de banquetta**

El diseño de la acera se contempló dentro del diseño de la losa, por lo tanto el armado será el mismo al armado final de la losa.

2.7.2.4. **Diseño de diafragma**

La función principal de los diafragmas es contrarrestar las cargas laterales como viento y sismo que pueden afectar a la estructura, además de evitar

efectos torsionales en las vigas exteriores y proporcionar rigidez a la losa. La ubicación de diafragmas, uno en cada extremo y uno o más en el centro es definitivamente ventajosa en la reducción de la deflexión en las vigas y aumenta la capacidad de carga a la rotura.

Según AASHTO LRFD 5.13.2.2:

- La separación máxima entre diafragmas debe ser de 12 metros.
- Si la luz del puente es mayor a 40 pies (12 m), se deben colocar diafragmas internos justo en el medio o en los tercios de la luz y diafragmas exteriores en los extremos de las vigas.
- El ancho mínimo de los diafragmas internos y externos será de 30 cm.
- La altura del diafragma interno deberá ser $3/4$ de la altura de la viga principal.
- La altura del diafragma externo deberá ser $1/2$ de la altura de la viga principal.

Para el armado longitudinal de los diafragmas, se deben cumplir los siguientes requisitos, según el Código ACI-05 capítulo 21:

- ACI-05 capítulo 21.3.2.1: en cualquier sección de un elemento a flexión, tanto para el refuerzo en la cama superior como inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser menor al $A_{s_{min}}$.
- ACI-05 capítulo 21.3.2.1: la cuantía de refuerzo $\rho=14/2810=0,005$ no debe ser mayor a 0,025.
- ACI-05 capítulo 21.3.2.1: al menos deben disponerse de dos barras de refuerzo a lo largo de la viga tanto en la cama superior como inferior.
- El recubrimiento de los diafragmas será de 5 cm.
- Se utilizará acero con resistencia a la fluencia de 2 810 kg/cm².

2.7.2.4.1. Diafragma interior

Se colocarán dos diafragmas internos, el primero en la longitud de 9,00 metros y el segundo en la longitud de 18,00 metros a lo largo del puente. La altura del diafragma interno deberá ser 3/4 de la altura de las vigas principales.

$$H_{d.int.} = (3/4)H_{viga}$$

$$H_{d.int.} = (3/4)(1,75 \text{ m}) = 1,31 \text{ m}$$

$$H_{d.int.} = 1,30 \text{ m}$$

La base no debe ser menor a 30 cm.

$$b = 0,30 \text{ m}$$

- Refuerzo longitudinal

Los diafragmas internos no soportarán cargas, por lo que se deben diseñar con los requisitos del ACI-05 para el acero mínimo en ambas camas.

$$A_{s_{min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{(14)(30)(130-5)}{2810} = 18,68 \text{ cm}^2$$

Colocar varillas 4 núm. 8 = 4 (5,06 cm²) = 20,24 cm², en la cama superior e inferior del diafragma.

Cuando la separación entre la cama inferior y superior de refuerzo longitudinal en el diafragma exceda de 30 cm, debe colocarse acero de refuerzo adicional intermedio. Por cada metro de altura se colocarán 5,29 cm².

- Refuerzo adicional

$$A_{s_{intermedio}} = (5,29 \text{ cm}^2/\text{m})(1,30 \text{ m}) = 6,88 \text{ cm}^2$$

Colocar como refuerzo adicional varillas 4 núm. 5, distribuidas en dos camas intermedias en lo alto del diafragma.

- Refuerzo a corte

Según el Código ACI-05 capítulo 7.11.1, el refuerzo longitudinal en vigas debe confinarse por medio de estribos transversales de por lo menos núm. 3.

Según el Código ACI-05 capítulo 11.5.5.1, el espaciamiento del refuerzo cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder $d/2 = (125 \text{ cm}/2) = 62,50 \text{ cm}$, ni debe exceder 60 cm. Por lo que se colocarán estribos y eslabones núm. 3 @ 25 cm.

2.7.2.4.2. Diafragma exterior

Se colocarán dos diafragmas externos en los extremos de las vigas. La altura del diafragma externo deberá ser 1/2 de la altura de las vigas principales.

$$H_{d.ext.} = (1/2)H_{viga}$$
$$H_{d.ext.} = (1/2)(1,75 \text{ m}) = 0,875 \text{ m}$$
$$H_{d.ext.} = 0,90 \text{ m}$$

La base no debe ser menor a 30 cm.

$$b = 0,30 \text{ m}$$

- Refuerzo longitudinal

Los diafragmas externos no soportarán cargas, por lo que se deben diseñar con los requisitos del ACI-05, para el acero mínimo en ambas camas.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{(14)(30)(90-5)}{2810} = 12,70 \text{ cm}^2$$

Colocar varillas 4 Núm. 7 = 4 (3,88 cm²) = 15,52 cm², en la cama superior e inferior del diafragma.

Cuando la separación entre la cama inferior y superior de refuerzo longitudinal en el diafragma exceda de 30 cm, debe colocarse acero de refuerzo adicional intermedio. Por cada metro de altura se colocarán 5,29 cm².

- Refuerzo adicional

$$A_{s_{\text{intermedio}}} = (5,29 \text{ cm}^2/\text{m})(0,90 \text{ m}) = 4,76 \text{ cm}^2$$

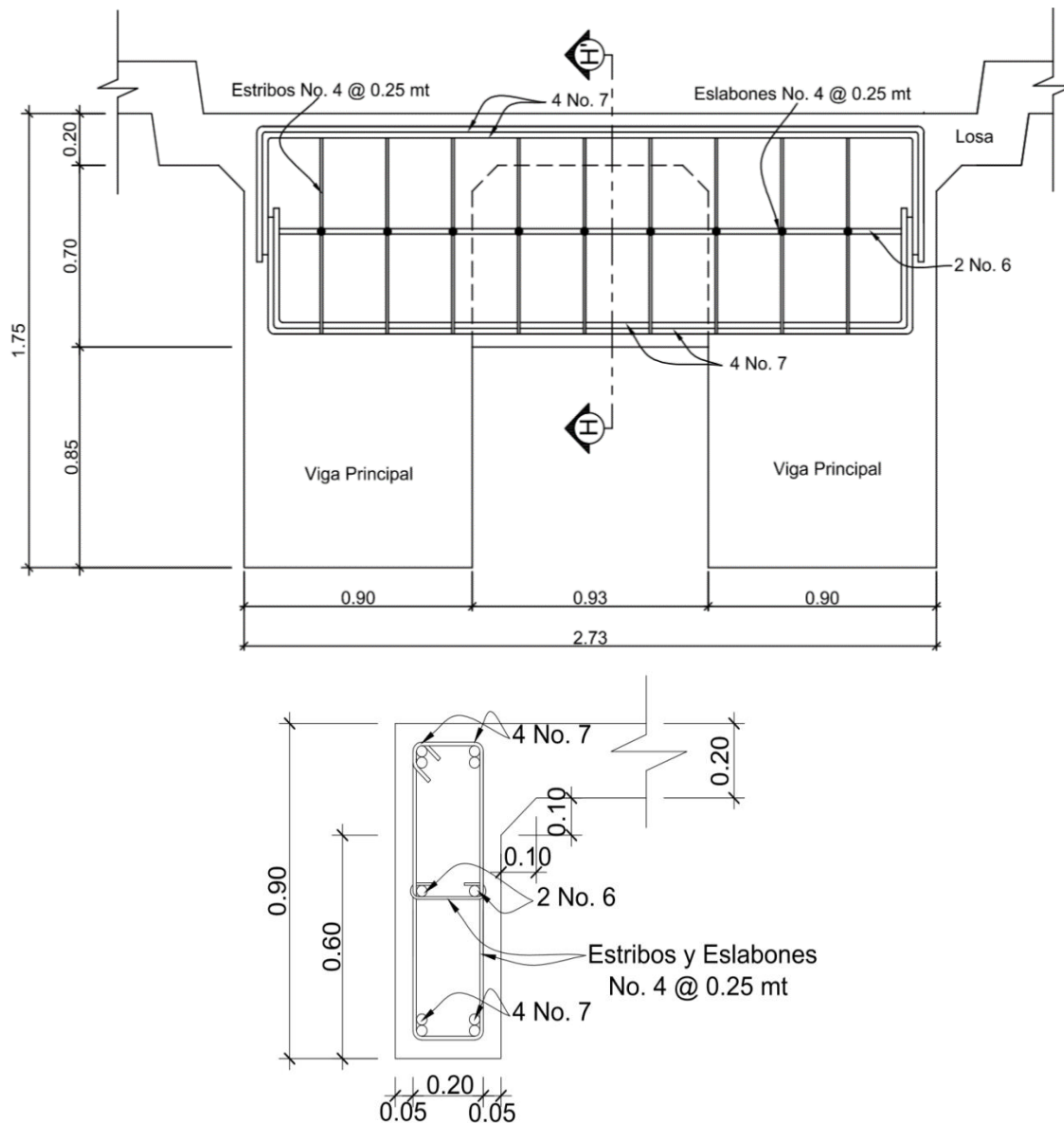
Colocar como refuerzo adicional varillas 2 núm. 6, distribuidas en una cama intermedia en la altura del diafragma.

- Refuerzo a corte

Según código ACI-05 capítulo 7.11.1, el refuerzo longitudinal en vigas debe confinarse por medio de estribos transversales de por lo menos núm. 3. También en su capítulo 11.5.5.1 menciona el espaciado de refuerzo cortante colocado perpendicular a eje del elemento no debe exceder $d/2 = (85\text{cm}/2) =$

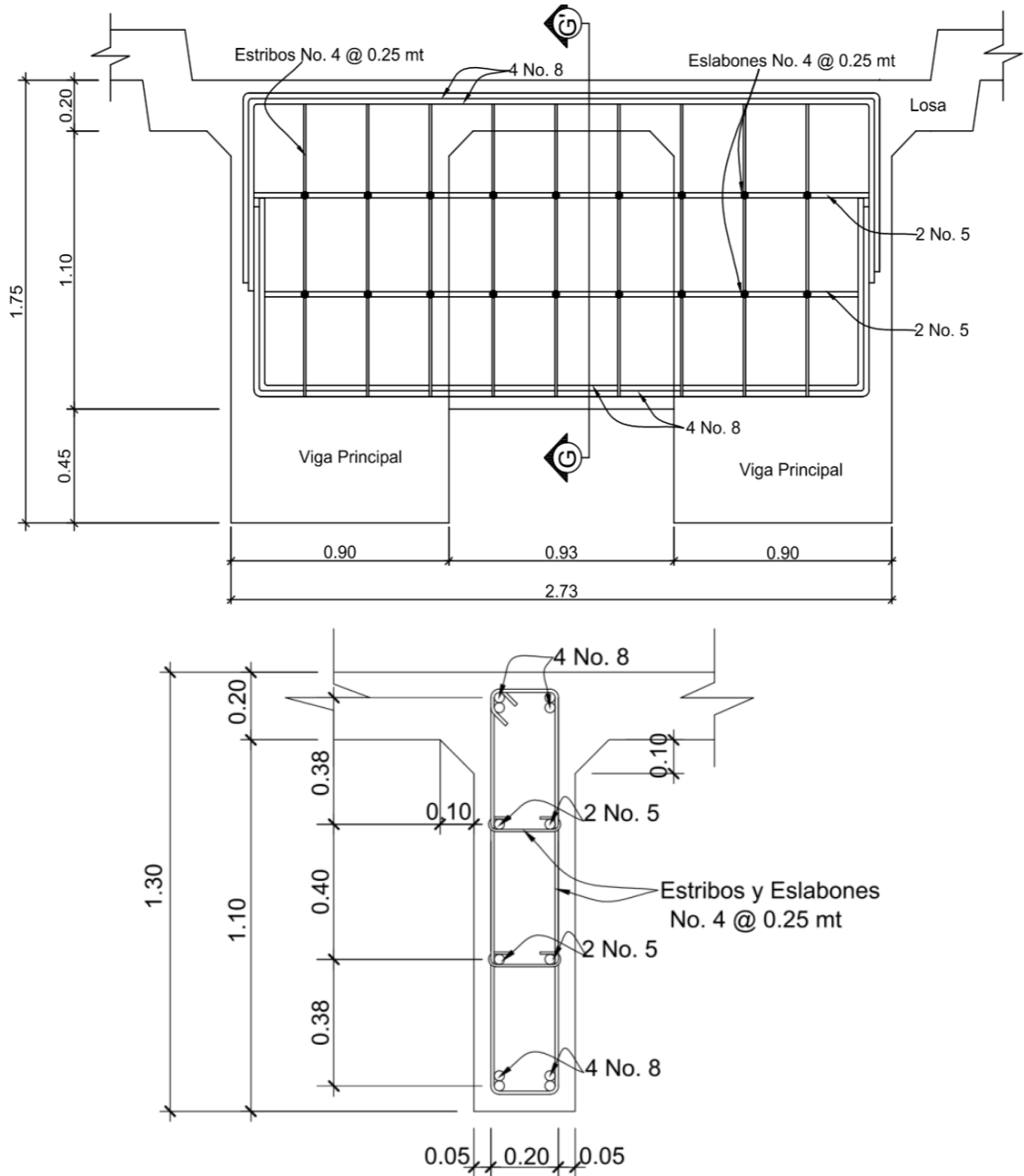
42,50 cm, ni debe exceder 60 cm. Por lo que colocar estribos y eslabones núm. 3 @ 25 cm.

Figura 15. **Detalle de armado de diafragma interno**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 16. Detalle de armado de diafragma externo



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

2.7.2.5. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales horizontales que trabajan fundamentalmente a flexión y soportan esfuerzos de componente vertical, transmitiendo las cargas recibidas a los elementos de apoyo. Los puentes utilizan las vigas paralelas a la carretera. Se colocarán dos vigas de concreto reforzado, separadas centro a centro 1,83 metros y con una longitud de 27 metros. El diseño y análisis de las vigas se realizará por el método de líneas de influencia, el cual consiste en representar la variación de los esfuerzos de corte y de los momentos flectores en un punto específico de la viga, a medida que una fuerza concentrada se va moviendo a lo largo de todo el elemento.

- Predimensionamiento de la viga: la altura H de la viga deberá calcularse con la siguiente fórmula, según AASHTO LRFD, tabla 2.5.2.6.3-1:

$$H = 0,065L$$

Donde:

L = longitud del puente = 27 m

$$H = 0,065(27 \text{ m}) = 1,755 \text{ m}$$

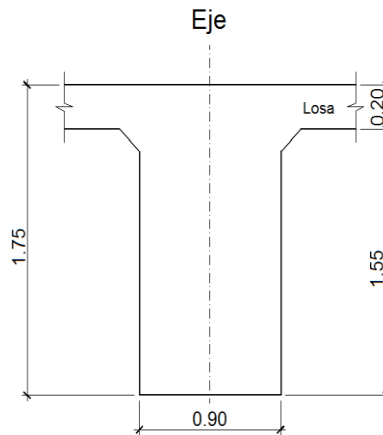
$$H \approx 1,75 \text{ m}$$

La base de la viga puede calcularse con el criterio de tener una relación 2 a 1 respecto a la altura.

$$b = H/2 = 1,75 \text{ m} / 2$$

$$b = 0,90 \text{ m}$$

Figura 17. **Sección transversal de viga**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Integración de cargas

Se calculará el peso de toda la estructura, para luego dividirlo dentro de las dos vigas, ya que cada una soporta la mitad de la carga total.

- Cargas permanentes: la carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecargas y ensanchamientos previstos.
 - DC (peso propio de elementos estructurales).

$$W_{\text{losa y acera}} = t_s \cdot \text{ancho de puente} \cdot \gamma_c$$
$$W_{\text{losa y acera}} = 0,20 \text{ m} \cdot 4,77 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 2289,60 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{postes}} = (\text{sección} * \text{altura} * \gamma_c * \text{postes} * 2) / \text{largo de puente}$$

$$W_{\text{postes}} = (0,18 \text{ m} * 0,15 \text{ m} * 1,10 \text{ m} * 2 * 400 \text{ kg/m}^3 * 19 * 2) / 27 \text{ m} = 100,32 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{rieles}} = (\text{área tubo} * \gamma_{\text{hierro}} * \text{cantidad de rieles} * 2)$$

$$W_{\text{rieles}} = (6,97\text{E-}4 \text{ m}^2 * 7\ 200 \text{ kg/m}^3 * 4 * 2) = 40,15 \text{ kg/m}$$

$$W_{2\text{vigas}} = (\text{sección} * \gamma_c * 2)$$

$$W_{2\text{vigas}} = (1,75 \text{ m} * 0,90 \text{ m} * 2 * 400 \text{ kg/m}^3 * 2) = 7\ 560 \text{ kg/m}$$

$$W_{2\text{diafragmas internos}} = (\text{sección} * \text{largo} * \gamma_c * 2) / \text{largo de puente}$$

$$W_{2\text{diafragmas internos}} = (1,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 0,93 \text{ m} * 2 * 400 \text{ kg/m}^3 * 2) / 27 \text{ m} = 64,48 \text{ kg/m}$$

$$W_{2\text{diafragmas externos}} = (\text{sección} * \text{largo} * \gamma_c * 2) / \text{largo de puente}$$

$$W_{2\text{diafragmas externos}} = (0,90 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 0,93 \text{ m} * 2 * 400 \text{ kg/m}^3 * 2) / 27 \text{ m} = 44,64 \text{ kg/m}$$

- DW (peso propio de las superficies de rodamiento).

$$W_{\text{asfalto}} = t * \text{ancho de carril} * \gamma_{\text{asfalto}}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 0,05 \text{ m} * 3,05 \text{ m} * 2 * 250 \text{ kg/m}^3 = 343,13 \text{ kg/m}$$

- Cargas transitorias

- PL (sobrecarga peatonal): según AASHTO LRFD 3.6.1.6, se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa (367,09 kg/m²) en todas las aceras de más de 60cm de ancho.

$$W_{\text{peatonal}} = \text{sobrecarga} * \text{ancho de acera} * 2$$

$$W_{\text{peatonal}} = 367,09 \text{ kg/m}^2 * 0,65 \text{ m} * 2 = 477,22 \text{ kg/m}$$

Para determinar la carga total mayorada (carga de diseño) a utilizar se debe cumplir con lo estipulado por la Norma AASHTO LRFD 3.4, por lo tanto, a continuación se muestra la combinación de cargas y los factores utilizados para determinar la carga de diseño:

- Factores de carga y combinaciones de cargas

- Factor de cargas permanentes:

$$DC = 1,25$$

$$DW = 1,50$$

- Factor de cargas transitorias:

$$PL = 1,75$$

- Carga de diseño

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

$$Q = n_i [1,25W_{DC} + 1,50W_{DW} + 1,75(W_{PL})] (\text{kg/m})$$

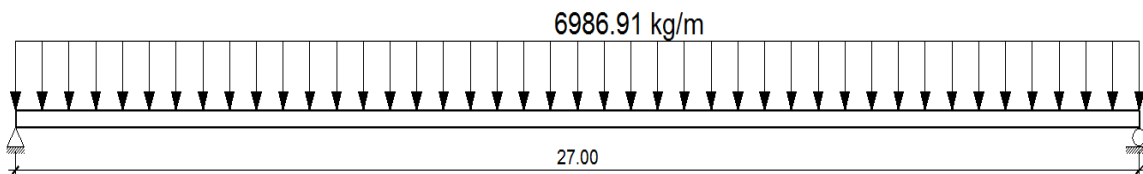
$$Q = 1,25(2\ 289,60 + 100,32 + 40,15 + 7\ 560 + 64,48 + 44,64) + 1,50(343,13) + 1,75(477,22) =$$

$$Q = 13\ 973,82 \text{ kg/m}$$

La carga que tributa a cada viga es:

$$\frac{Q}{2} = \frac{13\,973,82 \text{ kg/m}}{2} = 6\,986.91 \cong 6\,986.91 \text{ kg/m}$$

Figura 18. **Carga distribuida en viga**

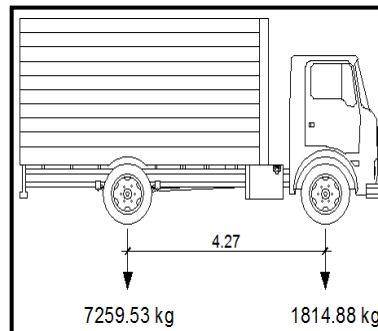


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- LL (sobrecarga vehicular)

Para el análisis de la sobrecarga vehicular se debe incluir la carga que provoca el vehículo H20-44. A medida que se va simulando su paso sobre toda la viga, las posiciones del paso del vehículo irán variando a cada $L/4$, en donde L = longitud de la viga. El camión H20-44 consta de dos ejes, el eje delantero y el eje trasero, con un peso de 3 629,76 kg y 14 519,06 kg respectivamente, y una separación de 4,27 metros. Cada viga recibirá la mitad del peso de cada eje, por lo que para realizar el análisis por medio de líneas de influencia se indicará sobre la viga la carga puntual que representa la mitad del peso de cada eje, siendo estas 1 814,88 kg y 7 259,53 kg para el eje delantero y trasero respectivamente.

Figura 19. **Cargas transmitidas a la viga por un camión H20-44**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

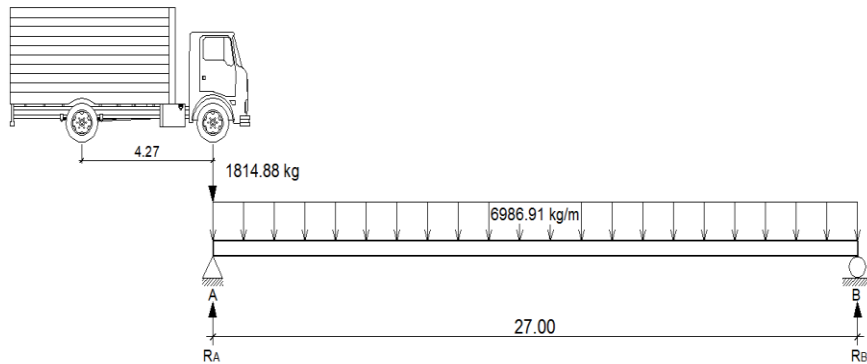
2.7.2.5.1. Cálculo de momento por el método de líneas de influencia

- Análisis por el método de líneas de influencia

Consiste en representar la variación de los esfuerzos de corte y de los momentos flectores en un punto específico de la viga, a medida que una fuerza concentrada se va moviendo a lo largo de todo el elemento, en este caso las fuerzas concentradas son los pesos de la mitad de los ejes delantero y trasero del camión H20-44.

- Posición núm. 1: distancia recorrida por el vehículo = 0 m

Figura 20. Posición núm. 1 del camión H20-44



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

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

$$1\,814,88(27) - R_A(27) + 6\,986,91(27)(27/2) = 0$$

$$R_A = 96\,138,17 \text{ kg}$$

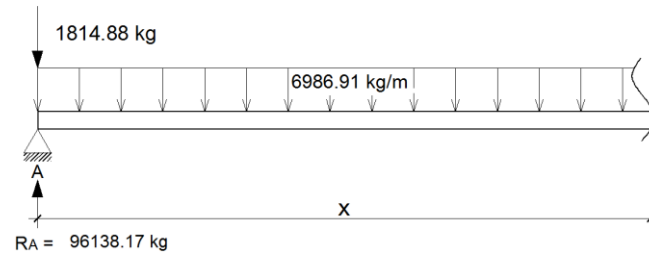
$$\Sigma F_Y = 0 \quad \uparrow +$$

$$-1\,814,88 + 96\,138,17 + R_B - 6\,986,91(27) = 0$$

$$R_B = 94\,323,28 \text{ kg}$$

Determinando ecuaciones de corte y momento, para poder evaluar valores a cada metro y así construir los diagramas:

Figura 21. 1er. Corte [0 < x < 27] m



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$+\uparrow V(x) = -1814,88 + 96138,17 - 6986,91(x)$$

$$V(x) = -6986,91x + 94323,29$$

$$+\curvearrowright M(x) = 96138,17(x) - 1814,88(x) - 6986,91(x)(x/2)$$

$$M(x) = -3493,45x^2 + 94323,29x$$

Tabla VII. Datos de cortes y momentos en viga posición 1

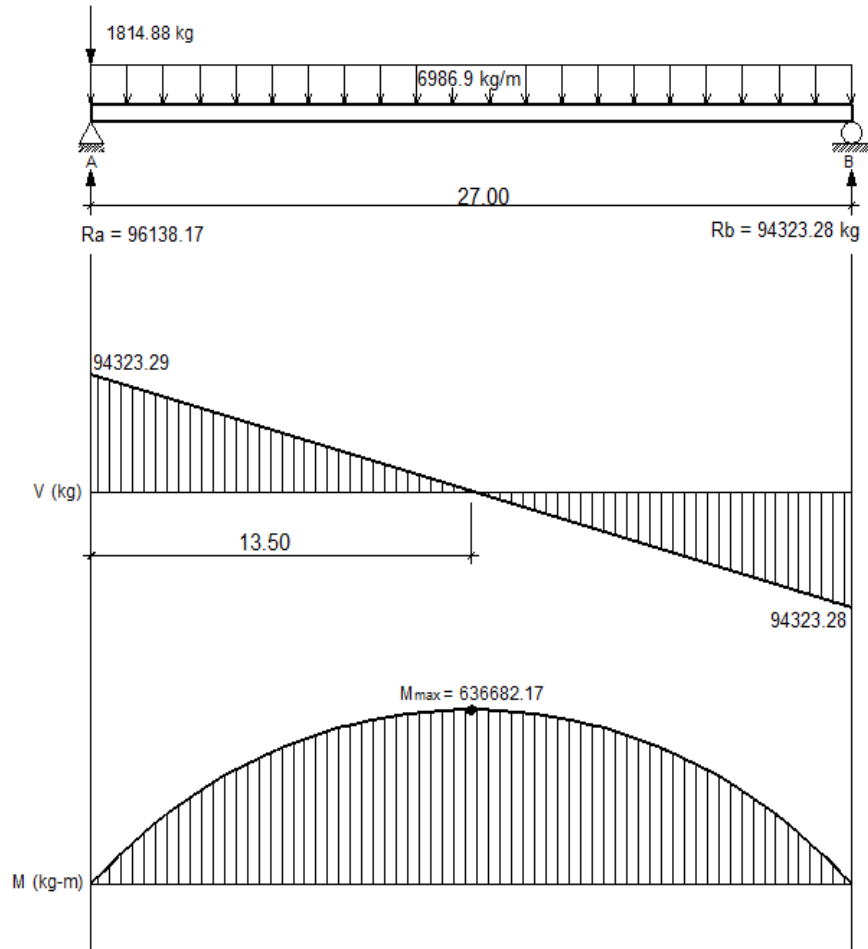
Distancia x(m)	Posición 1 corte V(x) (Kg)	Posición 1 momento M(x) (Kg-m)
0,00	94 323,29	0,00
1,00	87 336,38	90 829,83
2,00	80 349,47	174 672,75
3,00	73 362,56	251 528,76
4,00	66 375,65	321 397,86
5,00	59 388,74	384 280,05
6,00	52 401,83	440 175,33
7,00	45 414,92	489 083,70
8,00	38 428,01	531 005,16
9,00	31 441,10	565 939,71
10,00	24 454,19	593 887,35

Continuación de la tabla VII.

11,00	17 467,28	614 848,08
12,00	10 480,37	628 821,90
13,00	3 493,46	635 808,81
13,50	0,000	636 682,17
14,00	3 493,46	635 808,81
15,00	10 480,37	628 821,90
16,00	17 467,28	614 848,08
17,00	24 454,19	593 887,35
18,00	31 441,10	565 939,71
19,00	38 428,01	531 005,16
20,00	45 414,92	489 083,70
21,00	52 401,83	440 175,33
22,00	59 388,74	384 280,05
23,00	66 375,65	321 397,86
24,00	73 362,55	251 528,76
25,00	80 349,46	174 672,80
26,00	87 336,37	90 829,83
27,00	94 323,28	0,000

Fuente: elaboración propia.

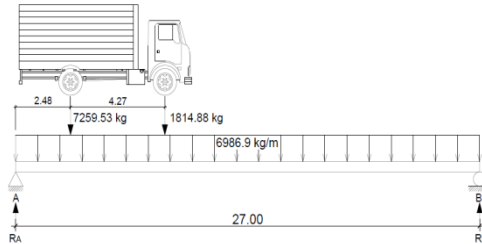
Figura 22. Diagramas de corte y momento en viga posición 1



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Posición núm. 2: distancia recorrida por el vehículo $L/4 = 27 \text{ m}/4 = 6,75 \text{ m}$

Figura 23. **Posición Núm. 2 del camión H20-44**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

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

$$1\ 814,88(20,25) + 7\ 259,53(24,52) - R_A(27) + 6\ 986,91(27)(27/2) = 0$$

$$R_A = 102\ 277,17\ \text{kg}$$

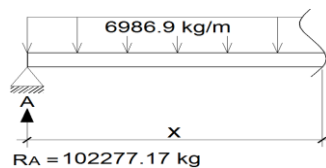
$$\Sigma F_Y = 0 \quad + \uparrow$$

$$-1\ 814,88 - 7\ 259,53 + 102\ 277,17 + R_B - 6\ 986,91(27) = 0$$

$$R_B = 95\ 443,81\ \text{kg}$$

Determinando ecuaciones de corte y momento, para poder evaluar valores a cada metro y así construir los diagramas:

Figura 24. **1er. Corte [0 < x < 2,48]m**

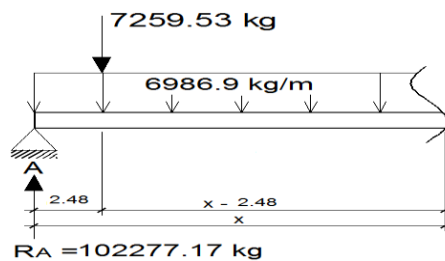


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$+\uparrow V(x) = -6\,986,91x + 102\,277,17$$

$$\begin{aligned} +\curvearrowright M(x) &= 102\,277,17(x) - 6\,986,91(x)(x/2) \\ M(x) &= -3\,493,45x^2 + 102\,277,17x \end{aligned}$$

Figura 25. **2do. Corte** [2,48 < x < 6,75]m

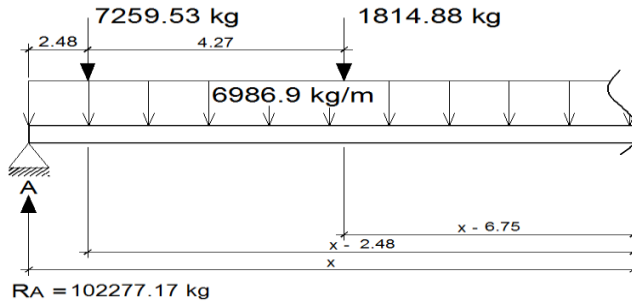


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$\begin{aligned} +\uparrow V(x) &= -6\,986,91x + 102\,277,17 - 7\,259,53 \\ V(x) &= -6\,986,91x + 95\,017,64 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} +\curvearrowright M(x) &= 102\,277,17(x) - 7\,259,53(x-2,48) - 6\,986,91(x)(x/2) \\ M(x) &= 102\,277,17x - 7\,259,53x + 18\,003,63 - 3\,493,45x^2 \\ M(x) &= -3\,493,45x^2 + 95\,017,64x + 18\,003,63 \end{aligned}$$

Figura 26. 3er. Corte [6,75 < x < 27]m



+↑ Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$V(x) = -6\,986,91x + 102\,277,17 - 7\,259,53 - 1\,814,88$$

$$V(x) = -6\,986,91x + 93\,202,76$$

$$M(x) = 102\,277,71(x) - 7\,259,53(x-2,48) - 1\,814,88(x-6,75) - 6\,986,91(x)(x/2)$$

$$M(x) = 102\,277,71x - 7\,259,53x + 18\,003,63 - 1\,814,88x + 12\,250,44 - 3\,493,45x^2$$

$$M(x) = -3\,493,45x^2 + 93\,203,3x + 30\,254,07$$

Tabla VIII. Datos de cortes y momentos en viga posición 2

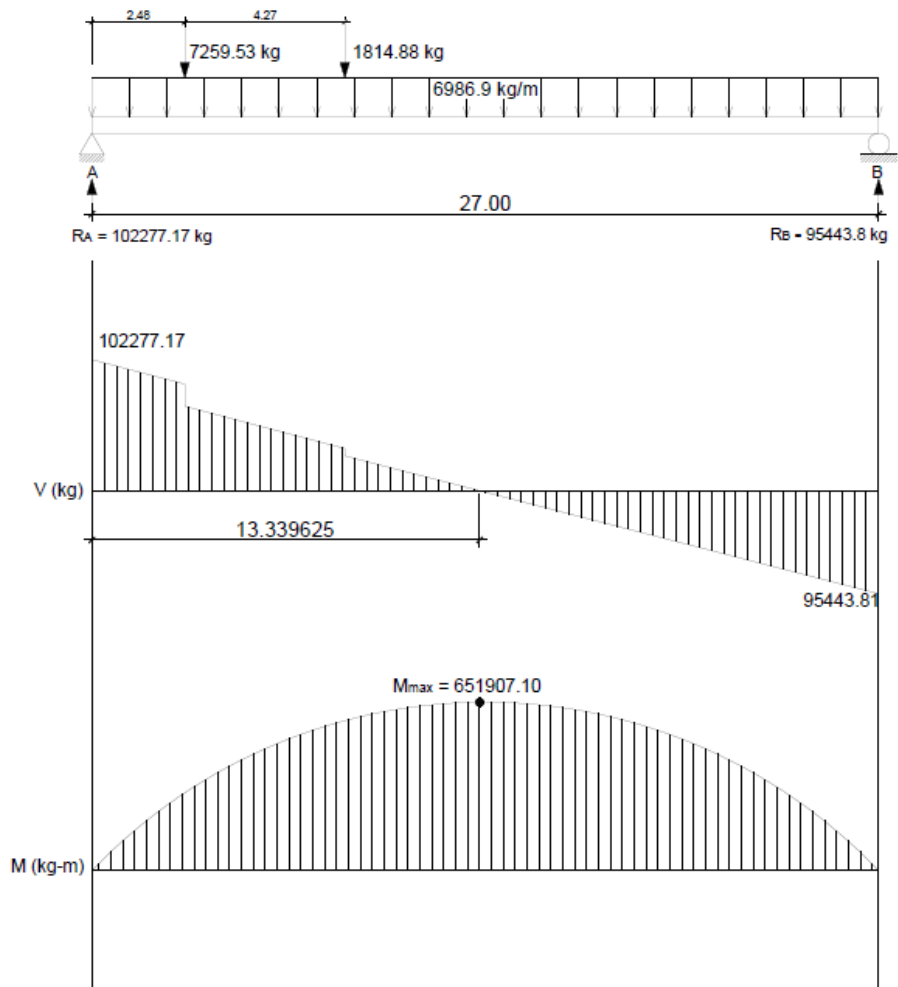
Distancia x(m)	P2 corte V(x) (Kg)	P2 momento M(x) (Kg-m)
0,00	102 277,17	0,00
1,00	95 290,26	98 783,72
2,00	88 303,35	190 580,54
2,48	84 949,63	232 161,26
2,48	77 690,10	232 161,26
3,00	74 056,91	271 615,50
4,00	67 070,00	342 179,00
5,00	60 083,09	405 755,58
6,00	53 096,18	462 345,27
6,75	47 856,00	500 202,38

Continuación de la tabla VII.

6,75	46 041,11	500 206,02
7,00	44 294,39	511 498,12
8,00	37 307,48	552 299,67
9,00	30 320,57	586 114,32
10,00	23 333,66	612 942,07
11,00	16 346,75	632 782,92
12,00	9 359,84	645 636,87
13,00	2 372,93	651 503,92
13,339	0,00069	651 907,10
14,00	-4 613,98	650 384,07
15,00	-11 600,89	642 277,32
16,00	-18 587,80	627 183,67
17,00	-25 574,71	605 103,12
18,00	-32 561,62	576 035,67
19,00	-39 548,53	539 981,32
20,00	-46 535,44	496 940,07
21,00	-53 522,35	446 911,92
22,00	-60 509,26	389 896,87
23,00	-67 496,17	325 894,92
24,00	-74 483,08	254 906,07
25,00	-81 469,99	176 930,32
26,00	-88 456,90	91 967,67
27,00	-95 443,81	18,12

Fuente: elaboración propia.

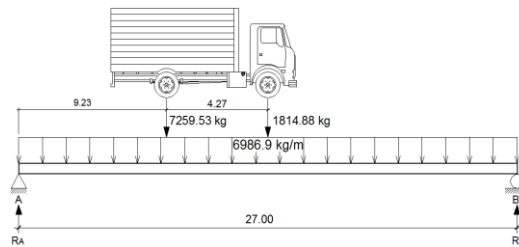
Figura 27. Diagramas de corte y momento en viga posición 2



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Posición Núm. 3: distancia recorrida por el vehículo $L/2 = 27 \text{ m}/2 = 13,50 \text{ m}$

Figura 28. **Posición Núm. 3 del camión H20-44**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

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

$$1\ 814,88(13,50) + 7\ 259,53(17,77) - R_A(27) + 6\ 986,91(27)(27/2) = 0$$

$$R_A = 100\ 008,57 \text{ kg}$$

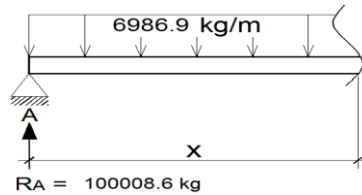
$$\Sigma F_Y = 0 \quad + \uparrow$$

$$-1\ 814,88 - 7\ 259,53 + 100\ 008,57 + R_B - 6\ 986,91(27) = 0$$

$$R_B = 97\ 712,41 \text{ kg}$$

Determinando ecuaciones de corte y momento, para poder evaluar valores a cada metro y así construir los diagramas:

Figura 29. **1er. Corte** [0 < x < 9,23]m

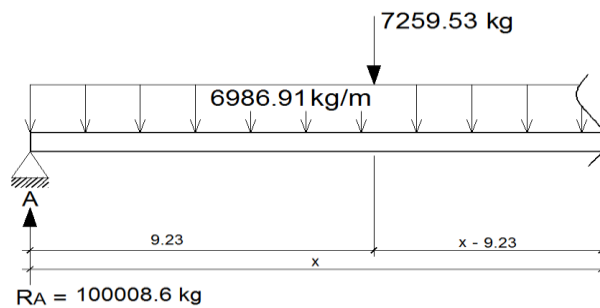


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$+\uparrow V(x) = -6\,986,91x + 100\,008,60$$

$$\begin{aligned} +\curvearrowright M(x) &= 100\,008,60(x) - 6\,986,91(x)(x/2) \\ M(x) &= -3\,493,45x^2 + 100\,008,60x \end{aligned}$$

Figura 30. **2do. Corte** [9,23 < x < 13,50]m

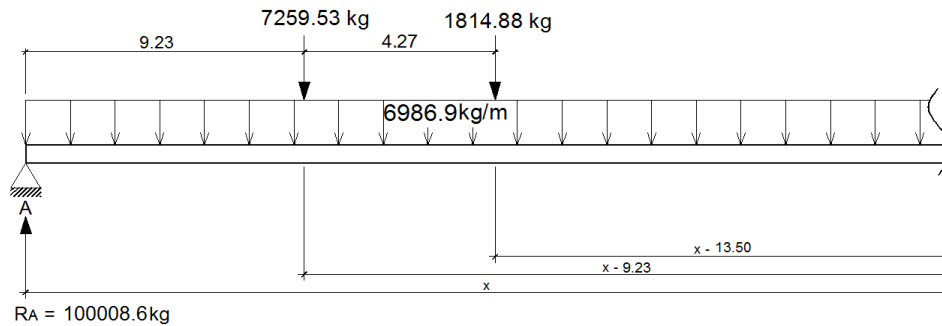


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$\begin{aligned} +\uparrow V(x) &= -6\,986,91x + 100\,008,60 - 7\,259,53 \\ V(x) &= -6\,986,91x + 92\,749,07 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} +\curvearrowright M(x) &= 100\,008,60(x) - 7\,259,53(x-9,23) - 6\,986,91(x)(x/2) \\ M(x) &= 100\,008,60x - 7\,259,53x + 67\,005,46 - 3\,493,45x^2 \\ M(x) &= -3\,493,45x^2 + 92\,749,07x + 67\,005,46 \end{aligned}$$

Figura 31. 3er. Corte [13,50 < x < 27] m



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$+\uparrow V(x) = -6\,986,91x + 100\,008,60 - 7\,259,53 - 1\,814,88$$

$$V(x) = -6\,986,91x + 90\,934,19$$

$$M(x) = 100\,008,60(x) - 7\,259,53(x-9,23) - 1\,814,88(x-13,50) - 6\,986,91(x)(x/2)$$

$$M(x) = 100\,008,60x - 7\,259,53x + 67\,005,46 - 1\,814,88x + 24\,500,88 - 3\,493,45x^2$$

$$M(x) = -3\,493,45x^2 + 90\,934,19x + 91\,506,34$$

Tabla IX. Datos de cortes y momentos en viga posición 3

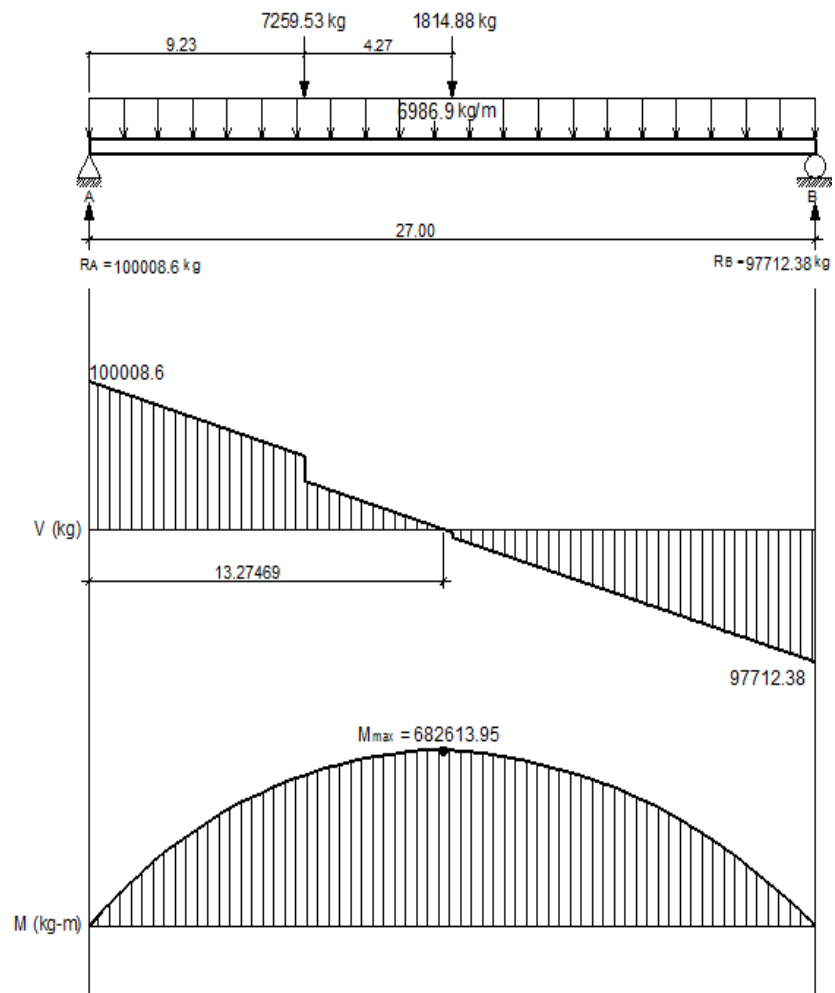
Distancia x(m)	P3 corte V(x) (kg)	P3 momento M(x) (kg-m)
0,00	100 008,60	0,00
1,00	93 021,69	96 515,15
2,00	86 034,78	186 043,40
3,00	79 047,87	268 584,75
4,00	72 060,96	344 139,20

Continuación de la tabla IX.

5,00	65 074,05	412 706,75
6,00	58 087,14	474 287,40
7,00	51 100,23	528 881,15
8,00	44 113,32	576 488,00
9,00	37 126,41	617 107,95
9,23	35 519,42	625 462,24
9,23	28 259,89	625 462,24
10,00	22 879,97	645 151,16
11,00	15 893,06	664 537,78
12,00	8 906,15	676 937,50
13,00	1 919,24	682 350,32
13,274	0,000102	682 613,95
13,50	-1 574,21	682 436,64
13,50	-3 389,10	682 436,64
14,00	-6 882,55	679 868,80
15,00	-13 869,46	669 492,94
16,00	-20 856,37	652 130,18
17,00	-27 843,28	627 780,52
18,00	-34 830,19	596 443,96
19,00	-41 817,10	558 120,50
20,00	-48 804,01	512 810,14
21,00	-55 790,92	460 512,88
22,00	-62 777,83	401 228,72
23,00	-69 764,74	334 957,66
24,00	-76 751,65	261 699,70
25,00	-83 738,56	181 454,84
26,00	-90 725,47	94 223,08
27,00	-97 712,38	4,42

Fuente: elaboración propia.

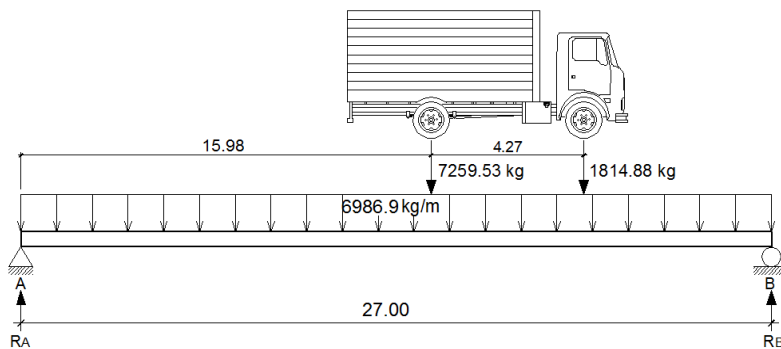
Figura 32. Diagramas de corte y momento en viga posición 3



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Posición núm. 4: distancia recorrida por el vehículo $3/4L = 3/4(27) = 20,25$ m

Figura 33. Posición núm. 4 del camión H20-44



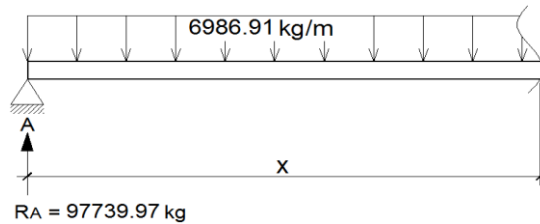
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$\begin{aligned} \Sigma M_B = 0 \quad \curvearrowright + \\ 1814,88(6,75) + 7259,53(11,02) - R_A(27) + 6986,91(27)(27/2) = 0 \\ R_A = 97739,97 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_Y = 0 \quad + \uparrow \\ -1814,88 - 7259,53 + 97739,97 + R_B - 6986,91(27) = 0 \\ R_B = 99981,01 \text{ kg} \end{aligned}$$

Determinando ecuaciones de corte y momento, para poder evaluar valores a cada metro y así construir los diagramas:

Figura 34. **1er. Corte [0 < x < 15,98]m**



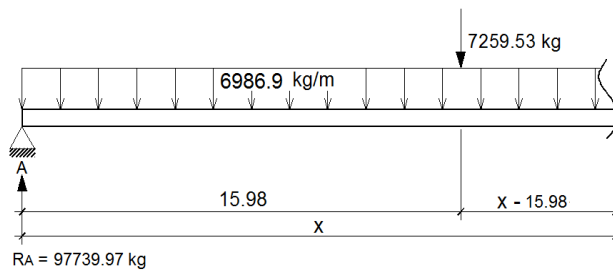
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$+\uparrow V(x) = -6\,986,91x + 97\,739,97$$

$$+\curvearrowright M(x) = 97\,739,97(x) - 6\,986,91(x)(x/2)$$

$$M(x) = -3\,493,45x^2 + 97\,739,97x$$

Figura 35. **2do. Corte [15,98 < x < 20,25]m**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$+\uparrow V(x) = -6\,986,91x + 97\,739,97 - 7\,259,53$$

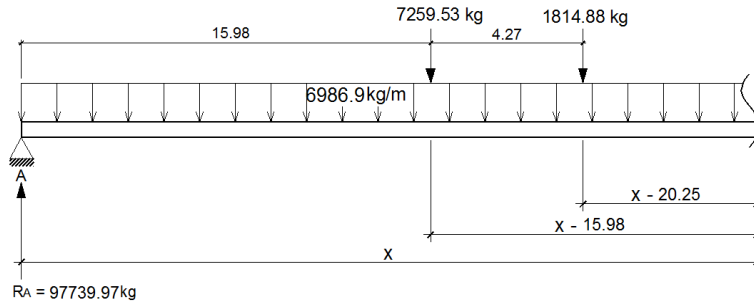
$$V(x) = -6\,986,91x + 90\,480,44$$

$$+\curvearrowright M(x) = 97\,739,97(x) - 7\,259,53(x-15,98) - 6\,986,91(x)(x/2)$$

$$M(x) = 97\,739,97x - 7\,259,53x + 116\,007,29 - 3\,493,45x^2$$

$$M(x) = -3\,493,45x^2 + 90\,480,44x + 116\,007,29$$

Figura 36. 3er. Corte [20,25 < x < 27]m



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$+\uparrow V(x) = - 6\,986,91x + 97\,739,97 - 7\,259,53 - 1\,814,88$$

$$V(x) = - 6\,986,91x + 88\,665,56$$

+↺

$$M(x) = 97\,739,97(x) - 7\,259,53(x-15,48) - 1\,814,88(x-20,25) - 6\,986,91(x)(x/2)$$

$$M(x) = 97\,739,97x - 7\,259,53x + 116\,007,28 - 1\,814,88x + 36\,751,32 - 3\,493,45x^2$$

$$M(x) = - 3\,493,45x^2 + 88\,665,56x + 152\,758,60$$

Tabla X. Datos de cortes y momentos en viga posición 4

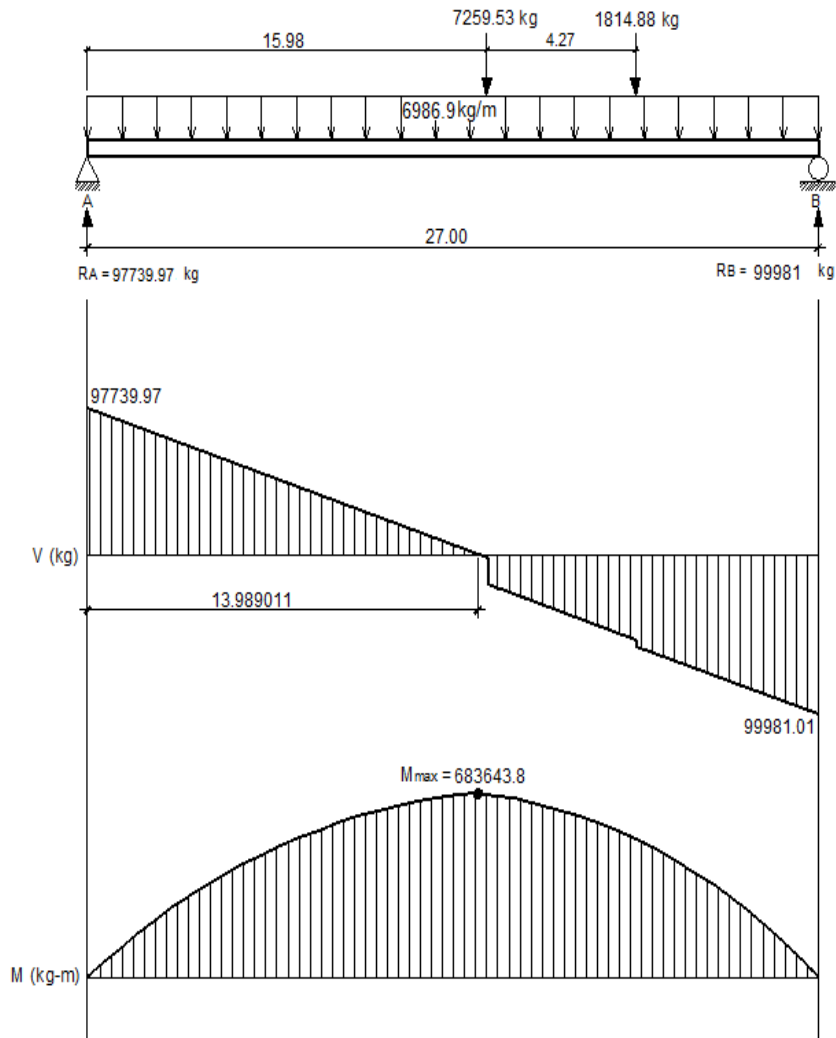
Distancia x(m)	P4 corte V(x) (kg)	P4 momento M(x) (kg-m)
0,00	97 739,97	0,00
1,00	90 753,06	94 246,52
2,00	83 766,15	181 506,14
3,00	76 779,24	261 778,86
4,00	69 792,33	335 064,68
5,00	62 805,42	401 363,60
6,00	55 818,51	460 675,62
7,00	48 831,60	513 000,74

Continuación de la tabla X.

8,00	41 844,69	558 338,96
9,00	34 857,78	596 690,28
10,00	27 870,87	628 054,70
11,00	20 883,96	652 432,22
12,00	13 897,05	669 822,84
13,00	6 910,14	680 226,56
13,989	0,00810	683 643,80
14,00	-76,77	683 643,38
15,00	-7 063,68	680 073,30
15,98	-13 910,85	669 795,93
15,98	-21 170,38	669 795,93
16,00	-21 310,12	669 371,10
17,00	-28 297,03	644 567,70
18,00	-35 283,94	612 777,40
19,00	-42 270,85	574 000,20
20,00	-49 257,76	528 236,10
20,25	-51 004,49	515 703,40
20,25	-52 819,37	515 703,30
21,00	-58 059,55	474 123,90
22,00	-65 046,46	412 571,10
23,00	-72 033,37	344 031,40
24,00	-79 020,28	268 504,80
25,00	-86 007,19	185 991,40
26,00	-92 994,10	96 491,00
27,00	-99 981,01	3,70

Fuente: elaboración propia.

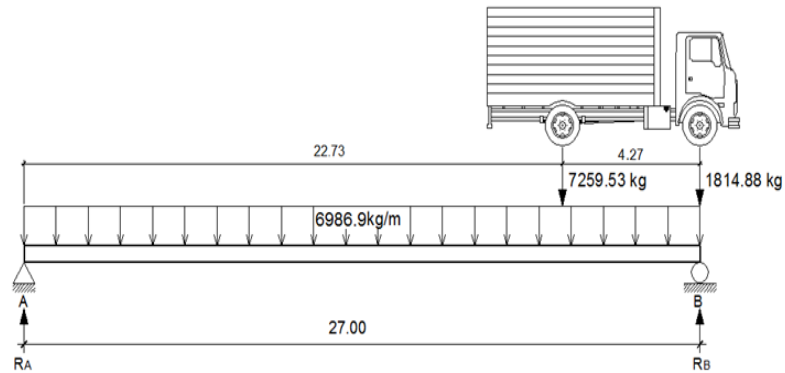
Figura 37. Diagramas de corte y momento en viga posición 4



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Posición Núm. 5: distancia recorrida por el vehículo $L = 27 \text{ m}$

Figura 38. Posición núm. 5 del camión H20-44



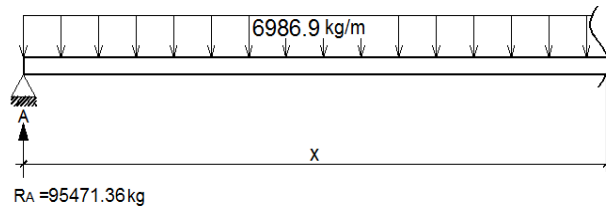
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$\begin{aligned} \Sigma M_B = 0 \quad \curvearrowright + \\ 7\,259,53(4,27) - R_A(27) + 6\,986,91(27)(27/2) = 0 \\ R_A = 95\,471,36 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_Y = 0 \quad + \uparrow \\ 95\,471,36 - 7\,259,53 - 1\,814,88 + R_B - 6\,986,91(27) = 0 \\ R_B = 102\,249,62 \text{ kg} \end{aligned}$$

Determinando ecuaciones de corte y momento, para poder evaluar valores a cada metro y así construir los diagramas:

Figura 39. **1er. Corte [0 < x < 22,73]m**

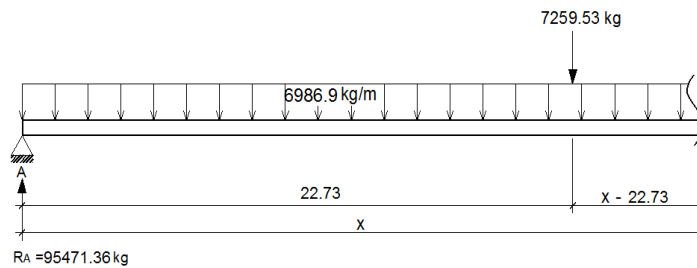


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$+\uparrow V(x) = -6\,986,91x + 95\,471,36$$

$$\begin{aligned} +\curvearrowright M(x) &= 95\,471,36(x) - 6\,986,91(x)(x/2) \\ M(x) &= -3\,493,45x^2 + 95\,471,36x \end{aligned}$$

Figura 40. **2do. Corte [22,73 < x < 27]m**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$\begin{aligned} +\uparrow V(x) &= -6\,986,91x + 95\,471,36 - 7\,259,53 \\ V(x) &= -6\,986,91x + 88\,211,83 \end{aligned}$$

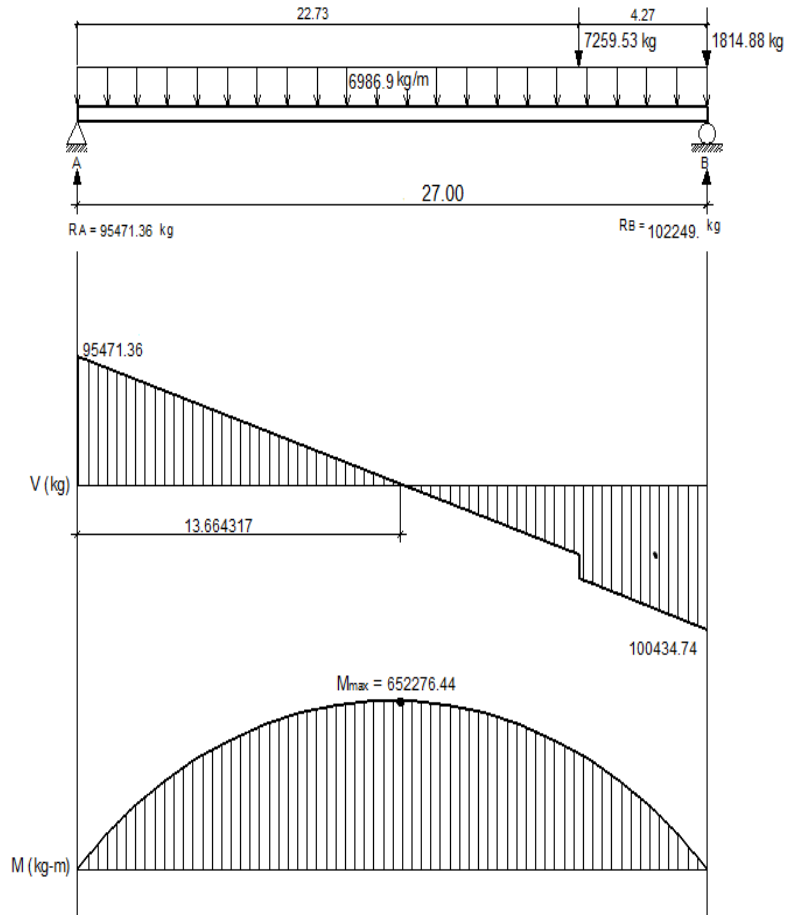
$$\begin{aligned} +\curvearrowright M(x) &= 95\,471,36(x) - 7\,259,53(x-22,73) - 6\,986,91(x)(x/2) \\ M(x) &= 95\,471,36x - 7\,259,53x + 165\,009,12 - 3\,493,45x^2 \\ M(x) &= -3\,493,45x^2 + 88\,211,83x + 165\,009,12 \end{aligned}$$

Tabla XI. **Datos de cortes y momentos en viga posición 5**

Distancia x(m)	P-5 corte V(x) (kg)	P5 momento M(x) (kg-m)
0,00	95 471,36	0,00
1,00	88 484,45	91 977,91
2,00	81 497,54	176 968,92
3,00	74 510,63	254 973,03
4,00	67 523,72	325 990,24
5,00	60 536,81	390 020,55
6,00	53 549,90	447 063,96
7,00	46 562,99	497 120,47
8,00	39 576,08	540 190,08
9,00	32 589,17	576 272,79
10,00	25 602,26	605 368,60
11,00	18 615,35	627 477,51
12,00	11 628,44	642 599,52
13,00	5 641,53	650 734,63
13,664	0,000062	652 276,44
14,00	-2 345,38	651 882,84
15,00	-9 332,29	646 044,15
16,00	-16 319,20	633 218,56
17,00	-23 306,11	613 406,07
18,00	-30 293,02	586 606,68
19,00	-37 279,93	552 820,39
20,00	-44 266,84	512 047,20
21,00	-51 253,75	464 287,11
22,00	-58 240,66	409 540,12
22,73	-63 341,10	365 162,94
23,00	-72 487,10	345 846,16
24,00	-79 474,01	269 865,84
25,00	-86 460,92	186 898,62
26,00	-93 447,83	96 944,50
27,00	-100 434,74	3,48

Fuente: elaboración propia.

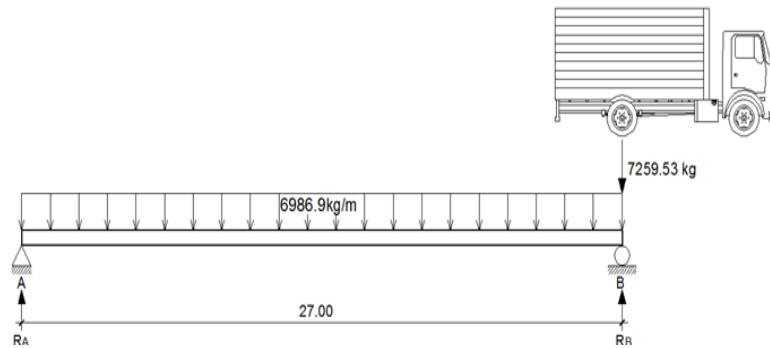
Figura 41. Diagramas de corte y momento en viga posición 5



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Posición núm. 6: distancia recorrida por el vehículo L = 31,27 m

Figura 42. Posición Núm. 6 del camión H20-44



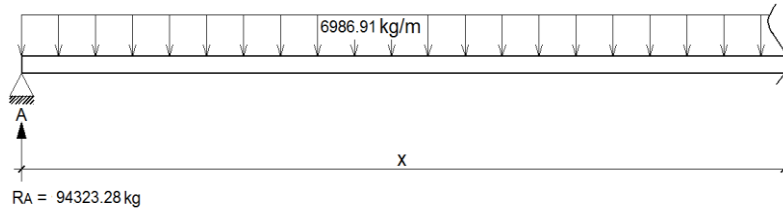
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$\begin{aligned} \Sigma M_B = 0 \quad \curvearrowright + \\ - R_A(27) + 6\,986.91(27)(27/2) = 0 \\ R_A = 94\,323.28 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_Y = 0 \quad \uparrow + \\ 94\,323.28 - 7\,259.53 + R_B - 6\,986.91(27) = 0 \\ R_B = 101\,582.82 \text{ kg} \end{aligned}$$

Determinando ecuaciones de corte y momento, para poder evaluar valores a cada metro y así construir los diagramas:

Figura 43. 1er. Corte [0 < x < 27]m



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$+\uparrow V(x) = -6986,91x + 94323,28$$

$$+\curvearrowright M(x) = 94323,28(x) - 6986,91(x)(x/2)$$

$$M(x) = -3493,45x^2 + 94323,28x$$

Tabla XII. Datos de cortes y momentos en viga posición 6

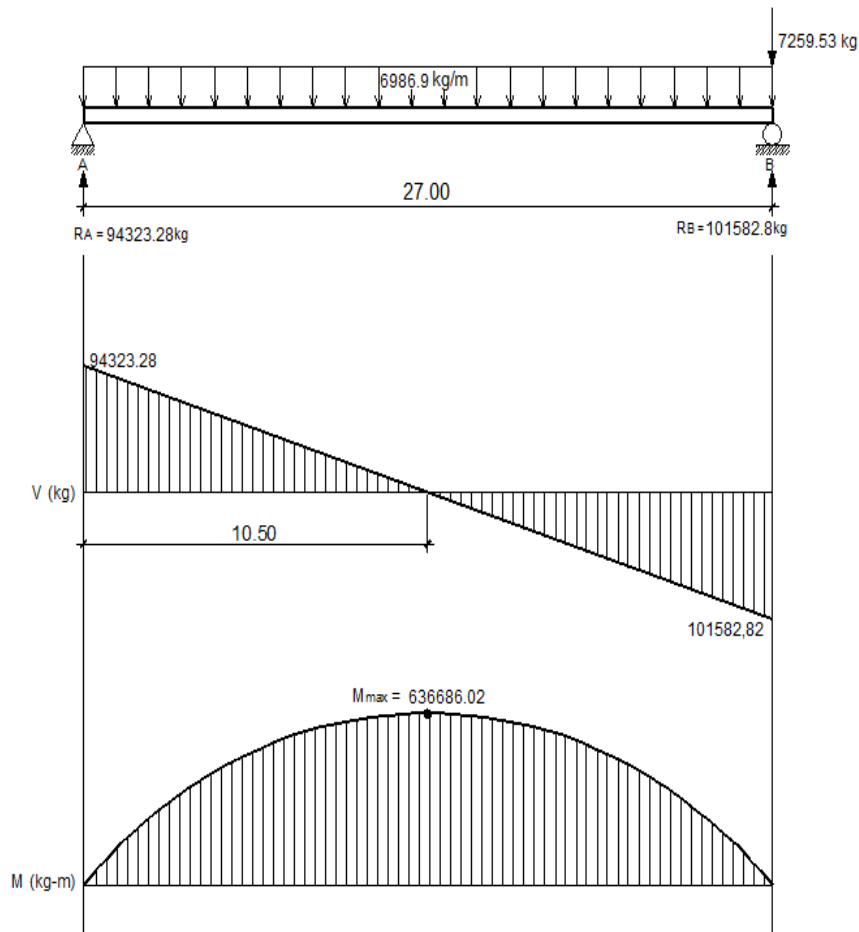
Distancia x(m)	P-6 corte V(x) (kg)	P6 momento M(x) (kg-m)
0,00	94 323,28	0,00
1,00	87 336,37	90 829,83
2,00	80 349,46	174 672,76
3,00	73 362,55	251 528,79
4,00	66 375,64	321 397,92
5,00	59 388,73	384 280,15
6,00	52 401,82	440 175,48
7,00	45 414,91	489 083,91
8,00	38 428,00	531 005,44
9,00	31 441,09	565 940,07
10,00	24 454,18	593 887,80
11,00	17 467,27	614 848,63
12,00	10 480,36	628 822,56
13,00	3 493,45	635 809,59
13,50	0,0005895	636 683,02
14,00	-3 493,46	635 809,72

Continuación de la tabla XII.

15,00	-10 480,37	628 822,95
16,00	-17 467,28	614 849,28
17,00	-24 454,19	593 888,71
18,00	-31 441,10	565 941,24
19,00	-38 428,01	531 006,87
20,00	-45 414,92	489 085,60
21,00	-52 401,83	440 177,43
22,00	-59 388,74	384 282,36
23,00	-66 375,65	321 400,39
24,00	-73 362,56	251 531,52
25,00	-80 349,47	174 675,75
26,00	-87 336,38	90 833,08
27,00	-94 323,29	3,51

Fuente: elaboración propia.

Figura 44. Diagramas de corte y momento en viga posición 6



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

2.7.2.5.2. Cálculo de refuerzo

- Diseño del armado de la viga

La propuesta del armado de la viga se realizará con los momentos obtenidos a cada metro del análisis de líneas de influencia. El procedimiento a seguir es: comparar los valores de momentos a cada metro de las seis

posiciones de análisis y seleccionar los valores mayores para cada distancia, luego se realizará la propuesta del número de varillas para poder cubrir el acero que cada momento mayor requiera.

Datos:

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

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 90 \text{ cm}$$

$$h = 175 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - \text{rec} - \frac{\varnothing_{\text{varilla}\#10}}{2} = 175 - 5 - \frac{3,175}{2} = 168,41 \text{ cm}$$

- Acero mínimo

El código ACI-05 capítulo 10.5.1, requiere que en todo elemento estructural sometido a flexión el $A_{s_{\min}}$ debe ser:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{(14)(90)(168,41)}{4\,200} = 50,52 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \rho_b b d$$

Según el código ACI-05 en el apéndice B.8.4.3 (B.8-1), se requiere que la cuantía de acero balanceada para el cálculo del acero máximo (ρ_b) sea:

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f'c \cdot 6\,120}{f_y(6\,120 + f_y)}$$

Si $0 \text{ kg/cm}^2 < f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ entonces $\beta=0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta * f'c * 6120}{f_y(6120+f_y)}$$

$$\rho_b = \frac{0,85*0,85*280*6120}{4200(6120+4200)} = 0,028564$$

$$A_{S_{\max}} = 0,5 * 0,028564 * 90 * 168,41 = 216,44 \text{ cm}^2$$

- Acero de refuerzo en la cama inferior de la viga

Con los límites del acero ya calculados se procederá a seleccionar los momentos máximos a cada metro, de cada posición de análisis de líneas de influencia. Con los momentos máximos se procederá a calcular el área de acero requerida para la cama inferior de la viga y se verificará que esté dentro de los límites mínimo y máximo. Si el área de acero que requiere cada momento es menor al área de acero mínimo, se coloca el área de acero mínimo. A continuación se muestra la tabla resumen de los momentos máximos a cada metro, seleccionados de cada posición del análisis de líneas de influencia.

Tabla XIII. **Momentos máximos en viga**

Distancia x(m)	Momento máx. (kg-m)
0,00	0,00
1,00	98 783,72
2,00	190 580,54
3,00	271 615,50
4,00	342 178,99
5,00	412 706,75
6,00	474 287,40
7,00	528 881,15
8,00	576 488,00
9,00	617 107,95
10,00	645 151,16
11,00	664 537,78
12,00	676 937,50
13,00	682 350,32
14,00	683 643,38
15,00	680 073,30
16,00	669 371,13
17,00	644 567,72
18,00	612 777,41
19,00	574 000,20
20,00	528 236,09
21,00	474 123,91
22,00	412 571,12
23,00	345 846,16
24,00	269 865,84
25,00	186 898,62
26,00	96 944,50
27,00	0,00

Fuente: elaboración propia.

Área de acero de refuerzo (A_s) que requiere cada momento máximo:

$$A_s = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M*b}{0,003825*f'_c}} \right]$$

Tabla XIV. Área de acero para cada momento máximo en la viga

Distancia x(m)	Momento máx. (kg-m)	A_s requerido (cm ²)	Utilizar A_s (cm ²)
0,00	0,00	0,00	50,52
1,00	98 783,72	15,66	50,52
2,00	190 580,54	30,47	50,52
3,00	271 615,50	43,80	50,52
4,00	342 178,99	55,54	55,64
5,00	412 706,75	67,48	67,48
6,00	474 287,40	78,05	78,05
7,00	528 881,15	87,54	87,54
8,00	576 488,00	95,91	95,91
9,00	617 107,95	103,13	103,13
10,00	645 151,16	108,15	108,15
11,00	664 537,78	111,64	111,64
12,00	676 937,50	113,88	113,88
13,00	682 350,32	114,87	114,87
14,00	683 643,38	115,10	115,10
15,00	680 073,30	114,45	114,45
16,00	669 371,13	112,52	112,52
17,00	644 567,72	108,05	108,05
18,00	612 777,41	102,35	102,35
19,00	574 000,20	95,47	95,47
20,00	528 236,09	87,42	87,42
21,00	474 123,91	78,02	78,02
22,00	412 571,12	67,45	67,45
23,00	345 846,16	56,16	56,16

Continuación de la tabla XIV.

24,00	269 865,84	43,49	50,52
25,00	186 898,62	29,87	50,52
26,00	96 944,50	15,37	50,52
27,00	0,00	0,00	50,52

Fuente: elaboración propia.

En la tabla XIII se observa que a medida que se recorre cada metro de longitud en la viga, desde los extremos izquierdo y derecho hacia el centro, la cantidad de acero es similar, es decir, el acero que se requiere en la longitud 0 y 27 es igual, el acero que se requiere en la longitud 1 y 26 es igual, el acero que se requiere en la longitud 4 y 23 es similar y así sucesivamente.

Por lo que a continuación se presenta el área de acero que se requiere para cubrir los momentos en cada longitud similar en área de acero y la propuesta de varillas con que se cubre el acero requerido.

Tabla XV. **Área de acero para cada momento máximo en la viga**

Distancia (m)	As requerido (cm ²)	Cantidad de varillas		As cubierto (cm ²)
		Núm. 8	Núm. 10	
0 y 27	50,52		8	63,34
1 y 26	50,52		8	63,34
2 y 25	50,52		8	63,34
3 y 24	50,52		8	63,34
4 y 23	56,16		8	63,34
5 y 22	67,48	1	8	68,41

Continuación de la tabla XV.

6 y 21	78,05	3	8	78,54
7 y 20	87,54	5	8	88,67
8 y 19	95,91	7	8	98,81
9 y 18	103,13	8	8	103,87
10 y 17	108,15	9	8	108,94
11 y 16	112,52	10	8	114,01
12 y 15	114,45	11	8	119,07
13 y 14	115,10	11	8	119,07

Fuente: elaboración propia.

Para el armado longitudinal final de la viga en la cama inferior, se deben cumplir los siguientes requisitos, según el Código ACI-05 capítulo 21:

- ACI-05 capítulo 21.3.2.1: en cualquier sección de un elemento a flexión, tanto para el refuerzo en la cama superior como inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser menor al $A_{s_{min}}$.
- ACI-05 capítulo 21.3.2.1: la cuantía de refuerzo no debe ser mayor a 0,025.
- ACI-05 capítulo 21.3.2.1: al menos deben disponerse de dos barras de refuerzo a lo largo de la viga tanto en la cama superior como inferior.

Por lo que las varillas en la parte inferior de la viga se distribuirán en dos camas, una cama principal inferior y otra cama secundaria inferior. En la cama principal inferior se colocarán varillas: 8 núm. 10 + 4 núm. 8 corridas a lo largo de toda la longitud de la viga y en la cama secundaria inferior se colocarán

varillas: 4 núm. 8 con una longitud de 13 metros colocadas dentro de las longitudes 7 m y 20 m a lo largo de la viga, más varillas 3 núm. 8 con una longitud de 9 metros colocadas dentro de las longitudes 9 m y 18 m a lo largo de la viga.

- Acero de refuerzo en la cama superior de la viga

Para el armado longitudinal final de la viga en la cama superior, se deben cumplir los siguientes requisitos, según el Código ACI-05 capítulo 21:

- ACI-05 capítulo 21.3.2.1: en cualquier sección de un elemento a flexión, tanto para el refuerzo en la cama superior como inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser menor $A_{s_{min}}$.
- ACI-05 capítulo 21.3.2.1: al menos deben disponerse de dos barras de refuerzo a lo largo de la viga tanto en la cama superior como inferior.
- ACI-05 capítulo 21.3.2.2: la resistencia a momento negativo, en cualquier sección a lo largo de la longitud de la viga, no debe ser menor de un cuarto (0,25) de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

$$A_{s_{min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{(14)(90)(168,41)}{4\ 200} = 50,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,25A_{s_{M+}} = 0,25(41,80 \text{ cm}^2) = 10,45 \text{ cm}^2$$

Por lo que se toma el área de acero mayor, para este caso es el $A_{s_{min}}$, y se propone utilizar varillas 8 núm. 10 = 63,33 cm².

- Área de acero de refuerzo adicional en la viga

Deberá colocarse 5,29 cm² de área de acero de refuerzo adicional por cada metro de alto en la viga.

$$A_{s_{intermedio}} = (5,29 \text{ cm}^2/\text{m})(1,75 \text{ m}) = 9,25 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, colocar varillas 6 núm.5 = 6 (1,98 cm²) = 11,88 cm², a lo largo de toda la viga y distribuidas de dos en dos a lo alto de la viga.

2.7.2.5.3. Diseño a corte

- Refuerzo a corte para la viga

Para realizar el diseño de refuerzo a corte para la viga, se determinó que la fuerza cortante máxima se encuentran en la posición 2 del análisis de líneas de influencia, el cual tiene un valor de:

$$V_u = 102\,277,17 \text{ kg}$$

Según el Código ACI-05, en el capítulo 11.1.1 (11-1), el diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en el siguiente principio:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

ϕ = factor de resistencia al corte = 0,90 (AASHTO LRFD 5.5.4.2.1)

V_u = fuerza de cortante última

V_n = resistencia nominal al cortante calculada según ACI-05 11.1.1 (11-2):

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto se calcula según ACI-05 11.3.1.1 (11-3):

$$V_c = 0,53bd\sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 0,53(90)(168,41)\sqrt{280} = 134\,420,43 \text{ kg}$$

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante se calcula cuando V_u excede ϕV_c , según ACI-05 11.5.7.1 (11-15):

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$$

Donde:

A_v = área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento S .

Si se desea determinar la cantidad de resistencia nominal al cortante que debe proporcionar el refuerzo en la viga se puede calcular a partir del principio 11.1.1 del Código ACI-05:

$$\phi V_n = V_u$$

$$\phi(V_c + V_s) = V_u$$

$$\phi V_s = V_u/\phi - V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{102\,277,17}{0,90} - 134\,420,43$$

$$V_s = -20\,779,13 \text{ kg} \cong 0$$

Como se observa, la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante es negativa, lo cual es un claro indicador de que la viga no necesita que se diseñe el refuerzo por cortante, y por lo tanto se toma como cero.

Esto se puede comprobar con la condición del ACI-05 11.5.7.1, que indica que se debe diseñar el refuerzo por cortante (V_s) cuando V_u excede ϕV_c :

$$V_u > \phi V_c$$

$$102\,277,17 \text{ kg} < (0,9)(134\,420,43) \text{ kg}$$

$$102\,277,17 \text{ kg} < 120\,978,39 \text{ kg}$$

Por lo que no es necesario que se diseñe el refuerzo por cortante V_s .

Con los cálculos anteriores se debe verificar que se cumpla con el principio de diseño a cortante:

$$\begin{aligned}\phi V_n &\geq V_u \\ \phi(V_c + V_s) &\geq V_u \\ 0,90(134\,420,43 + 0) &\geq 102\,277,17 \\ 120\,978,38 \text{ kg} &\geq 102\,277,17 \text{ kg} \quad \checkmark \text{ ok}\end{aligned}$$

- Refuerzo mínimo de cortante

Según ACI-05 capítulo 11.5.6.1, debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión, donde V_u exceda $0,5\phi V_c$.

$$\begin{aligned}V_u &= 102\,277,17 \text{ kg} \\ 0,5\phi V_c &= 0,5(0,9)(134\,420,43) = 60\,489,19 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$V_u > 0,5\phi V_c$$

Por lo que se debe colocar un área mínima de refuerzo para cortante, según ACI-05 11.5.6.3 (11-13):

$$A_{v,\min} = \frac{0,2b\sqrt{f_c} S}{f_y}$$

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,\min} \geq \frac{3,5 b S}{f_y}$$

De las dos ecuaciones anteriores se selecciona la segunda para determinar el espaciamiento máximo al que se colocarán los estribos, proponiendo varillas núm. 4 con un área de 1,27 cm².

$$S = \frac{A_{v,\min} f_y}{3,5 b}$$

$$S = \frac{(2 \cdot 1,27) 2810}{3,5(90)} = 22,65 \text{ cm}$$

Según el código ACI-05 capítulo 11.5.5.1, el espaciamiento del refuerzo cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder $d/2 = (168,41/2) = 84,21$ cm, ni debe exceder 60 cm. Se optará por un espaciamiento entre estribos de 25 cm, y se debe verificar que el área de la varilla núm. 4 propuesta sea mayor al área mínima.

$$A_{v,\min} = \frac{0,2b\sqrt{f_c} S}{f_y}$$

$$A_{v,\min} = \frac{0,2(90)\sqrt{280} (20)}{2810} = 2,14 \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,\min} \geq \frac{3,5 b S}{f_y}$$

$$A_{v,\min} = \frac{3,5(90)(20)}{2810} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Y el área proporcionada por las dos ramas del estribo núm. 4 es:

$$A_{v\text{Núm.4}} = 2 (1,27 \text{ cm}^2) = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{v\text{No.4}} > A_{v,\text{min}}$$

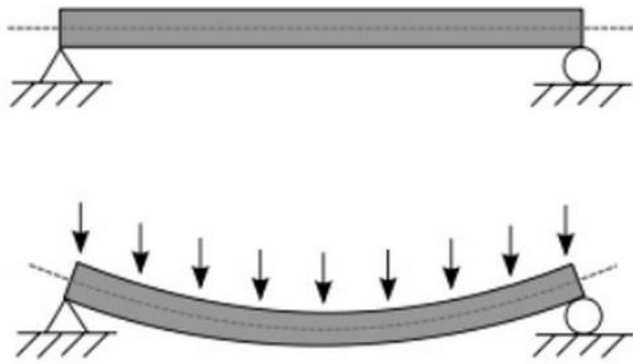
Por lo que se colocarán estribos y eslabones grado 40 núm. 4 @ 25 cm en toda la longitud de la viga.

- Deflexión en viga principal

Las deflexiones excesivas pueden producir agrietamientos en elementos estructurales que soportan cargas. Por eso es importantes tener un control en las deflexiones para que los elementos diseñados se comporten de modo satisfactorio durante el servicio normal.

Actualmente existen dos métodos de cálculo. El primero es la realización luz-espesor que establece límites superiores adecuados. Es un método simple y satisfactorio. En otros casos, es vital calcular las deflexiones y comparar estas predicciones con valores especificados por códigos o requisitos especiales.

Figura 45. **Deflexión en viga principal**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Deflexiones instantáneas

Las deflexiones elásticas se pueden expresar en la forma general.

$$\Delta = \frac{F(\text{Cargas, Apoyos})}{E \cdot I}$$

Donde EI es la rigidez a flexión y f (cargas, apoyos) es una función de la carga, de la luz y de la distribución de los apoyos para un caso particular.

Suponiendo la deflexión es una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida es $5wl^4/384EI$, de manera que $f = 5wl^4/384$. El problema específico para las estructuras de concreto reforzado consiste en determinar la rigidez a flexión apropiada. El para un elemento que está constituido con 2 materiales con propiedades y comportamientos diferentes como el acero y el hormigón. Las disposiciones del código ACI para el control de deflexiones son las siguientes:

Figura 46. Deflexiones Instantáneas 1

Alturas mínimas de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección, a menos que se calculen las deflexiones

Elemento	Altura mínima, h			
	Simplemente apoyada	Un extremo	Ambos extremos continuo	Voladizo continuos
	Elementos que no sostienen o están unidos a particiones o a otro tipo de construcción que puedan dañarse por deflexiones grandes			
Losas macizas reforzadas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas con nervios en una dirección	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

Fuente: elaboración propia.

- Deflexiones instantáneas

Para garantizar un comportamiento óptimo para las condiciones de servicio el Código ACI impone ciertos límites en las deflexiones calculadas. Los límites dependen de que si el elemento sirve de apoyo o está unido a otro elemento no estructural y de si estos pueden sufrir daños o no por deflexiones grandes.

Figura 47. Deflexiones instantáneas 2

Máximas deflexiones admisibles calculadas		
Tipo de elemento	Deflexiones para tener en cuenta	Deflexión límite
Cubiertas planas que no sostienen ni están unidas a elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes	Deflexión instantánea debida a la carga viva L	$\frac{l}{180}$
Pisos que no sostienen ni están unidos a elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes	Deflexión instantánea debida a la carga viva L	$\frac{l}{360}$
Cubiertas o pisos que soportan o están unidos a elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes	La parte de la deflexión total que ocurre después de la construcción de los elementos no estructurales, o sea la suma de las deflexiones a largo plazo como consecuencia de todas las cargas sostenidas y las deflexiones instantáneas que ocasiona cualquier carga viva adicional	$\frac{l}{480}$
Cubiertas o pisos que sostienen o están unidos a elementos no estructurales que pueden no dañarse por deflexiones grandes		$\frac{l}{240}$

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de la deflexión en viga

Para realizar el cálculo de la deflexión actuante en la viga principal del puente se utiliza la siguiente fórmula:

$$\Delta = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$W = 6\,986,91 \text{ Kg/m} = 69,8691 \text{ Kg/cm}$$

$$L = 27,00 \text{ m} = 2\,700 \text{ cm}$$

$$E_c = 15\,000\sqrt{f_c} = 15\,000\sqrt{281} = 251,45 \times 10^3$$

$$b = 90 \text{ cm}$$

$$d = 170 \text{ cm}$$

$$I = b \cdot d^3 / 12 = (90 \cdot 170^3) / 12 = 36,85 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot 69,87 \cdot 2\,700^4}{384 \cdot 251,45 \times 10^3 \cdot 36,85 \times 10^6}$$

$$\Delta = 5,21 \text{ cm}$$

Chequeo de la deflexión máxima en viga principal

$$\Delta_{\max} = L/240$$

$$\Delta_{\max} = 2\,700/240$$

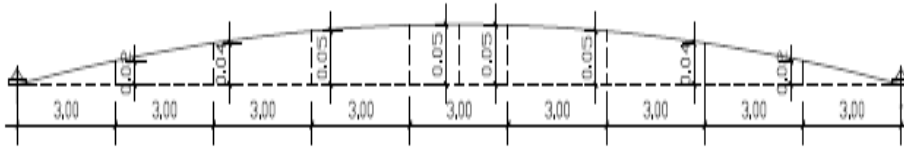
$$\Delta_{\max} = 11,25 \text{ cm}$$

Por lo tanto se concluye que la deflexión actuante es menor que la deflexión máxima.

$$\Delta < \Delta_{\max}$$

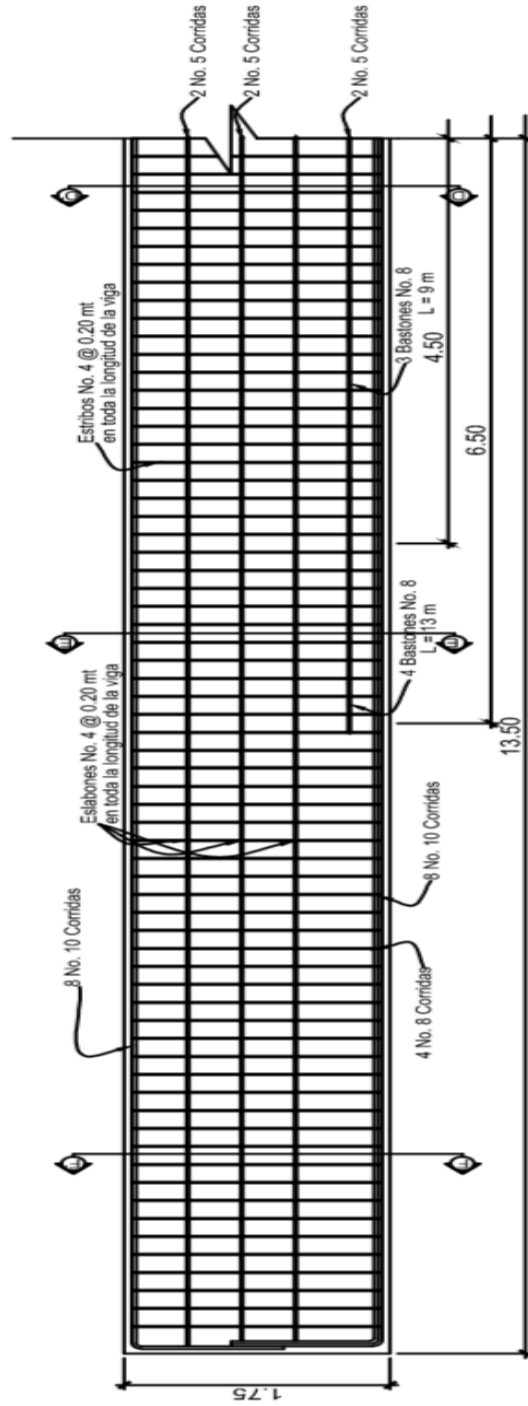
$$5,21 \text{ cm} < 11,25 \text{ cm} \quad \checkmark \text{ ok}$$

Figura 48. **Detalle de deflexión en viga**

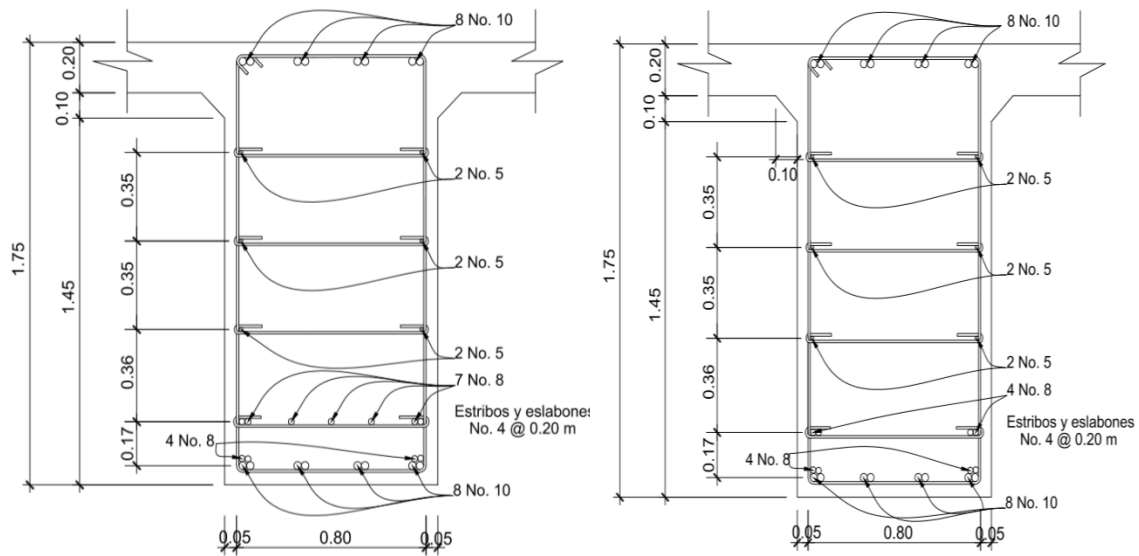


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 49. Detalle de armado de viga

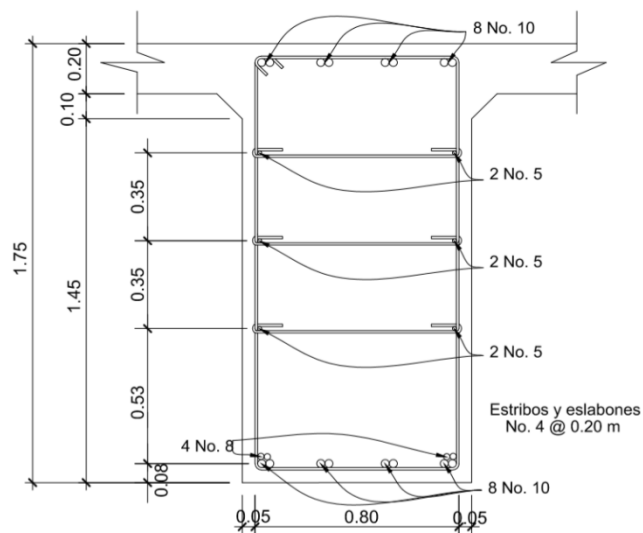


Continuación de la figura 49.



SECCIÓN D - D'

SECCIÓN E - E'



SECCIÓN F - F'

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

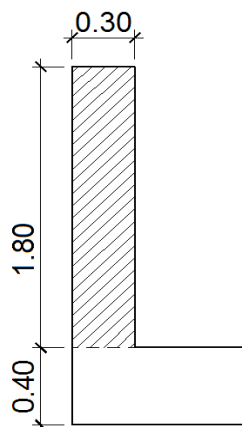
2.7.3. Diseño de la subestructura

La subestructura de un puente es el conjunto de elementos estructurales destinados a transmitir la carga proveniente de la superestructura, hacia el suelo en donde se construirá, para que dicha carga pueda ser absorbida y disipada por el suelo. La subestructura está compuesta principalmente por: cortina, viga de apoyo, neoprenos y estribos. A continuación se presenta el diseño de cada elemento.

2.7.3.1. Diseño de cortina

La cortina funciona como un muro de contención para el relleno del abroche del puente en sentido longitudinal, la cortina debe ir empotrada en la viga de apoyo y la altura depende de las vigas principales del puente. La longitud de la cortina será de 4,77 m. Se proponen dimensiones para la cortina:

Figura 50. Dimensiones de cortina



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Para el diseño de la cortina deben considerarse las presiones laterales que ejercen el empuje horizontal del suelo (EH), una sobre carga por encima del suelo con una altura de 2 pies (ES), la fuerza provocada por la carga vehicular (LL) y la fuerza provocada por sismo (EQ).

- Empuje horizontal del suelo (EH)

El tipo de suelo a utilizar para el relleno será el mismo del lugar en donde se construirá el puente. Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura del mismo y según AASHTO LRFD 3.11.5.1-1 deberá tomarse como:

$$P = k \gamma_s g z (x10^{-9}) \text{ (MPa)}$$

Donde:

- k = coeficiente de empuje lateral del suelo = $1 - \text{sen}(\Phi)$
- k = $1 - \text{sen}(20,90^\circ) = 0,6433$
- Φ = ángulo de fricción interna del suelo = $20,90^\circ$
- γ_s = densidad del suelo en $\text{kg/m}^3 = 1\,400 \text{ kg/m}^3$
- g = aceleración de la gravedad = $9,81 \text{ m/s}^2$
- z = profundidad del suelo en mm

$$\text{EH} = k \gamma_s g z (x10^{-9})$$

$$\text{EH} = (0,8423)(1\,400 \text{ kg/m}^3)(9,81 \text{ m/s}^2)(1\,800 \text{ mm})(x10^{-9}) = 0,020822666 \text{ MPa}$$

$$\text{EH} = 0,212259592 \text{ kg/cm}^2 = 2\,122,595 \text{ kg/m}^2$$

- Empuje provocado por sobrecarga (ES)

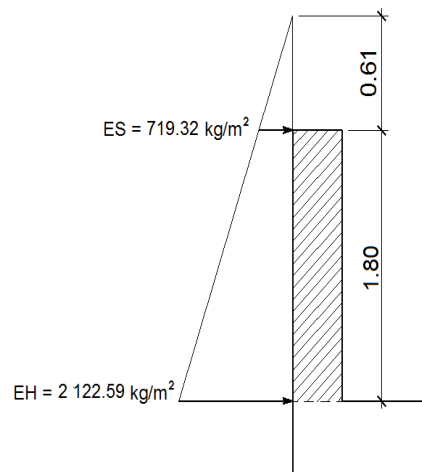
Se asumirá que existe una sobrecarga por encima del suelo con una altura de 2 pies (0,61 m).

$$ES = k \gamma_s g z (\times 10^{-9})$$

$$ES = (0,8423)(1\ 400\ \text{kg/m}^3)(9,81\text{m/s}^2)(610\ \text{mm})(\times 10^{-9}) = 0,00705657040\ \text{MPa}$$

$$ES = 0,07193242\ \text{kg/cm}^2 = 719,324\ \text{kg/m}^2$$

Figura 51. **Presiones sobre cortina provocadas por EH y ES**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Se procede a calcular las fuerzas debido al empuje del suelo y a la sobrecarga aplicadas en la cortina por unidad de longitud, dichas fuerzas para figuras triangulares estarán aplicadas a una altura $H/3$ respecto a la base del triángulo y para cargas con figuras rectangulares justo al medio $H/2$.

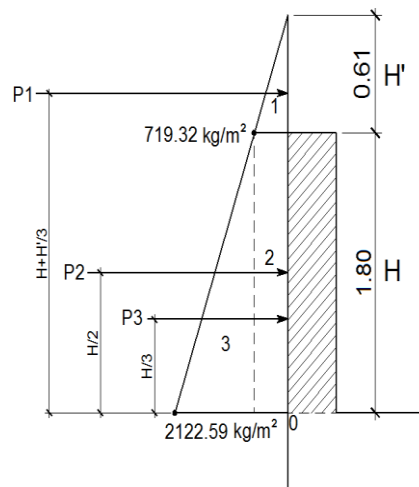
- Fuerzas laterales por unidad de longitud

$$P1 = \text{área 1} = 0,5bH' = 0,5(719,324 \text{ kg/m}^2)(0,61 \text{ m}) = 219,39 \text{ kg/m}$$

$$P2 = \text{área 2} = bH = (719,324 \text{ kg/m}^2)(1,80 \text{ m}) = 978,98 \text{ kg/m}$$

$$P3 = \text{área 3} = 0,5bH = 0,5(2122,59 \text{ kg/m}^2 - 719,32 \text{ kg/m}^2)(1,80 \text{ m}) = 1262,9 \text{ kg/m}$$

Figura 52. **Fuerzas por unidad de longitud aplicadas en la cortina**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Momentos debido a las fuerzas de empuje

Los momentos debido a las fuerzas de empuje se calcularán respecto a la base de la cortina en el punto 0.

- Momento provocado por sobrecarga (M_{ES}):

$$M_{ES} = P1 (H + H'/3)$$

$$M_{ES} = 219,39 (1,80 + 0,61/3) = 439,51 \text{ kg-m}$$

- Momento provocado por el empuje horizontal del suelo (M_{EH}):

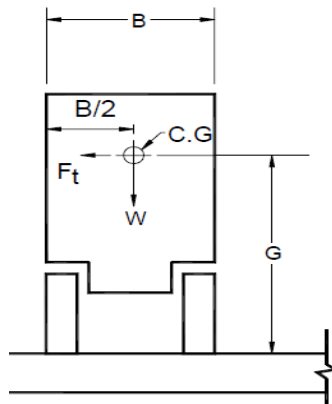
$$M_{EH} = P2 (H/2) + P3 (H/3)$$

$$M_{EH} = 1\,294,78 (1,80/2) + 1\,262,94 (1,80/3) = 1\,923,07 \text{ kg-m}$$

- Fuerza provocada por la carga vehicular (LL)

Esta fuerza es producida por el peso del camión de diseño H20-44 en el enfoque del puente, el cual se transmite al mismo mediante la cortina. La fuerza LL se calcula utilizando un 5 % del peso W (18 148,82 kg) del camión de diseño, y se considera aplicado al centro de gravedad G (1 250 mm, según AASHTO LRFD, tabla 13.7.2.1)

Figura 53. **Fuerza por carga vehicular**



Fuente: AASHTO LRFD. *Fuerzas de diseño para barandas de tráfico vehicular*. p. 13.

La fuerza provocada por la carga vehicular del camión H20-44 es:

$$LL = \frac{0,05W}{2h}$$

Donde:

W = peso del camión en kg = 18 148,82 kg

h = altura de la cortina en m = 1,80 m

$$LL = \frac{0,05(18\ 148,82\ \text{kg})}{2(1,80\ \text{m})} = 252,07\ \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 1\ \text{m} = 252,07\ \text{kg}$$

- Momento provocado por la fuerza longitudinal:

$$M_{LL} = LL * b$$

Donde:

b = brazo de aplicación de la fuerza LL

b = G + H_{cortina} = 1,25 m + 1,80 m = 3,05 m

$$M_{LL} = LL * b$$

$$M_{LL} = (252,07\ \text{kg})(3,05\ \text{m}) = 768,81\ \text{kg-m}$$

- Fuerza provocada por sismo (EQ)

Según AASHTO LRFD la fuerza que provoca el sismo debe tener, por lo menos una magnitud del 12 % del peso total de la cortina, y debe aplicarse en el centroide de la misma; es decir, a la mitad de la cortina.

El peso de la cortina:

$$W = \gamma_c * b * H * L$$

Donde:

$$\gamma_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$H = 1,80 \text{ m}$$

$$L = 4,77 \text{ m}$$

$$W = (2\,400 \text{ kg/m}^3)(0,30 \text{ m})(1,80 \text{ m})(4,77 \text{ m}) = 6\,181,92 \text{ kg}$$

- Fuerza provocada por el sismo:

$$EQ = 12 \%W$$

$$EQ = 0,12(6\,181,92 \text{ kg}) = 741,83 \text{ kg}$$

- Momento provocado por la fuerza de sismo:

$$M_{EQ} = EQ * H/2$$

$$M_{EQ} = (741,83 \text{ kg})(1,80 \text{ m}/2) = 667,65 \text{ kg-m}$$

- Momento de diseño

Para los momentos que actúan sobre la cortina, debe aplicárseles una combinación de factores de carga para la resistencia I, según AASHTO LRFD 3.4.1.

Los factores de carga a utilizar según AASHTO LRFD tabla 3.4.1-1. y tabla 3.4.1-2, son:

$$ES = 1,50$$

$$EH = 1,50$$

$$LL = 1,75$$

$$EQ = 1,00$$

$$M_{dis} = 1,50M_{ES} + 1,50M_{EH} + 1,75M_{LL} + 1,00M_{EQ}$$

$$M_{dis} = 1,50(439,51) + 1,50(1\ 923,07) + 1,75(768,81) + 1,00(667,65)$$

$$M_{dis} = 5\ 556,93\ \text{kg-m}$$

- Acero de refuerzo

Para el cálculo del acero de refuerzo para la cortina deben cumplirse los siguientes requerimientos:

- ACI-05 capítulo 21.3.2.1: en cualquier sección de un elemento a flexión, tanto para el refuerzo en la cama superior como inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser menor al $A_{s_{min}}$.
- ACI-05 capítulo 21.3.2.1: al menos deben disponerse de dos barras de refuerzo a lo largo de la cortina tanto en la cama superior como inferior.

- El recubrimiento de la cortina será de 5 cm.
- Se utilizará acero con resistencia a la fluencia de 2 810 kg/cm².

Para calcular el área de acero de refuerzo requerido por el momento de diseño para la cortina se utiliza la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M*b}{0,003825*f'_c}} \right]$$

Datos:

$$\begin{aligned} f'_c &= 280 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 2\,810 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 180 \text{ cm} \\ H &= 30 \text{ cm} \\ \text{rec} &= 5 \text{ cm} \\ d &= H - \text{rec.} = 30 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm} \\ M_{\text{dis}} &= 5\,556,93 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

$$A_{s_{M_{\text{dis}}}} = \frac{0,85*280}{2\,810} \left[180*25 - \sqrt{(180*25)^2 - \frac{5\,556,93*180}{0,003825*280}} \right]$$

$$A_{s_{M_{\text{dis}}}} = 8,89 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

El Código ACI-05 capítulo 10.5.1 requiere que el $A_{s_{min}}$ debe ser:

$$A_{s_{min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{(14)(180)(25)}{2810} = 22,42 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

Según el Código ACI-05 en el apéndice B.8.4.3 (B.8-1), la cuantía de acero balanceada (ρ_b) debe ser:

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta * f'c * 6120}{f_y(6120 + f_y)}$$

Si $0 \text{ kg/cm}^2 < f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ entonces $\beta = 0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta * f'c * 6120}{f_y(6120 + f_y)} = \frac{0,85 * 0,85 * 280 * 6120}{2810(6120 + 2810)} = 0,0493$$

$$A_{s_{max}} = 0,5 * \rho_b * b * d = 0,5 * 0,0493 * 180 * 25 = 110,93 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerida por el momento de diseño es menor al área de acero mínima, por lo que se utilizará el área de acero mínimo para determinar la cantidad de varillas. El armado a utilizar es: varillas 4 núm.6 + 4 núm.7 = $(11,40 \text{ cm}^2 + 15,51 \text{ cm}^2 = 26,91 \text{ cm}^2)$, corridas en toda la longitud de la cortina.

- Refuerzo a corte

Para realizar el diseño de refuerzo a corte para la cortina, se determina el corte último que actúa sobre la misma, mediante la combinación de factores de carga siguiente:

$$V_u = 1,50P_{1ES} + 1,50(P_{2EH} + P_{3EH}) + 1,75M_{LL} + 1,00M_{EQ}$$

$$V_u = 1,50(219,39) + 1,50(1\ 258,81 + 1\ 176,27) + 1,75(259,27) + 1,00(721,22)$$

$$V_u = 5\ 156,66\ \text{kg}$$

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto se calcula según ACI-05 11.3.1.1 (11-3):

$$V_c = 0,53bd\sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 0,53(180)(25)\sqrt{280} = 39\ 908,68\ \text{kg}$$

El Código ACI-05 11.5.7.1, indica que se debe diseñar el refuerzo por cortante (V_s) cuando V_u excede ϕV_c :

$$V_u > \phi V_c$$

$$5\ 156,65\ \text{kg} < (0,9)(39\ 908,68)\ \text{kg}$$

$$5\ 156,65\ \text{kg} < 35\ 917,81\ \text{kg}$$

Por lo que no es necesario que se diseñe el refuerzo por cortante V_s .

- Refuerzo mínimo de cortante

Según ACI-05 capítulo 11.5.6.1, debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión, donde V_u exceda $0,5\phi V_c$.

$$V_u = 5\,156,66 \text{ kg}$$

$$0,5\phi V_c = 0,5(0,9)(39\,908,68 \text{ kg}) = 17\,958,91 \text{ kg}$$

$$V_u < 0,5\phi V_c$$

Por lo que no es necesario colocar un área mínima de refuerzo para cortante.

Según el Código ACI-05 capítulo 11.5.5.1, cuando no sea necesario colocar un área mínima de refuerzo para cortante, deben disponerse estribos cerrados núm.3 espaciados a no más de $d/2 = (25/2) = 12,50 \text{ cm}$, ni debe exceder 60 cm.

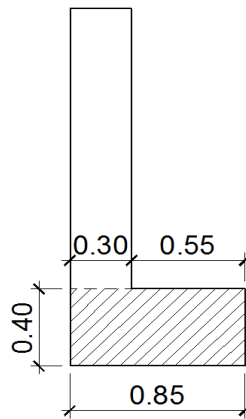
Por lo que se colocarán estribos núm. 3 espaciados a cada 10,00 cm.

2.7.3.2. Diseño de viga de apoyo

La viga de apoyo sirve de soporte a las dos vigas principales, pero al mismo tiempo la viga de apoyo es soportada por el estribo en toda su longitud, por lo que no está sometida a ningún esfuerzo de flexión y será diseñada únicamente para resistir aplastamiento.

La longitud de la viga de apoyo es de 4,77 m y las dimensiones de la sección transversal se muestran a continuación:

Figura 54. Dimensiones de viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Se debe determinar la carga total mayorada muerta y viva que soportará la viga de apoyo. La carga de diseño debido al peso de la estructura ya fue calculada en la sección de diseño de vigas principales, solo es necesario agregarle la carga que produce la cortina, la carga que produce la viga de apoyo y la carga que produce el eje más pesado del vehículo H20-44.

- Carga total distribuida en vigas

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

$$Q = n_i [1,25W_{DC} + 1,50W_{DW} + 1,75(W_{PL})] (\text{kg/m})$$

$$Q = 1,25 (2\ 289,60 + 100,32 + 40,15 + 7\ 560 + 64,48 + 44,64)$$

$$+ 1,50 (343,13) + 1,75 (477,22) = 13\ 973,81 \text{ kg/m}$$

La carga anterior debe multiplicarse por la longitud del puente, para poder obtener el peso de la estructura en kilogramos y así poder distribuirlo en las dos vigas de apoyo.

$$Q = (13\,973,81 \text{ kg/m}) * 27 \text{ m} = 377\,293,07 \text{ kg}$$

La carga que tributa a cada viga de apoyo es:

$$\frac{Q}{2} = \frac{377\,293,08 \text{ kg}}{2} = 188\,646,54 \text{ kg}$$

La carga distribuida en cada viga de apoyo es:

$$Q_1 = \frac{188\,646,54 \text{ kg}}{4,77 \text{ m}} = 39\,548,54 \text{ kg/m}$$

- Cargas permanentes (DC) a agregar
 - Carga de la cortina

$$W_{\text{cortina}} = \text{sección} * \gamma_c$$

$$W_{\text{cortina}} = 0,30 \text{ m} * 1,80 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 1\,296 \text{ kg/m}$$

- Carga de la viga de apoyo

$$W_{\text{vapojo}} = \text{sección} * \gamma_c$$

$$W_{\text{vapojo}} = 0,40 \text{ m} * 0,85 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 816 \text{ kg/m}$$

- Sobrecarga vehicular (LL)

$W_{vehicular} = \text{carga del eje más pesado del camión} / \text{longitud viga de apoyo}$

$$W_{vehicular} = 14\,519,06 \text{ kg} / 4,77 \text{ m} = 3\,043,83 \text{ kg/m}$$

A las cargas anteriores se les debe aplicar el factor de carga correspondiente, de la siguiente manera:

$$Q_2 = n_i [1,25W_{DC} + 1,75(W_{LL})] (\text{kg/m})$$

$$Q_2 = 1,25 (1\,260 + 816) + 1,75 (3\,043,83) = 7\,921,70 \text{ kg/m}$$

- Carga total de diseño

$$Q_t = Q_1 + Q_2$$

$$Q_t = 39\,548,54 \text{ kg/m} + 7\,921,70 \text{ kg/m}$$

$$Q_t = 47\,470,24 \text{ kg/m}$$

- Acero de refuerzo

La viga de apoyo no trabaja a flexión, únicamente por aplastamiento, por lo que el área de acero de refuerzo longitudinal que se proponga debe ser por lo menos el acero mínimo.

Datos:

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

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 85 \text{ cm}$$

$$H = 40 \text{ cm}$$

rec = 5 cm

d = H - rec. = 40 cm - 5 cm = 35 cm

- Acero mínimo

El Código ACI-05 capítulo 10.5.1 requiere que el $A_{s_{min}}$ debe ser:

$$A_{s_{min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{(14)(85)(35)}{2810} = 14,82 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, utilizar varillas 6 núm. 5 + 4 núm. 4 = $6(1,98 \text{ cm}^2) + 4(1,27 \text{ cm}^2) = 16,96 \text{ cm}^2$, a lo largo de toda la longitud de la viga de apoyo.

- Refuerzo a corte

Para realizar el diseño de refuerzo a corte para la viga de apoyo, se determina el corte último por metro que actúa sobre la misma.

$$V_u = Q_t$$

$$V_u = (47\,470,24 \text{ kg/m}) * 1\text{m} = 47\,470,24 \text{ kg}$$

Según el Código ACI-05, en el capítulo 11.1.1 (11-1), el diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en el siguiente principio:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

- ϕ = factor de resistencia al corte = 0,90 (AASHTO LRFD 5.5.4.2.1)
 V_u = fuerza de cortante última
 V_n = resistencia nominal al cortante calculada según ACI-05 11.1.1 (11-2):

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

- V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto
 V_s = resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto se calcula según ACI-05 11.3.1.1 (11-3):

$$V_c = 0,53bd\sqrt{f'_c}$$
$$V_c = 0,53(85)(35)\sqrt{280} = 26\,384,07 \text{ kg}$$

El Código ACI-05 capítulo 11.5.7.1, indica que se debe diseñar el refuerzo por cortante (V_s) cuando V_u excede ϕV_c :

$$V_u > \phi V_c$$
$$47\,470,24 > (0,9)(26\,384,07) \text{ kg}$$

$$47\,470,24 \text{ kg} > 23\,745,66 \text{ kg}$$

Por lo que es necesario que se diseñe el refuerzo por cortante V_s .

Si se desea determinar la cantidad de resistencia nominal al cortante V_s que debe proporcionar el refuerzo en forma de estribos en la viga de apoyo se puede calcular a partir del principio 11.1.1 del Código ACI-05:

$$\phi V_n = V_u$$

$$\phi(V_c + V_s) = V_u$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{47\,470,24}{0,90} - 26\,384,07$$

$$V_s = 26\,360,64 \text{ kg}$$

La resistencia nominal al cortante V_s proporcionada por el refuerzo de cortante se calcula según ACI-05 11.5.7.1 (11-15):

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$$

Donde:

A_v = área de refuerzo propuesta para cortante dentro del espaciamiento S

Se propone utilizar un estribo núm. 3 y dos eslabones núm. 3, con un área de acero para la varilla núm. 3 de $0,713 \text{ cm}^2$. En total el área de acero por cortante a utilizar será el área que proporcionan las 2 ramas del estribo y las 2

ramas de los dos eslabones, por lo tanto se tienen 4 ramas con un área de:
 $4(0,713\text{cm}^2) = 2,85 \text{ cm}^2$.

Despejando de la fórmula anterior el espaciamiento (S) se tiene:.

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(2,85)(2\ 810)(35)}{26\ 360,64} = 10,64 \text{ cm}$$

$$S = 10 \text{ cm}$$

Con los cálculos anteriores se debe verificar que se cumpla con el principio de diseño a cortante:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

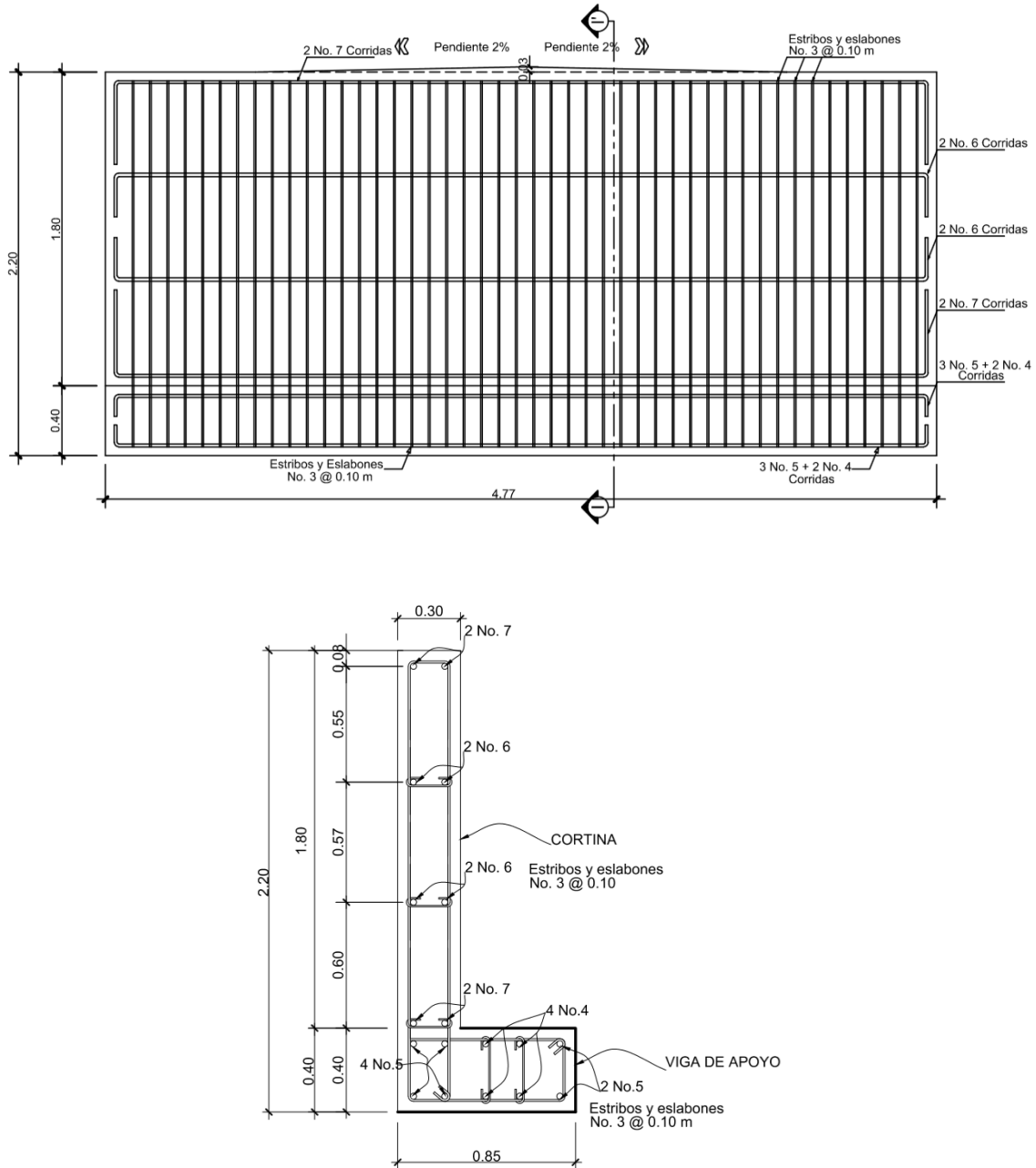
$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} = \frac{(2,85)(2\ 810)(35)}{10} = 28\ 029,75 \text{ kg}$$

$$0,90(26\ 384,07 + 28\ 029,75) \geq 47\ 470,24$$

$$48\ 972,44 \text{ kg} \geq 47\ 470,24 \text{ kg} \checkmark \text{ ok}$$

Por lo que se propone utilizar un estribo núm. 3 más dos eslabones núm. 3 a cada 10 cm en toda la longitud de la viga de apoyo.

Figura 55. **Detalle de armado de cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

2.7.3.3. Diseño de neopreno

Al neopreno, también se le conoce como apoyo elastomérico y es un apoyo flexible que puede estar construido con materiales metálicos y elastómeros. El uso de apoyos metálicos, generalmente se limita a puentes con superestructura de base metálica, mientras que los apoyos elastoméricos se usan independientemente en puentes con superestructura de concreto o metálica.

La utilización del neopreno o caucho sintético en puentes y estructuras es cada día mayor. La posibilidad de sustituir los complicados apoyos tradicionales por sencillas placas de reducido espesor, tiene indudables ventajas técnicas y económicas. Para este puente se utilizarán apoyos elastoméricos reforzados, los cuales se refieren a un mecanismo de apoyo constituido parcial o totalmente de elastómeros y pueden ser:

Sencillos: constan de una sola placa de elastómero.

Laminados: constan de varias capas de elastómero restringidas entre sus caras mediante láminas de acero integralmente sujetas o con refuerzo de fábrica.

Los apoyos elastómeros son los únicos que funcionan longitudinalmente, transversalmente y verticalmente, incluso permiten cierto grado de movimiento rotacional. Ningún apoyo mecánico de acero puede igualar este desempeño en la actualidad. También proveen una conexión que permiten controlar en un puente o en determinada estructura, la interacción de las cargas y movimientos entre las vigas y los elementos de apoyo. Son parte de un conjunto estructural del puente que permite desplazamientos y absorbe parcialmente la energía.

La principal cualidad requerida es su conservación, es decir, su resistencia frente a la intemperie, y seguidamente su defensa contra el ozono, las bajas temperaturas y sus deformaciones.

La dureza del neopreno se define con la escala de Shore según la resistencia a la penetración de una aguja (variando entre los grados 0 y 100 desde los cuerpos blandos hasta los impenetrables) y depende de la temperatura. Los apoyos del puente serán de neopreno de dureza 60° Shore.

- Cálculo del neopreno
 - Cargas gravitatorias Q

$$Q = P_g + P_q$$

Donde:

P_g = peso de la superestructura: barandales, losa, vigas principales, diafragmas, asfalto y carga peatonal (kg) = 13 973,82 kg/m * 27 m = 377 293,14 kg

P_q = sobrecarga mayorada del vehículo de diseño H20-44 (kg)

$$P_q = n_i [1,75(W_{LL})]$$

Donde:

W_{LL} = peso total del camión H20-44 = 18 148,82 kg

$$P_q = 1 * [1,75(18 148,82 \text{ kg})] = 31 760,44 \text{ kg}$$

$$Q = P_g + P_q$$

$$Q = 377\,293,14 \text{ kg} + 31\,760,44 \text{ kg} = 409\,053,58 \text{ kg}$$

- Cálculo de las reacciones que producen las vigas

$$V = \frac{Q}{n_v * 2}$$

Donde:

Q = carga gravitatoria (kg) = 409 053,58 kg

n_v = número de vigas = 2

$$V = \frac{409\,053,58 \text{ kg}}{2 * 2} = 102\,263,40 \text{ kg}$$

- Base máxima para el neopreno ($B_{\text{máx}}$)

$$B_{\text{máx.}} = \text{ancho de viga} - 2 \text{ cm}$$

$$B_{\text{máx.}} = 90 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 88 \text{ cm}$$

Se propone una base $B = 50 \text{ cm}$.

- Ancho propuesto para el neopreno (w)

$$w_{\text{min}} = 15 \text{ cm} \text{ o } w < B_{\text{max}}$$

$$w_{\text{min}} = 15 \text{ cm} \text{ o } w < 50 \text{ cm}$$

Se propone un ancho $w = 35 \text{ cm}$.

- Espesor propuesto del neopreno (t)

$$1 \text{ cm} \leq t \leq \frac{w}{5}$$

$$1 \text{ cm} \leq t \leq \frac{35 \text{ cm}}{5}$$

$$1 \text{ cm} \leq t \leq 7 \text{ cm}$$

Se propone utilizar un espesor de neopreno $t = 5 \text{ cm}$, dividido en 2 planchas de neopreno de 2,35 cm cada una y una plancha de acero A36 de 3 mm al centro.

- Cálculo del esfuerzo de compresión del neopreno (σ)

$$\sigma = \frac{V}{w * B}$$

$$\sigma = \frac{102\,263,40 \text{ kg}}{35 \text{ cm} * 50 \text{ cm}} = 58,43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo de compresión para neoprenos reforzados es de 70 kg/cm^2 , por lo que el cálculo anterior que proporciona es esfuerzo de compresión del neopreno es correcto y por lo tanto aceptable.

- Cálculo del corrimiento máximo por temperatura (ΔL_1)

$$\Delta L_1 = \frac{L}{2} * \alpha * \Delta t$$

Donde:

L = luz del puente = 27 m

α = coeficiente de dilatación del concreto (cm/m) = 2×10^{-3} cm/m

Δt = cambio de temperatura (°C) = 33 °C

$$\Delta L_1 = \frac{27}{2} * 2 \times 10^{-3} * 33 = 0,89 \text{ cm}$$

- Cálculo del corrimiento máximo debido a fuerzas de frenado (ΔL_2)

- Fuerza núm. 1: fuerza de frenado por acciones mecánicas

$F_1 = 0,15 * \text{peso del vehículo de diseño} * \text{número de carriles}$

$$F_1 = 0,15 * 18\ 148,82 \text{ kg} * 1$$

$$F_1 = 2\ 722,32 \text{ kg}$$

- Fuerza núm. 2: fuerza de frenado por acciones no mecánicas

$F_2 = 0,04 * \text{carga peatonal} * \text{área de calzada}$

$$F_2 = 0,04 * 367,09 \text{ kg/m}^2 * (27 \text{ m} * 4,77 \text{ m})$$

$$F_2 = 1\ 891,10 \text{ kg}$$

- Fuerza total

$$F_t = F_1 + F_2$$

$$F_t = 2\ 722,32 \text{ kg} + 1\ 891,10 \text{ kg} = 4\ 613,42 \text{ kg}$$

Corrimiento debido a fuerzas de frenado (ΔL_2)

$$\Delta L_2 = \frac{F_t * t}{G_0 * B * w} = \frac{4\,613,42 \text{ kg} * 2,35 \text{ cm}}{11 \text{ kg/cm}^2 * 50 \text{ cm} * 35 \text{ cm}} = 0,56 \text{ cm}$$

Donde:

F_t = fuerza total = 4 613,42 kg

B = base del neopreno = 50 cm

w = ancho del neopreno = 35 cm

t = espesor de una plancha del neopreno = 2,35 cm

G_0 = dureza shore 60 del neopreno = 11 kg/cm²

- Cálculo del corrimiento máximo total (ΔL):

$$\Delta L = \Delta L_1 + \Delta L_2$$

$$\Delta L = 0,89 \text{ cm} + 0,56 \text{ cm} = 1,45 \text{ cm}$$

- Verificar que $\Delta L \leq 0,5t$:

$$\Delta L \leq 0,5t$$

$$1,45 \text{ cm} \leq 0,5 * 5 \text{ cm}$$

$$1,45 \text{ cm} \leq 2,50 \text{ cm} \quad \checkmark \text{ ok}$$

- Deformación del espesor del neopreno

La deformación del espesor del neopreno depende de la dureza del material, las planchas de acero, la presión específica y del factor de forma.

- Cálculo del factor de forma (T)

$$T = \frac{w * B}{2(w + B)t}$$

Donde:

- T = factor de forma del neopreno
- w = ancho del neopreno = 35 cm
- B = base del neopreno = 50 cm
- t = espesor de una plancha del neopreno = 2,35 cm

$$T = \frac{35 \text{ cm} * 50 \text{ cm}}{2(35 \text{ cm} + 50 \text{ cm})2,35 \text{ cm}} = 4,38$$

- Calculando la presión específica (K)

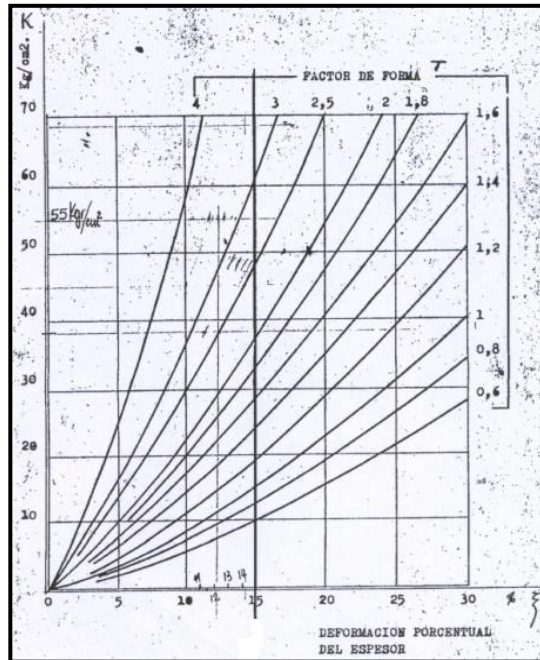
$$K = \frac{V}{w * B}$$

$$K = \frac{102\ 263,40 \text{ kg}}{35 \text{ cm} * 50 \text{ cm}}$$

$$K = 58,43 \text{ kg/cm}^2$$

Por medio de la siguiente gráfica se determina el porcentaje de deformación del espesor del neopreno (%Δ), interceptando el valor de la gráfica del factor de forma (T) con la presión específica (K).

Figura 56. Relación entre presión específica y deformación-60 ° Shore



Fuente: HERRERA, Jerónimo. *Puentes*. p. 131.

- Porcentaje de deformación del espesor del neopreno (%Δ)

$$\% \Delta = 8 \%$$

Se verifica que la deformación de una plancha del espesor del neopreno (%Δ*t) cumpla con la siguiente condición:

$$\% \Delta * t \leq 15 \% t$$

Donde:

t = espesor total del neopreno = 2,35 cm

% Δ = porcentaje de deformación de una plancha del espesor del neopreno = 8 %

$$0,08(2,35 \text{ cm}) \leq 0,15(2,35 \text{ cm})$$

$$0,19 \text{ cm} \leq 0,35 \text{ cm} \quad \checkmark \text{ ok}$$

- Cálculo del corrimiento admisible sin deslizamiento (δ)

Asumiendo que el neopreno estará sometido a una temperatura extrema mínima de -7 °C, se tiene:

$$\delta = 0,2 * \frac{P_g * t}{B * w} * \frac{x}{G_0}$$

Donde:

x = factor que depende de la temperatura mínima -7 °C

x = 1,09

$$\delta = 0,2 * \frac{377 \text{ 293,14 kg} * 2,35 \text{ cm}}{50 \text{ cm} * 35 \text{ cm}} * \frac{1,09}{11 \text{ kg/cm}^2} = 10,04 \text{ cm}$$

- Verificar que $\delta > \Delta L$:

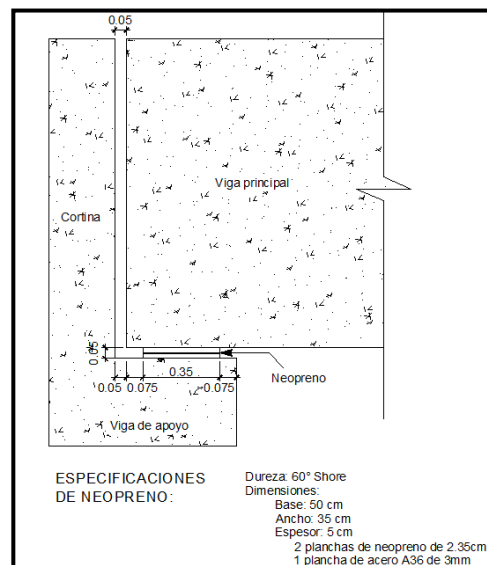
$$\delta > \Delta L$$

$$10,04 \text{ cm} > 1,45 \text{ cm} \quad \checkmark \text{ ok}$$

Por lo que, el neopreno propuesto de dureza 60° Shore, con una base de 50 cm, un ancho de 35 cm y un espesor de 5 cm dividido en 2 planchas de neopreno de 2,35 cm y una plancha de acero en medio de 3 mm con una resistencia a la fluencia A36 ($f_y = 36\ 000$ PSI), cumple con todos los requerimientos y es correcto utilizarlo.

A continuación se presenta el detalle de la ubicación del neopreno sobre la viga de apoyo, con sus respectivas dimensiones.

Figura 57. **Detalle de ubicación y dimensiones de neopreno**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

2.7.3.4. Diseño de estribos

Los estribos son los elementos estructurales que funcionan como apoyos en los extremos del puente y soportan todo el peso de la superestructura, la cortina y la viga de apoyo. Los estribos transmiten la carga que reciben de los

elementos del puente al terreno de cimentación, además de servir para contener el material de relleno en el acceso en cada extremo del puente.

Se diseñarán los estribos como un muro de gravedad de concreto ciclópeo, asumiendo las dimensiones del mismo y verificando que cumplan con tres condiciones: volcamiento, deslizamiento y presiones en el terreno. Los estribos se analizarán para los siguientes tipos de carga: carga producida por el estribo sin superestructura, carga producida por el estribo con superestructura y carga producida por efectos sísmicos.

Datos para el diseño de estribos:

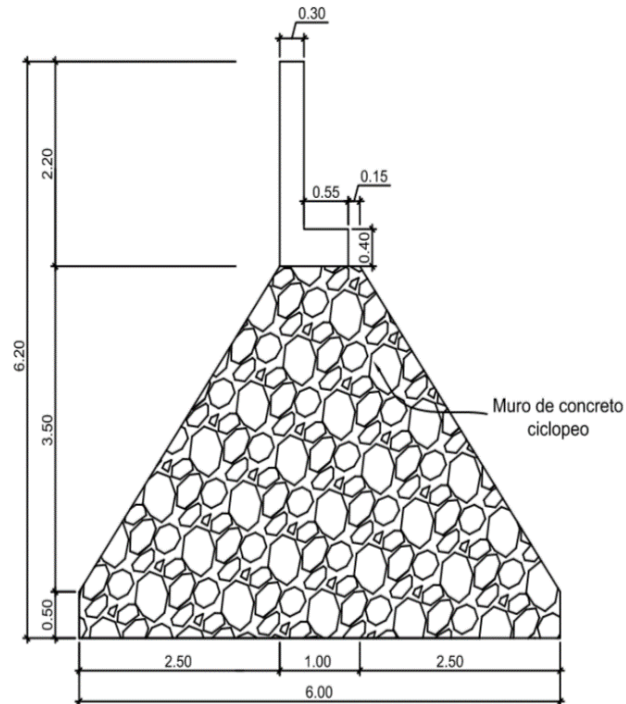
$$\gamma_{\text{concreto}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_s = \text{densidad del suelo} = 1\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{concreto ciclópeo}} = 2\,700 \text{ kg/m}^3$$

$$V_s = 19,51 \text{ ton/m}^2$$

Figura 58. **Sección propuesta del estribo**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

2.7.3.4.1. Verificación del estribo sin superestructura

Se calculará el momento de volteo, el momento estabilizante y las presiones que genera el estribo sin la superestructura, y se realizarán los chequeos correspondientes.

- Cálculo del momento de volteo (M_V)
 - Empuje horizontal del suelo (EH)

El tipo de suelo a utilizar para el relleno será el mismo del lugar en donde se construirá el puente. Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura del mismo y según AASHTO LRFD 3.11.5.1-1 se toma:

$$P = k \gamma_s g z (x10^{-9}) \text{ (MPa)}$$

Donde:

k = coeficiente de empuje lateral del suelo = $1 - \text{sen}(\Phi)$

k = $1 - \text{sen}(20,90^\circ) = 0,8423$

Φ = ángulo de fricción interna del suelo = $9,07^\circ$

γ_s = densidad del suelo en $\text{kg/m}^3 = 1\,400 \text{ kg/m}^3$

g = aceleración de la gravedad = $9,81 \text{ m/s}^2$

z = profundidad del suelo en mm

$$EH = k \gamma_s g z (x10^{-9})$$

$$EH = (0,8423)(1\,400 \text{ kg/m}^3)(9,81 \text{ m/s}^2)(6\,200 \text{ mm})(x10^{-9}) = 0,071722518 \text{ MPa}$$

$$EH = 0,7311164 \text{ kg/cm}^2 = 7\,311,16 \text{ kg/m}^2$$

Empuje provocado por sobrecarga (ES)

Se asumirá que existe una sobrecarga por encima del suelo con una altura de 2 pies (0,61 m).

$$ES = k \gamma_s g z (x10^{-9})$$

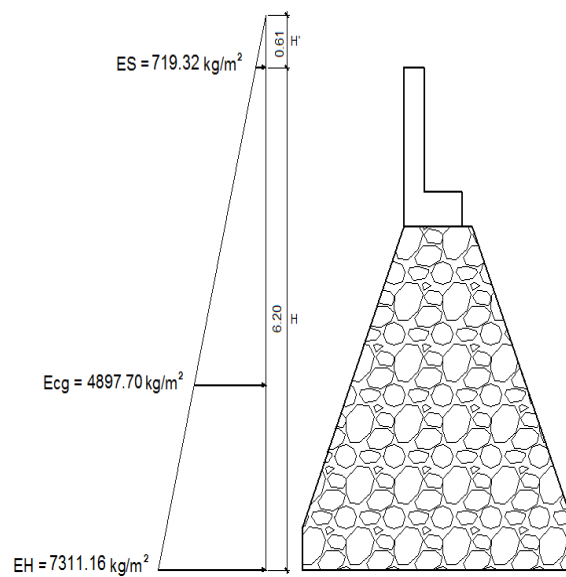
$$ES = (0,8423)(1\,400 \text{ kg/m}^3)(9,81 \text{ m/s}^2)(610 \text{ mm})(x10^{-9})$$

$$ES = 0,007056570402 \text{ MPa} = 719,32 \text{ kg/m}^2$$

- Empuje equivalente en el centro de gravedad (Ecg)

X	E	} Ecg = 4 897,70 kg/m ²
0,61	719,32	
$(H'+H)-(H'+H)/3$	Ecg	
H'+H	7 311,16	

Figura 59. **Presiones sobre el estribo provocadas por EH y ES**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

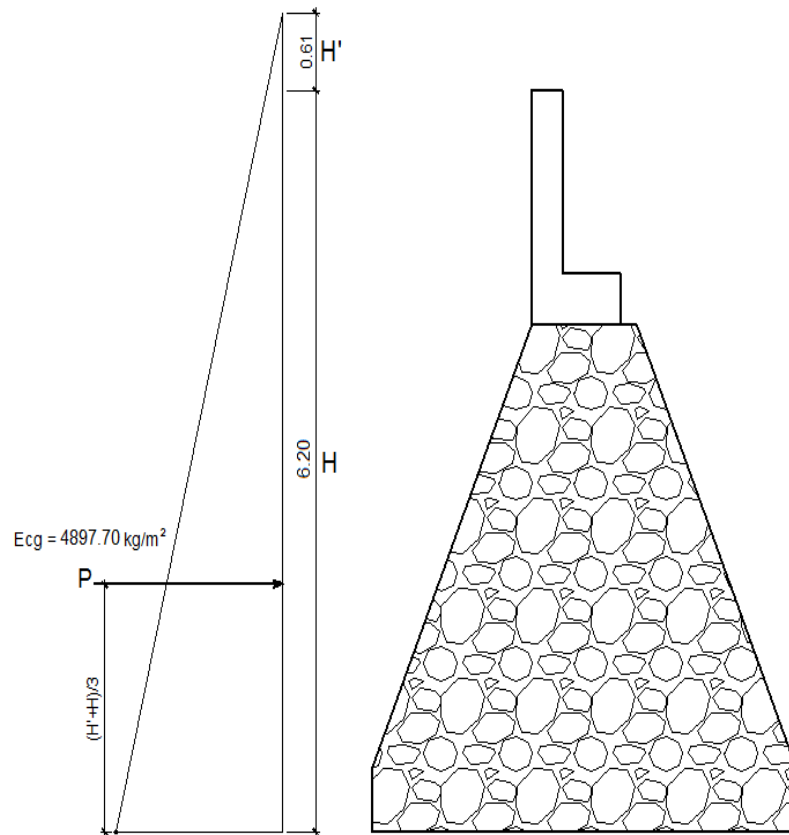
Ya determinado el empuje al centro de gravedad $(H'+H)/3$ del triángulo de presiones $E_{cg} = 5\,120,97\text{ kg/m}^2$, se determina la fuerza por unidad de longitud que provoca E_{cg} respecto de la base del estribo.

- Fuerza lateral de empuje por unidad de longitud

$$P_v = E_{cg} * (H'+H)/3$$

$$P_v = 4\,897,70 * (0,61 + 6,20)/3 = 11\,117,78\text{ kg}$$

Figura 60. Fuerza de empuje aplicada en el estribo



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Momento debido a la fuerza de empuje

Momento debido a la fuerza de empuje con respecto a la base del estribo.

- Momento provocado por la fuerza de empuje al centro de gravedad (M_{cg})

$$M_{cg} = P (H' + H)/3$$

$$M_{cg} = 11\ 117,78 (0,61 + 6,20)/3$$

$$M_{cg} = 25\ 237,36 \text{ kg-m}$$

- Momento de volteo (M_V)

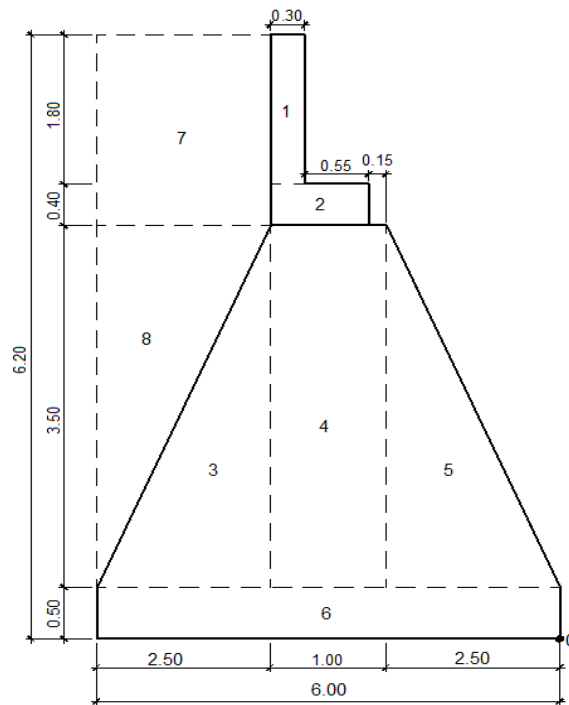
$$M_V = M_{cg}$$

$$M_V = 25\,237,36 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del momento estabilizante (M_E)

El momento estabilizante es provocado por el peso propio del estribo y por el relleno de los terraplenes de acceso al puente. El momento estabilizante se calcula respecto al punto 0 a la derecha en la base del estribo, el mismo se divide en secciones como se muestra en la figura 48.

Figura 61. **Geometría del estribo**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Tabla XVI. **Cálculo del momento estabilizante (M_E)**

Sección	Dimensión (m)		Área (m ²)	P. específico (kg/m ³)	F. estabilizante (kg)	Brazo (m)	M_E (kg*m)
	Base	Altura					
1	0,30	1,80	0,540	2 400	1 296,00	3,350	4 341,6
2	0,85	0,40	0,340	2 400	816,00	3,075	2 509,2
3	2,50	3,50	4,375	2 700	11 812,50	4,333	51 187,5
4	1,00	3,50	3,500	2 700	9 450,00	3,000	28 350,0
5	2,50	3,50	4,375	2 700	11 812,50	1,666	19 687,5
6	6,00	0,50	3,000	2 700	8 100,00	3,000	24 300,0
7	2,50	2,20	5,500	1 400	7 700,00	4,750	36 575,0
8	2,50	3,50	4,375	1 400	6 125,00	5,166	31 645,8
$W_E =$					57 112,00	$M_E =$	198 596,6

Fuente: elaboración propia.

- Verificaciones

- Volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_E}{M_V} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = \frac{198\,596,6}{25\,237,36} = 7,87 > 1,50 \Rightarrow \text{ok}$$

- Deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0,50 \cdot W_E}{P_V} > 1,50$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0,50 \cdot (57\ 112,00)}{11\ 117,77} = 2,56 > 1,50 \Rightarrow \text{ok}$$

- Presiones

$$\text{Presiones} = \frac{W_E}{A} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{b} \right)$$

Donde:

b = base del estribo = 6,00 m

e = excentricidad

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{6,00 \text{ m}}{2} - 3,03 \text{ m} = -0,03 \text{ m}$$

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_E} = \frac{198\ 596,63 - 25\ 237,36}{57\ 112,00} = 3,03 \text{ m}$$

- Presión máxima

$$P_{\max} = \frac{W_E}{A} * \left(1 + \frac{6 * e}{b} \right) < V_s$$

$$P_{\max} = \frac{57\ 112,00}{6,00 * 1} * \left(1 + \frac{6 * -0,03}{6,00} \right) = 9\ 233,10 \text{ kg/m}^2 < V_s \Rightarrow \text{ok}$$

- Presión mínima

$$P_{\min} = \frac{W_E}{A} * \left(1 - \frac{6 * e}{b} \right) > 0$$

$$P_{\min} = \frac{57\,112,00}{6,00 * 1} * \left(1 - \frac{6 * -0,03}{6,00} \right) = 9\,804,22 \text{ kg/m}^2 > 0 \Rightarrow \text{ok}$$

2.7.3.4.2. Verificación del estribo con superestructura y carga viva

Se agrega al peso del estribo el peso de la superestructura y el peso de la carga viva. Se utilizará la fuerza y el momento de volteo anterior, se calculará el momento estabilizante total y las presiones que se generan en el suelo, y se realizarán los chequeos correspondientes.

Se convierte la carga de la superestructura y la carga viva en carga distribuida, dividiéndola dentro de la longitud de la viga, que será la misma longitud del estribo.

- Carga total de la superestructura

$$Q = (13\,973,82 \text{ kg/m}) * 27 \text{ m} = 377\,293,14 \text{ kg}$$

- Carga de la superestructura que tributa a cada estribo

$$Q_{\text{sup.}} = \frac{Q}{2} = \frac{377\,293,14 \text{ kg}}{2} = 188\,646,57 \text{ kg}$$

- Carga viva (Sobrecarga vehicular)

$W_{vehicular} = \text{carga del eje más pesado del camión}$

$$W_{vehicular} = 14\,519,06 \text{ kg}$$

- Carga total distribuida en la longitud del estribo

$$W_{sup.+viva} = \frac{Q_{sup.} + W_{vehicular}}{\text{longitud del estribo}}$$

$$W_{sup.+viva} = \frac{188\,646,57 \text{ kg} + 14\,519,06 \text{ kg}}{4,77 \text{ m}}$$

$$W_{sup.+viva} = 42\,592,37 \text{ kg/m} = 42\,592,37 \text{ kg/m}$$

- Cálculo del momento estabilizante ($M_{Etotal2}$)

$$M_{E2} = W_{sup.+viva} * \text{brazo} = (42\,592,37 \text{ kg/m}) * (6,00 \text{ m}/2) * 1 \text{ m} = 127\,777,11 \text{ kg-m}$$

$$M_{Etotal2} = M_E + M_{E2}$$

$$M_{Etotal2} = 198\,596,63 + 127\,777,11 = 326\,373,74 \text{ kg-m}$$

- Momento de volteo (M_{V2})

$$M_{V2} = M_V = 25\,237,36 \text{ kg-m}$$

- Verificaciones

- Volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_{E\text{total}2}}{M_{V2}} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = \frac{326\,373,74}{25\,237,36} = 12,93 > 1,50 \Rightarrow \text{ok}$$

- Deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0,50 * (W_{\text{sup.+viva}} + W_E)}{P_v} > 1,50$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0,50 * (42\,592,37 + 57\,112,00)}{11\,117,77} = 4,48 > 1,50 \Rightarrow \text{ok}$$

- Presiones

$$\text{Presiones} = \frac{W_E}{A} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{b} \right)$$

Donde:

b = base del estribo = 6,00 m

e = excentricidad

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$a = \frac{M_{Etotal2} - M_{v2}}{W_{sup.+viva} + W_E} = \frac{326\,373,74 - 25\,237,36}{42\,592,37 + 57\,112,00} = 3,02 \text{ m}$$

$$e = \frac{6,00 \text{ m}}{2} - 3,02 \text{ m} = -0,02 \text{ m}$$

- Presión máxima

$$P_{max} = \frac{W_{sup.+viva} + W_E}{A} * \left(1 + \frac{6 * e}{b}\right) < V_s$$

$$P_{max} = \frac{42\,592,37 + 57\,112,00}{6,00 * 1} * \left(1 + \frac{6 * -0,02}{6,00}\right) = 16\,285,04 \text{ kg/m}^2 < V_s \Rightarrow \text{ok}$$

- Presión mínima

$$P_{min} = \frac{W_{sup.+viva} + W_E}{A} * \left(1 - \frac{6 * e}{b}\right) > 0$$

$$P_{min} = \frac{42\,592,37 + 57\,112,00}{6,00 * 1} * \left(1 - \frac{6 * -0,02}{6,00}\right) = 16\,949,74 \text{ kg/m}^2 > 0 \Rightarrow \text{ok}$$

2.7.3.4.3. Verificación del estribo con sismo

Para la verificación del estribo con carga sísmica no debe considerarse la carga viva, únicamente la carga que produce el peso de la superestructura y el peso propio del estribo.

$$W_{\text{superestructura}} = \frac{Q_{\text{sup.}}}{\text{Longitud del estribo}}$$

$$W_{\text{superestructura}} = \frac{188\,646,57 \text{ kg}}{4,77\text{m}} = 39\,548,54 \text{ kg/m} * 1 \text{ m} = 39\,548,54 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total3}} = W_{\text{superestructura}} + W_E$$

$$W_{\text{total3}} = 39\,548,54 \text{ kg} + 57\,112,00 = 96\,660,54 \text{ kg}$$

- Momento estabilizante ($M_{E\text{total3}}$)

$$\text{Brazo} = b/2 = 6,00 \text{ m}/2 = 3,00 \text{ m}$$

$$M_{E3} = W_{\text{superestructura}} * \text{Brazo} = 39\,548,54 \text{ kg} * 3,00 \text{ m} = 118\,645,62 \text{ kg-m}$$

$$M_{E\text{total3}} = M_E + M_{E3} = 198\,596,63 + 118\,645,62 = 317\,242,25 \text{ kg-m}$$

- Fuerza horizontal (FH)

$$FH = 1,08P_v + 0,08W_{\text{total3}}$$

$$FH = 1,08(11\,117,77 \text{ kg}) + 0,08(96\,660,54 \text{ kg}) = 19\,740,04 \text{ kg}$$

- Momento de volteo total ($M_{V\text{total3}}$)

Para el momento de volteo M_{V3} se considera como brazo la distancia vertical desde la base del estribo hacia el centro de gravedad de cada una de las figuras en las que se dividió el estribo, según su geometría en la figura 48.

Tabla XVII. **Momento de volteo en estribo**

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso específico (kg/m ³)	Fuerza estabilizante (kg)	Brazo (m)	Mv (kg-m)
	Base	Altura					
1	0,30	1,80	0,540	2 400	1 296,00	5,300	6 868,800
2	0,85	0,40	0,340	2 400	816,00	4,200	3 427,200
3	2,50	3,50	4,375	2 700	11 812,50	1,666	19 687,500
4	1,00	3,50	3,500	2 700	9 450,00	2,250	21 262,500
5	2,50	3,50	4,375	2 700	11 812,50	1,666	19 687,500
6	6,00	0,50	3,000	2 700	8 100,00	0,250	2 025,000
7	2,50	2,20	5,500	1 400	7 700,00	5,100	39 270,000
8	2,50	3,50	4,375	1 400	6 125,00	2,833	17 354,160
WE=					57 112,00	M_{v3}=	129 582,66

Fuente: elaboración propia.

- Momento por sismo

$$M_S = 0.08M_{V3} = 0,08(129\ 582,66) = 10\ 366,61\ \text{kg-m}$$

$$M_{\text{volteo3}} = 1,08M_V + 0,08 \cdot H_{\text{estribo}} \cdot W_{\text{superestructura}}$$

$$M_{\text{volteo3}} = 1,08(25\ 237,25) + 0,08 \cdot (4,00\ \text{m}) \cdot (39\ 548,54) = 39\ 911,76\ \text{kg-m}$$

$$M_{V\text{total3}} = M_S + M_{\text{volteo3}} = 10\ 366,61 + 39\ 911,76 = 50\ 278,37\ \text{kg-m}$$

- Verificaciones

- Volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_{E\text{total}3}}{M_{v\text{total}3}} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = \frac{317\,242,25}{50\,278,37} = 6,31 > 1,50 \Rightarrow \text{ok}$$

- Deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0,50 * (W_{\text{total}3})}{FH} > 1,50$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0,50 * (96\,660,54)}{19\,740,04} = 2,45 > 1,50 \Rightarrow \text{ok}$$

- Presiones

$$\text{Presiones} = \frac{W_{\text{total}3}}{A} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{b} \right)$$

Donde:

b = base del estribo = 6,00 m

e = excentricidad

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$a = \frac{M_{E\text{total}3} - M_{v\text{total}3}}{W_{\text{total}3}} = \frac{317\,242,25 - 50\,278,49}{96\,660,54} = 2,81 \text{ m}$$

$$e = \frac{6,00 \text{ m}}{2} - 2,81 \text{ m} = 0,19 \text{ m}$$

- Presión máxima

$$P_{\max} = \frac{W_{\text{total3}}}{A} * \left(1 + \frac{6 * e}{b} \right) < V_s$$

$$P_{\max} = \frac{96\ 660,54}{6,00 * 1} * \left(1 + \frac{6 * 0,19}{6,00} \right) = 19\ 171,00 \text{ kg/m}^2 < V_s \Rightarrow \text{ok}$$

- Presión mínima

$$P_{\min} = \frac{W_{\text{total3}}}{A} * \left(1 - \frac{6 * e}{b} \right) > 0$$

$$P_{\min} = \frac{96\ 660,54}{6,00 * 1} * \left(1 - \frac{6 * 0,19}{6,00} \right) = 13\ 049,17 \text{ kg/m}^2 > 0 \Rightarrow \text{ok}$$

El estribo cumple con las tres condiciones de verificación: volteo, deslizamiento y presiones sobre el suelo, tanto para el estribo sin considerar la carga que provoca la superestructura, estribo considerando la carga de la superestructura y la carga viva, y para el estribo aplicándole carga sísmica. Por lo que, las dimensiones asumidas del estribo son correctas.

2.8. Presupuesto del proyecto

El presupuesto se elaboró con base a precios unitarios, aplicando un 30 por ciento de costos indirectos, en los cuales van incluidos gastos de administración, supervisión, utilidades e imprevistos. Los precios de los

materiales se obtuvieron mediante cotizaciones en centros de distribución cercanos a la región y la mano de obra se determinó de acuerdo a lo establecido por la Municipalidad.

Tabla XVIII. **Presupuesto del puente para la aldea San Antonio Chimulbua**

Núm.	Renglón	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
1	Limpieza	1 125	m ²	Q. 217,13	Q. 244 269,61
2	Trazo y nivelación	140	ml	Q. 229,75	Q. 32 164,78
3	Excavación de bases	362	m ³	Q. 746,03	Q. 270 061,05
4	Estribos y aletones	2	unidad	Q. 165 071,6	Q. 330 143,18
5	Viga apoyo y cortina	9.55	ml	Q. 4 988,00	Q. 47 635,44
6	Neopreno	4	unidad	Q. 5 314,05	Q. 21 256,20
8	Vigas principales	54	ml	Q. 6 690,22	Q. 361 272,02
9	Diafragmas externos	5.5	ml	Q. 3 022,55	Q. 16 624,00
10	Diafragma interno	2.86	ml	Q. 4 294,53	Q. 12 282,37
11	Losa y banquetta	130	m ²	Q. 2 647,66	Q. 344 195,68
12	Barandal	38	unidad	Q. 1 858,34	Q. 70 616,98
				Total	Q. 1 750 521,3

Fuente: elaboración propia.

2.9. Evaluación de Impacto Ambiental

Se llevó a cabo por medio de una boleta de identificación y evaluación de riesgo, que utiliza el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), dicha boleta fue proporcionada por la Dirección Municipal de Planificación (DMP) del municipio de San Gabriel. Los resultados obtenidos de la evaluación fueron de 264 puntos. Por lo tanto, según la boleta al ser el puntaje de evaluación menor a 400 puntos, el proyecto es aceptado.

Tabla XIX. Boleta de identificación y evaluación de impacto ambiental

Proyecto:		Diseño de un puente vehicular												
Localización:		Aldea San Antonio Chimulbua, San Gabriel, Suchitpequez												
Identificación y evaluación de riesgo programas/proyectos			N.A.	Exposición al evento General al evento	Amenaza					Vulnerabilidad			R=Amenaza * v vulner	
					Nula	Mínima	Moderada	Severa	Baja	Media	Alta	Extremadamente Alta		
Origen del evento	Factor	Tipo de evento			0	4	8	10	2	4	8	10		
Naturales	Meteorológicos	Huracanes, ciclones y tifones			X				X				0	
		Tornados			X				X					0
		Tormenta tropical				X				X				8
		Onda térmica fría			X					X				0
		Onda térmica cálida			X					X				0
		Inundaciones				X				X				32
		Sequías que provocan pérdidas agrícolas			X					X				0
		Otros												
	Topográficos ó geotécnicos	Derrumbes				X				X				8
		Deslizamientos				X				X				8
		Lahares				X				X				0
		Flujos de lodo y agua				X				X				8
			Otros											
	Naturales	Tectónicos ó geológicos	Terremotos (sismos)				X			X				8
Erupciones volcánicas					X				X				0	
Maremotos					X				X				0	
		Otros												
Antropico-social	Derechos humanos	Violación de derechos humanos			X				X				0	
		genera pobreza			X				X				0	
		Genera discriminación			X				X				0	
		Ocurrencia de epidemias			X				X				0	
			Otros											
	Seguridad ciudadana	Delincuencia organizada			X					X				0
		Delincuencia común				X				X				8
		conflictos limítrofes			X					X				0
		Ocurrencia de guerra			X					X				0
		Ocurrencia de terrorismo			X					X				0
		Otros												
	Entorno político económico-social	Crisis política			X					X				0
		Crisis gubernabilidad			X					X				0
		Crisis económica				X					X			64
		Crisis social				X					X			64
			Otros											
	Manejo del ambiente	Destrucción de hábitats naturales				X				X				8
		Radiación solar intensa				X				X				8
		Descarga de sólidos y líquidos a cuerpos de agua			X					X				0
		Descarga de partículas sólidas al aire				X				X				8
Contaminación por ruido superior a 90 DB				X					X				0	
Contaminación de suelos					X				X				8	
Sobre-explotación de recursos naturales				X					X				0	
Desertificación				X					X				0	
Incendios forestales			X					X				0		
	Otros													

Continuación de la tabla XXIII.

Antropico-social	Accidentes	Fallas industriales y tecnológicas				X					X							0	
		De transporte aéreo, acuático y terrestre				X						X							0
		Derrame de productos petroleros				X						X							0
		Depositos industriales y químicos				X						X							0
		colapso de estructuras				X						X							0
		Explosiones									X					X			8
		Centrales eléctricas, térmicas y geotérmicas				X						X							0
		Oleoductos				X						X							0
		coheterías				X						X							0
		Urbanización desordenada									X						X		16
		Edificios, ruinas, monumentos abandonados				X						X							0
				Otros															
Factor	Escala	Descripción														TOTAL	264		
Amenaza	Nula	No apreciable																	
	Mínima	Visible, sin importancia para la estabilidad del sistema																	
	Moderada	Alteración notable, pero en un ámbito reducido																	
	Severa	Alteración notable, extensas consecuencias dañinas y mortales																	
vulnerabilidad	Baja	Población es afectada en forma mínima, no existe peligro de muerte																	
	Media	Población es afectada focalmente, existe peligro de muerte																	
	Alta	Población es afectada extensivamente, existe peligro de muerte																	
	Extrema alta	Población es afectada extensivamente, existe peligro de muerte, sin capacidad de recuperación																	
Escala de decisión - puntos de riesgo	Bajo	menor 400 (se acepta el proyecto con medidas mitigación)																	
	Medio	mayor de 401 hasta 1000 (reformular el proyecto)																	
	Alto	mayor de 1000 (Se rechaza el proyecto, reformularlo)																	

Fuente: Dirección Municipal de Planificación, San Gabriel, Suchitepéquez.

3. DISEÑO DEL INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA DE DOS NIVELES PARA EL CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL, SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consistirá en diseñar una edificación escolar de dos niveles en el cantón Altos de San Gabriel del municipio de San Gabriel, Suchitepéquez. Dicho centro educativo tiene como principal objetivo proporcionar la infraestructura adecuada, acorde a las necesidades que demanda el proceso de enseñanza del nivel medio ciclo básico de la comunidad y lugares circunvecinos.

Para el desarrollo del proyecto, se cuenta con un terreno disponible que es propiedad de la Municipalidad de San Gabriel, con un área de 3 949,64 m² el cual cuenta con sus servicios básicos de agua, luz y drenaje. El terreno destinado para la realización del proyecto es rectangular y totalmente plano, se encuentra ubicado en la parte norte del cantón Altos de San Gabriel, a una distancia de 3 kilómetros del parque central de la cabecera municipal. Dicho terreno colinda con el campo de fútbol del cantón y con un asilo de ancianos.

Para llevar a cabo cualquier proyecto siempre es necesario realizar investigaciones y estudios preliminares que determinan tanto aspectos estructurales como geométricos, a continuación se describen los aspectos preliminares que se realizaron.

3.2. Levantamiento topográfico

Para obtener un buen diseño en cualquier estructura, uno de los pasos preliminares más importantes es la realización de un levantamiento topográfico exacto, ya que esto permite representar gráficamente los puntos de localización de la obra. Para realizar el levantamiento topográfico se utilizó el siguiente equipo:

- Teodolito marca Topcon serie DT-200, con una precisión de 5"
- Cinta métrica de 100 metros
- Estadal de 4 metros de longitud
- Brújula
- Estacas
- Plomada

La forma geométrica en planta del terreno es la de un polígono regular con forma rectangular, la cual cuenta con un área de 3 949,64 m². En elevación se puede decir que el terreno en su mayor parte es plano. Así que para el levantamiento topográfico no tuvo mayor complejidad ya que se trataba de un terreno rectangular y plano.

3.3. Evaluación de la calidad del suelo

Dentro de las actividades básicas del diseño de la edificación se encuentra el estudio de suelos, el cual tiene como principal objetivo describir las características físicas y mecánicas del suelo portante de la edificación en especial la capacidad de carga admisible o valor soporte del suelo. Para la determinación de dicha propiedad mecánica del suelo se procedió a realizar el ensayo de compresión triaxial el cual tiene como principal objetivo determinar

los parámetros de la resistencia al esfuerzo de corte (cohesión y ángulo de fricción interna), para posteriormente determinar la capacidad portante del suelo a través del método empírico propuesto por el Dr. Karl Terzaghi.

Para la evaluación de la calidad del suelo del terreno en donde se construirá el edificio escolar, se obtuvo una muestra de suelo inalterada aproximadamente de 1 pie³ en una perforación a pozo abierto, a una profundidad de 2,50 m. La muestra de suelo fue analizada por medio del ensayo de compresión triaxial en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII).

- Ensayo de compresión triaxial

Los resultados obtenidos por medio del ensayo de compresión triaxial se presentan a continuación y pueden ser verificados en los anexos:

- Descripción del suelo: limo arenoso color café
- Ángulo de fricción interna $\Phi = 9,07^\circ$
- Cohesión (C) = 2,84 t/m²
- Densidad seca = 1,44 t/m³ y densidad húmeda = 1,72 t/m³
- Desplante = 2,50 m (profundidad a la que se tomó la muestra)
- Peso específico del suelo (γ_s) = 1,40 t/m³

- Valor soporte del suelo

El valor soporte del suelo o capacidad de carga última admisible será calculada utilizando el método del Dr. Karl Terzaghi. El cálculo de la capacidad de carga última admisible de cimentaciones superficiales requiere aplicar un

factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, dicho factor de seguridad puede ser, por lo menos de 3 en todos los casos.

“... A menudo se usa otro tipo de factor de seguridad para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. Se trata del factor de seguridad con respecto a la falla por corte (FS_{corte}). En la mayoría de los casos un valor FS_{corte} de 1,4 a 1,6 es deseable junto con un factor mínimo de seguridad de 3 a 4 por capacidad de carga última neta o bruta. ...”¹

A continuación se calculan la cohesión (C) y el ángulo de fricción interna (Φ_d) de los suelos desarrollados, aplicando el factor de seguridad de carga con respecto a la falla por corte:

Ángulo de fricción interna $\Phi = 9,07^\circ$

Cohesión $C = 2,84 \text{ t/m}^2$

FS_{corte} = 1,40

$$C_d = \frac{C}{FS_{\text{corte}}}$$

$$C_d = \frac{2,84 \text{ t/m}^2}{1,40} = 2,03 \text{ t/m}^2$$

$$\Phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \Phi}{FS_{\text{corte}}} \right)$$

$$\Phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 9,07}{1,40} \right) = 6,50^\circ$$

¹ BRAJA, M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p.165.

Se procede a calcular los factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo Φ_d de fricción interna del suelo.

- Factor del flujo de carga (N_q)

$$\Phi_d = 6,50^\circ = 0,1134 \text{ radianes}$$

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \Phi_d \text{ rad}\right) \tan \Phi_d}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\Phi_d}{2}\right)} = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - 0,1134\right) \tan(6,50)}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{6,50}{2}\right)} = 2,46$$

- Factor de flujo de carga última (N_c)

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

$$N_c = \cot(6,50) (2,46 - 1) = 9,12$$

- Factor de flujo del suelo (N_γ)

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4 \Phi_d)$$

$$N_\gamma = (2,46 - 1) \tan(1,4 * 6,50) = 0,33$$

- Capacidad de carga última bruta (q_u)

$$q_u = 1,3 C_d N_c + \gamma_s D (N_q - 1) + 0,4 \gamma_s B N_\gamma$$

$$q_u = 1,3 * 2,84 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} * 9,12 + 1,40 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} * 1,50 \text{ m} * (2,46 - 1) + 0,4 * 1,40 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} * 0,33$$

$$q_u = 39,015 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

- Capacidad de carga última admisible (q_{adm})

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{39,015 \frac{t}{m^2}}{2} = 13,00 \frac{t}{m^2}$$

Donde:

FS = factor de seguridad = 3

3.4. Normas utilizadas el diseño de edificios educativos

Para la disposición y distribución de áreas, aspectos arquitectónicos y de funcionamiento del espacio de edificios educativos, se aplicaron las normas contenidas en el Reglamento de Construcción de Edificios Escolares del Ministerio de Educación, siendo estas las siguientes:

3.4.1. Criterios de conjunto

- Conjunto arquitectónico: se toman como base los requisitos que debe cumplir el centro educativo para atender a los alumnos que se espera recibir, y se debe diseñar con respecto a su funcionalidad incluyendo todas las áreas a utilizar.
- Emplazamiento: un correcto emplazamiento del conjunto arquitectónico en el terreno se logra cuando el área construida en la planta baja no excede el 40 % del área total del terreno.
- Orientación del edificio: la correcta orientación proporciona una óptima iluminación, ventilación y asoleamiento de todos los ambientes del edificio. La orientación ideal para las ventanas es de norte a sur, de preferencia

abriéndolas hacia el norte; sin embargo, la orientación será definida en el terreno, tomando en cuenta que el sentido del viento dominante es el ideal para abrir las ventanas bajas.

- Superficie y altura del edificio: La superficie varía en función de las necesidades que se tengan que satisfacer, tanto en capacidad como en tipo de enseñanza; y la altura no debe exceder de tres niveles, tratando de ubicar los talleres y laboratorios en el primer nivel.

3.4.2. Capacidad de área por alumno

De acuerdo con las normas de diseño de edificios escolares, el área requerida por alumno con el fin de facilitar el aprendizaje y proveer a los maestros y alumnos de un espacio para desarrollar, en forma cómoda, las actividades del proceso enseñanza-aprendizaje, ya sea en forma tradicional expositiva o modificando la ubicación del mobiliario para desarrollar otras técnicas y didácticas, debe cubrir los siguientes requerimientos:

- La capacidad óptima en el nivel básico es de 30 alumnos, pero se permite un máximo de 40 alumnos.
- El área por alumno es de $1,50 \text{ m}^2$, pero si el espacio no lo permite se acepta un mínimo de $1,30 \text{ m}^2$.
- Para la superficie total del aula debe considerarse el caso crítico, es decir, cuando se da la capacidad máxima de 40 alumnos. Pero podrá ser diseñada de acuerdo a los requerimientos existentes.
- La forma del aula será cuadrada o rectangular, se recomienda que el lado mayor no exceda 1,5 veces el lado menor.

- La distancia máxima desde la última fila al pizarrón será de 8 m; y el ángulo horizontal de visión de un alumno sentado, será como máximo 30°.

3.4.2.1. Aula teórica de espacios educativos

La experiencia pedagógica ha demostrado que las aulas de dimensiones cuadradas, son las que mejor se adaptan a la forma educativa de los alumnos tanto por la flexibilidad en su distribución como en el amueblado, por lo que presenta cualidades aceptables en cuanto a capacidad visual, auditiva y de ocupación.

3.5. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico consiste en satisfacer las necesidades y distribución de ambientes o espacios habitables de un proyecto, con la finalidad de tener un lugar cómodo, funcional y apropiado, tomando en cuenta factores como: la cantidad de usuarios, el uso que tendrá el proyecto, iluminación, ventilación, altura, financiamiento del proyecto, entre otros.

3.5.1. Requerimiento de áreas

Según el Ministerio de Educación, las aulas para nivel medio deben contar con un área mínima de 60 m²; 1,50 m² por alumno, administración o dirección, cocina, servicios sanitarios y bodega.

3.5.2. Distribución de espacios

Los espacios educativos son los espacios destinados al ejercicio de la educación, el cual se desarrolla por medio de diferentes actividades. Es por eso que las características de los espacios educativos varían de acuerdo con los requerimientos pedagógicos de las distintas asignaturas.

En el Reglamento de Construcción de Edificios Escolares, se describen como espacios educativos característicos a: aula teórica, aula unitaria, aula de proyecciones y la economía doméstica. En este caso se detalla únicamente el aula teórica ya que esta se utiliza en todos los espacios educativos de este proyecto, por ser la que mejor se adapta a los requerimientos del centro escolar.

La forma de los ambientes y su distribución dentro del edificio se hará del modo habitual para los edificios educativos. El edificio educativo cuenta con dos plantas y dos módulos, la planta baja del módulo 1 será utilizada para oficinas, cafetería y salón de maestros; y la planta alta del mismo módulo se ubicará un salón para el laboratorio de computación. En la planta baja del módulo 2 se ubicarán cuatro aulas, bodega, dos servicios sanitarios y un pasillo; en la planta alta del mismo, estarán ubicadas cuatro aulas, dos servicios sanitarios y un área para bodega. Asimismo, el edificio contará con un módulo de gradas. Además, el piso será de granito, puertas de metal y ventanas de aluminio.

3.5.3. Alturas y cotas

Se escoge hacer el edificio de dos niveles, esto cumpliendo con la norma que haya tres niveles como máximo para centros de nivel medio. La altura del edificio será de 7 m, todos los ambientes serán de 3,50 m del nivel de piso al

cielo raso, la longitud total del edificio es de 20 m y 40 m para el módulo uno y módulo dos respectivamente.

3.5.4. Tipo de estructura

Para elegir un sistema estructural a utilizar en una edificación deben tomarse en cuenta varios aspectos como: la estructura debe ser capaz de soportar cargas tanto horizontales como verticales tomando en cuenta que tiene que transmitir las de forma correcta desde las losas hacia las vigas, luego de las vigas a las columnas y por último, de las columnas a las zapatas, para que estas últimas las transmitan al suelo y puedan ser disipadas.

El sistema estructural debe ser seguro para los usuarios y garantizar una funcionalidad adecuada, además de poseer simetría, regularidad y sencillez tanto en planta como en elevación, debe ser uniforme en la distribución de la resistencia, rigidez y ductilidad.

El tipo de estructura a utilizar en este proyecto consiste en mampostería reforzada, existen dos diferentes tipos de métodos: el método Realista y el método Simplista; para este proyecto se eligió diseñarlo con el segundo método el cual está compuesto por elementos horizontales (soleras) y elementos verticales (columnas) además de vigas en luces grandes, losas planas de concreto reforzado para ambos niveles, zapatas cuadradas, muros de *block* de concreto para la separación de ambientes y cimiento corrido.

3.6. Análisis estructural por medio de mampostería reforzada, utilizando el método de análisis simplista

Este tipo de análisis es menos laborioso que el realista, por lo que la obtención de resultados se logra en menor tiempo.

- Consideraciones del análisis

Para la elaboración del análisis simple se deben de tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para la distribución de la fuerza lateral a cada muro se deben considerar únicamente los muros paralelos a la dirección en que ésta actúa, presentándose dos efectos sobre ellos los cuales son: uno de traslación en la misma dirección y otro de rotación respecto al centro de rigidez cuando no coincide con el centro de masa.
- Los muros tienden a experimentar ladeo paralelo al plano que contiene al muro, no se debe de considerar en el sentido contrario.
- Los muros generalmente actúan como miembros verticales que están sujetos a fuerzas horizontales en los niveles de piso.
- Limitaciones del método simple.
- Como cualquier método siempre existen ventajas y limitaciones, por lo que este no es la excepción. Las limitaciones que presenta este método son las siguientes:

- Como se mencionó anteriormente únicamente se toman en cuenta los muros paralelos a la acción de la carga, despreciándose de esta manera la contribución a la resistencia de los muros perpendiculares.
- Supone rigidez mayor en el diafragma horizontal que la presentada por los muros de corte.
- Para las estructuras cuya relación altura-largo (h/d) en el sentido de la carga lateral sea mayor a 4,0 los esfuerzos entre juntas de muros son tan grandes que los resultados se alejan de la realidad.

3.6.1. Integración de cargas

Todo elemento de una estructura de mampostería reforzada tiene que soportar las cargas a las que va a ser sometido, sin exceder los máximos esfuerzos permisibles de los materiales utilizados. Para un diseño de una estructura de este tipo, se debe considerar los diferentes tipos de cargas que van a actuar directa o indirectamente, siendo estas las cargas gravitacionales y las cargas laterales.

- Cargas gravitacionales: son las cargas verticales que deben ser soportadas por la estructura, estas son la carga viva y la carga muerta.
- Carga viva: son todas aquellas cargas que se diseña y que debe soportar una estructura debido al uso que tendrá, estas cargas no son permanentes, ya que en algunos casos puede no estar presentes, por lo que su magnitud y distribución son inciertas. A continuación se presentan algunos valores de carga viva mínima que ha de soportar.

Tabla XX. Cargas vivas de uso frecuente

Tipo de ocupación o uso	Wv (Kg/m ²)
Oficina	
Pasillos y escaleras	300
Oficinas	250
Áreas de cafetería	500
Hospitales	
Pasillos	500
Clínicas y encamamiento	250
Servicios médicos y laboratorio	350
Farmacia	500
Escaleras	500
Cafetería y cocina	500
Hoteles	
Habitaciones	200
Servicios y áreas públicas	500
Educativo	
Aulas	200
Pasillos y escaleras	500
Salones de lectura de biblioteca	200
Área de estanterías de biblioteca	700
Reunión	
Escaleras privadas	300
Escaleras públicas	500
Balcones	500
Vestíbulos públicos	500
Plazas a nivel de la calle	500
Salones con asiento fijo	300
Salones sin asiento fijo	500
Escenarios	500
Garajes	
Garajes para automóviles de pasajeros	250
Garajes para vehículos de carga (2 000 kg)	500
Rampas de uso colectivo	750
Corredores de circulación	500
Servicio y reparación	500
Instalaciones deportivas públicas	500
Zonas de circulación	400
Zonas de asientos	800
Zonas sin asientos	Depende tipo de cancha
Canchas deportivas	
Almacenes	500
Minoristas	600
Mayoristas	
Bodegas	600
Cargas livianas	1 200
Cargas pesadas	
Fábricas	500
Industrias livianas	1 000
Industrias pesadas	
Cubiertas pesadas	200
Azoteas de concreto con acceso	100
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	75 (proyección horizontal)
Azoteas con inclinación mayor de 20°	500
Cubiertas usadas para jardín o reuniones	
Cubiertas livianas	50 (proyección horizontal)
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, entre otros (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE) 2-10. Tabla 3-1. p. 6.*

- Carga muerta: las cargas muertas de una estructura son aquellas que se mantiene constantes en magnitud y con una posición fija durante la vida útil de la estructura, su magnitud se puede calcular fácilmente según los volúmenes y pesos específicos. Las cargas muertas pueden ser los pesos propios de losas, vigas, columnas, muros de corte, repello.

Tabla XXI. Cargas muertas mínimas

Material	Unidad	Wm (Kg/m ²)
Pisos		
Concreto	Volumétrico	2 400 kg/m ³
Piso de granito y mezlón	5 cm de espesor	60 kg/m ²
Asfalto	1 cm de espesor	23 kg/m ²
Duela o <i>parquet</i>	1 cm de espesor	8 kg/m ²
Relleno de concreto ligero	Volumétrico	1 600 kg/m ²
Techos		
Teja de cemento		32 kg/m ²
Teja de Barro		100 kg/m ²
Revestimiento de madera	2,5 cm de espesor	15 kg/m ²
Repellos	1,0 cm de espesor	15 kg/m ²
Losa prefabricada	15 cm de espesor	240 kg/m ²
Losa prefabricada	20 cm de espesor	300 kg/m ²
Losa prefabricada	25 cm de espesor	340 kg/m ²
Muros		
Block pómez de 10 cm		160 kg/m ²
Block pómez de 15 cm		210 kg/m ²
Block pómez de 20 cm		250 kg/m ²
Ladrillo perforado de 14 cm		230 kg/m ²
Ladrillo tubular de 14 cm		171 kg/m ²
Ladrillo tayuyo de 11 cm		186 kg/m ²
Muro divisorio de tablayeso		60 kg/m ²
Mampostería reforzada de 20 cm con f'm = 80 kg/cm ²		300 kg/m ²

Fuente: Diseño de estructuras de concreto con referencia del Instituto Nacional de Normas Americanas ANSI.

- Carga lateral: la carga lateral o bien carga horizontal es la que se produce debido a un sismo, viento, empuje, entre otros, y difieren de las cargas gravitacionales debido a que las cargas horizontales son dinámicas mientras que las otras son estáticas, una de las características especiales de este tipo de carga es que son aplicadas en un período de tiempo muy corto. Para facilitar el cálculo de dichas cargas se sustituyen las cargas dinámicas por cargas estáticas, siempre y cuando se considere lo siguiente:
 - Se determine en forma apropiada la fuerza estática equivalente
 - Se aplique apropiadamente a la estructura
 - Tener en cuenta la verdadera naturaleza de esta fuerza

- Carga de viento: este tipo de cargas producen una fuerza horizontal sobre la estructura de mampostería, la cual generalmente es muy pequeña en comparación con la carga de sismo, por lo que puede no ser tomada en cuenta, una característica de este tipo de fuerza es que las velocidades más grandes de viento ocurren en períodos de tiempo muy cortos.

- Cargas de sismo: son las cargas o fuerzas inducidas en una estructura debida a la vibración y oscilación de la superficie de la tierra causadas por un disturbio elástico o gravitacional de las masa que están buscando su equilibrio, creándose de esta manera ciertos ladeos en la misma que a su vez generan determinados esfuerzos que se producen en los diferentes elementos que conforman a la estructura. El análisis sísmico se puede simplificar utilizándose fuerzas estáticas que producirán el mismo efecto de ladeo de un sismo. La fuerza sísmica va a depender directamente del peso propio de la estructura y su punto de aplicación

será en la base por considerar fija o empotrada en la misma. Para la determinación de las cargas gravitacionales del edificio educativo para el catón Altos de San Gabriel se consideraron las siguientes, tanto para el techo, entrepiso para ambos módulo.

- Techo

Losa	2 400 * 0,12	288 Kg/m ²
Acabados		30 Kg/m ²
Desnivel		35 Kg/m ²
Instalaciones		5 Kg/m ²
Carga muerta		<hr/> 288 Kg/m ²
Carga viva		100 Kg/m ²

- Entrepiso

Losa	2 400 * 0,12	288 Kg/m ²
Acabados		30 Kg/m ²
Desnivel		65 Kg/m ²
Piso granito		30 Kg/m ²
Instalaciones		10 Kg/m ²
Carga muerta		<hr/> 423 Kg/m ²
Carga viva		200 Kg/m ²

Carga viva en pasillos 500 Kg/m²

Carga viva en escaleras 500 Kg/m²

3.6.2. Diseño de losa

- Especificaciones
 - Peso específico del concreto $\gamma_c = 2\,400\text{ kg/m}^3$
 - Resistencia del concreto a la compresión $f'_c = 280\text{ kg/cm}^2$.
 - Esfuerzo de fluencia del acero que se utilizará en losas, vigas, columnas, cimientos y gradas $f_y = 2\,810\text{ kg/cm}^2$ (grado 40).
 - El recubrimiento mínimo para el acero dentro de los elementos estructurales según el código ACI-05 sección 7.7.1 será:
 - En cimentaciones 7,5 cm
 - En losas 2 cm
 - En vigas y columnas 4 cm

- Predimensionamiento de los elementos estructurales

En el proceso de análisis y diseño estructural la estimación de las secciones preliminares de los elementos estructurales (losas, vigas, columnas y cimientos), busca satisfacer los criterios relativos a los estados límites de falla y de servicio, proponiendo dimensiones de secciones que en la parte final del diseño serán verificadas, determinando así, si cumplen los criterios establecidos en los reglamentos a utilizar.

- Predimensionamiento de losas

Se determina si la losa debe reforzarse en una o en dos direcciones con la relación del lado corto dividido el lado largo. Además se estima el espesor de la losa más crítica, es decir, la losa que tenga las mayores dimensiones, para esto se utiliza el criterio del perímetro dividido 180. Se recomienda que el espesor

mínimo en losas macizas sea de 9 centímetros y el máximo 15 centímetros; si el espesor calculado de la losa es mayor a 15 centímetros se debe proponer una losa nervada.

- Losa con mayores dimensiones de ambos módulos y ambos niveles

a = sentido corto de losa = 4,20 m

b = sentido largo de losa = 6,60 m

- Relación lado a lado (m)

Si $m < 0,5$, la losa trabaja en un sentido

Si $m \geq 0,5$, la losa trabaja en dos sentidos

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

$$m = \frac{4,20 \text{ m}}{6,60 \text{ m}} = 0,64$$

$m \geq 0,5$; la losa trabaja en dos sentidos

- Espesor de losa

$$t = \frac{P}{180}$$

t = espesor de losa

P = perímetro de losa

$$t = \frac{2(6,60 \text{ m} + 4,20 \text{ m})}{180} = 0,12 \text{ m}$$

Por lo que se propone, una losa maciza de 12 cm de espesor reforzada en las dos direcciones. Para ambos niveles y ambos módulos; se diseñará como una losa tradicional. El diseño de las losas se realizará por medio del método 3 del Código ACI de 1963, también conocido como el método de los coeficientes y se tomará como base el predimensionamiento realizado anteriormente.

- Diseño de losas del primer nivel del módulo 1

Datos:

Espesor de losa $t = 0,12 \text{ m}$

Peso específico del concreto $\gamma_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$

Resistencia del concreto a la compresión $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia del acero $f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$ (grado 40)

Carga muerta (muros + acabados) $CM = 413 \text{ kg/m}^2$

Carga viva entrepiso = 200 kg/m^2

Carga viva pasillo entrepiso = 500 kg/m^2

- Integración de cargas
 - Carga muerta última de entrepiso

$$C_{MU} = 1,4(CM)$$

$$C_{MU} = 1,4(413 \text{ kg/m}^2)$$

$$C_{MU} = 578,20 \text{ kg/m}^2$$

- Carga viva última de entrepiso

$$C_{VU} = 1,7(CV)$$
$$C_{VU} = 1,7(200 \text{ kg/m}^2)$$
$$C_{VU} = 340,00 \text{ kg/m}^2$$

- Carga total última entrepiso

$$C_{TU} = C_{MU} + C_{VU}$$
$$C_{TU} = 578,20 \text{ kg/m}^2 + 340,00 \text{ kg/m}^2$$
$$C_{TU} = 918,20 \text{ kg/m}^2$$

- Carga muerta última de pasillo

$$C_{MU} = 1,4(CM)$$
$$C_{MU} = 1,4(413 \text{ kg/m}^2)$$
$$C_{MU} = 578,20 \text{ kg/m}^2$$

- Carga viva última de pasillo

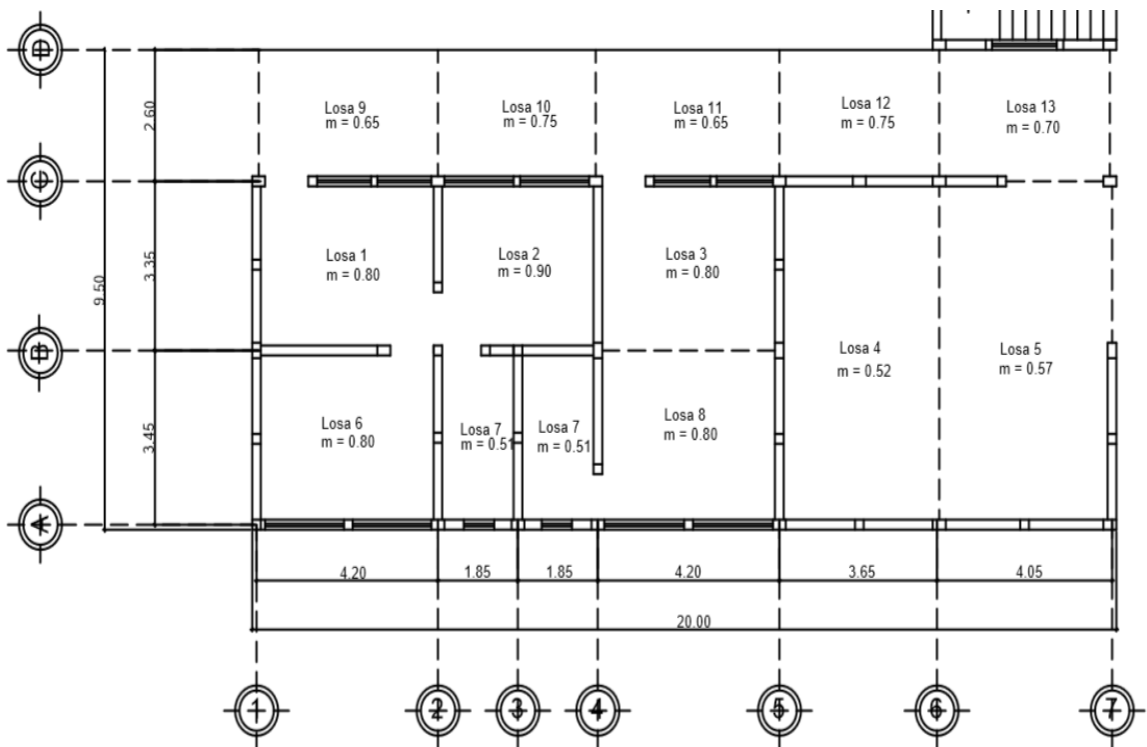
$$C_{VU} = 1,7(CV)$$
$$C_{VU} = 1,7(500 \text{ kg/m}^2)$$
$$C_{VU} = 850,00 \text{ kg/m}^2$$

- Carga total última pasillo

$$C_{TU} = C_{MU} + C_{VU}$$
$$C_{TU} = 578,20 \text{ kg/m}^2 + 850,00 \text{ kg/m}^2$$
$$C_{TU} = 1\,428,20 \text{ kg/m}^2$$

El método 3 del ACI permite calcular los momentos que se producen en las franjas centrales de las losas debido a las cargas aplicadas, por medio de tablas de coeficientes de momentos, las cuales se encuentran en los anexos, dependiendo estos coeficientes de la relación (m) que exista dentro de las longitudes de los lados de la losa y de la continuidad que exista entre ellas.

Figura 62. **Losas de primer nivel del módulo uno**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Existen losas que son iguales en dimensiones y continuidad, por lo que se determinarán los momentos solo para una y serán los mismos para las demás.

- Cálculo de momentos actuantes $M (\pm)$

Para el cálculo de los momentos actuantes se utilizan las siguientes fórmulas:

- Momentos negativos

$$M_{a(-)} = C_a * C_{TU} * a^2$$

$$M_{b(-)} = C_b * C_{TU} * b^2$$

- Momentos positivos

$$M_{a(+)} = C_{am} * C_{MU} * a^2 + C_{av} * C_{VU} * a^2$$

$$M_{b(+)} = C_{bm} * C_{MU} * b^2 + C_{bv} * C_{VU} * b^2$$

- Momentos negativos en lados sin continuidad

$$M_{a(-)} = 1/3 * M_{a(+)}$$

$$M_{b(-)} = 1/3 * M_{b(+)}$$

Donde:

C_a, C_b = coeficientes para momentos negativos

C_{am}, C_{bm} = coeficientes para momentos positivos debido a carga muerta

C_{av}, C_{bv} = coeficientes para momentos positivos debido a carga viva

C_{MU} = carga muerta última

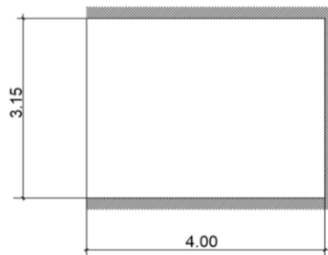
C_{MV} = carga viva última

a = longitud libre menor de la losa

b = longitud libre mayor de la losa

Se realizará el cálculo para tres losas, que trabajen en dos direcciones y que sean de diferentes casos de continuidad, para las demás losas se debe realizar el mismo procedimiento descrito a continuación.

Figura 63. **Losa 1, caso 9**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Caso 9

$$m = a/b = 3,15/4,00 = 0,78 \cong 0,80$$

2 direcciones

$$M_{a(-)} = 0,075 \cdot 918,20 \cdot (3,15)^2 = 683,31 \text{ kg-m}$$

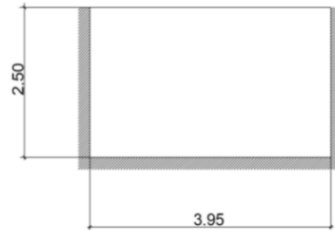
$$M_{b(-)} = 0,017 \cdot 918,20 \cdot (4,00)^2 = 249,75 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 0,029 \cdot 578,20 \cdot (3,15)^2 + 0,042 \cdot 340 \cdot (3,15)^2 = 308,072 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 0,01 \cdot 578,20 \cdot (4,00)^2 + 0,017 \cdot 340 \cdot (4,00)^2 = 184,992 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 1/3(184,992) = 61,66 \text{ kg-m}$$

Figura 64. **Losa 11, caso 8**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Caso 8

$$m = a/b = 2,50/3,95 = 0,63 \cong 0,65$$

2 direcciones

$$M_{a(-)} = 0,074 * 1\,428,20 * (2,50)^2 = 660,543 \text{ kg-m}$$

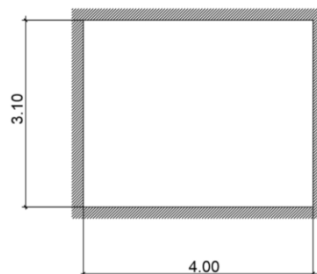
$$M_{b(-)} = 0,024 * 1\,428,20 * (3,95)^2 = 534,804 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 0,059 * 850,00 * (2,50)^2 + 0,044 * 578,20 * (2,50)^2 = 472,443 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 0,011 * 850,00 * (3,95)^2 + 0,009 * 578,20 * (3,95)^2 = 227,076 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 1/3(227,076) = 75,686 \text{ kg-m}$$

Figura 65. **Losa 3, caso 2**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Caso 2

$$m = a/b = 3,10/4,00 = 0,78 \cong 0,80$$

2 direcciones

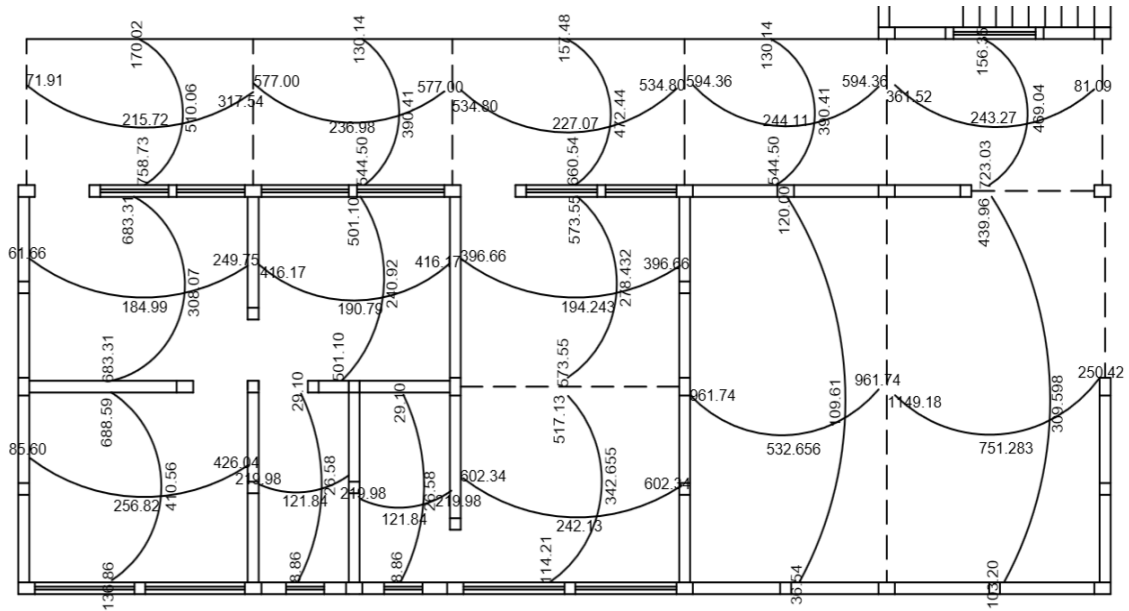
$$M_{a(-)} = 0,065 \cdot 918,20 \cdot (3,10)^2 = 573,554 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 0,027 \cdot 918,20 \cdot (4,00)^2 = 396,662 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 0,041 \cdot 340,00 \cdot (3,10)^2 + 0,026 \cdot 578,20 \cdot (3,10)^2 = 278,432 \text{ kg-m}$$

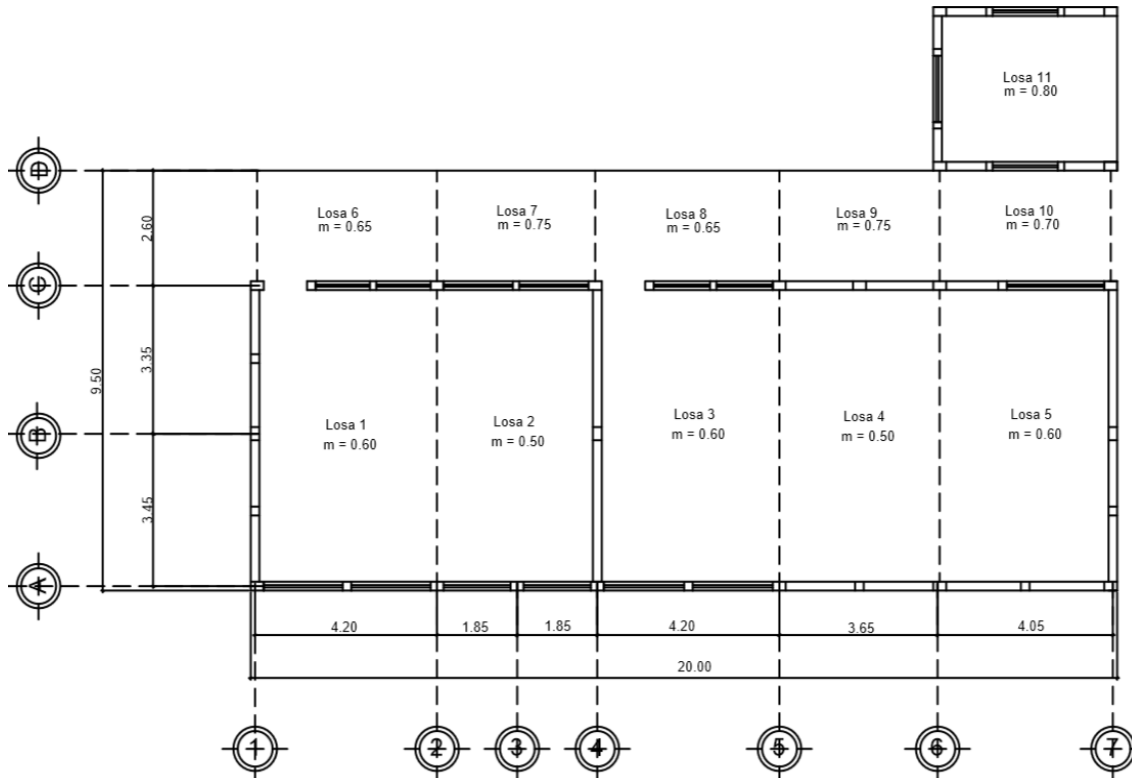
$$M_{b(+)} = 0,017 \cdot 340,00 \cdot (4,00)^2 + 0,011 \cdot 578,20 \cdot (4,00)^2 = 194,243 \text{ kg-m}$$

Figura 66. Distribución de momentos en losas de primer nivel del módulo uno



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 67. Losas de segundo nivel del módulo uno



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Cálculo de momentos actuantes $M (\pm)$

Para el cálculo de los momentos actuantes se utilizan las siguientes fórmulas:

- Momentos negativos

$$M_{a(-)} = C_a \cdot C_{TU} \cdot a^2$$

$$M_{b(-)} = C_b \cdot C_{TU} \cdot b^2$$

- Momentos positivos

$$M_{a(+)} = C_{am} * C_{MU} * a^2 + C_{av} * C_{VU} * a^2$$

$$M_{b(+)} = C_{bm} * C_{MU} * b^2 + C_{bv} * C_{VU} * b^2$$

- Momentos negativos en lados sin continuidad

$$M_{a(-)} = 1/3 * M_{a(+)}$$

$$M_{b(-)} = 1/3 * M_{b(+)}$$

Donde:

C_a, C_b = coeficientes para momentos negativos

C_{am}, C_{bm} = coeficientes para momentos positivos debido a carga muerta

C_{av}, C_{bv} = coeficientes para momentos positivos debido a carga viva

C_{MU} = carga muerta última

C_{MV} = carga viva última

a = longitud libre menor de la losa

b = longitud libre mayor de la losa

Figura 68. **Losa 1, caso 4**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Caso 4

$$m = a/b = 3,95/6,60 = 0,59 \cong 0,60$$

2 direcciones

$$M_{a(-)} = 0,089 \cdot 671,20 \cdot (3,95)^2 = 932,043 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 0,011 \cdot 671,20 \cdot (6,60)^2 = 321,612 \text{ kg-m}$$

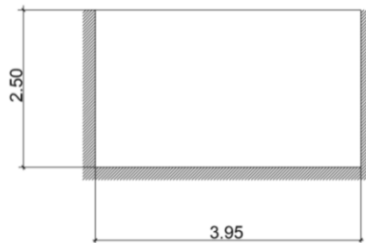
$$M_{a(+)} = 0,067 \cdot 170,00 \cdot (3,95)^2 + 0,053 \cdot 501,20 \cdot (3,95)^2 = 592,171 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 0,009 \cdot 170,00 \cdot (6,60)^2 + 0,007 \cdot 501,20 \cdot (6,60)^2 = 219,473 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(-)} = 1/3(592,171) = 197,39 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 1/3(219,473) = 73,15 \text{ kg-m}$$

Figura 69. **Losa 8, caso 8**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Caso 8

$$m = a/b = 2,50/3,95 = 0,63 \cong 0,65$$

2 direcciones

$$M_{a(-)} = 0,074 \cdot 671,20 \cdot (2,50)^2 = 310,43 \text{ kg-m}$$

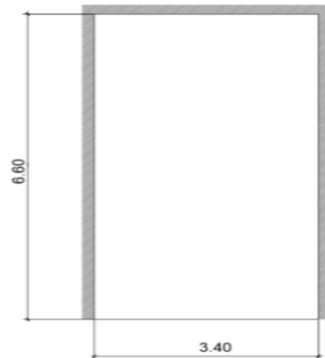
$$M_{b(-)} = 0,024 \cdot 671,20 \cdot (3,95)^2 = 251,3376 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 0,059 \cdot 170,00 \cdot (2,50)^2 + 0,044 \cdot 501,20 \cdot (2,50)^2 = 200,5175 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 0,011 \cdot 170,00 \cdot (3,95)^2 + 0,009 \cdot 501,20 \cdot (3,95)^2 = 99,5564 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 1/3(227,076) = 33,185 \text{ kg-m}$$

Figura 70. **Losa 4, caso 9**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Caso 9

$$m = a/b = 3,40/6,60 = 0,52 \cong 0,50$$

2 direcciones

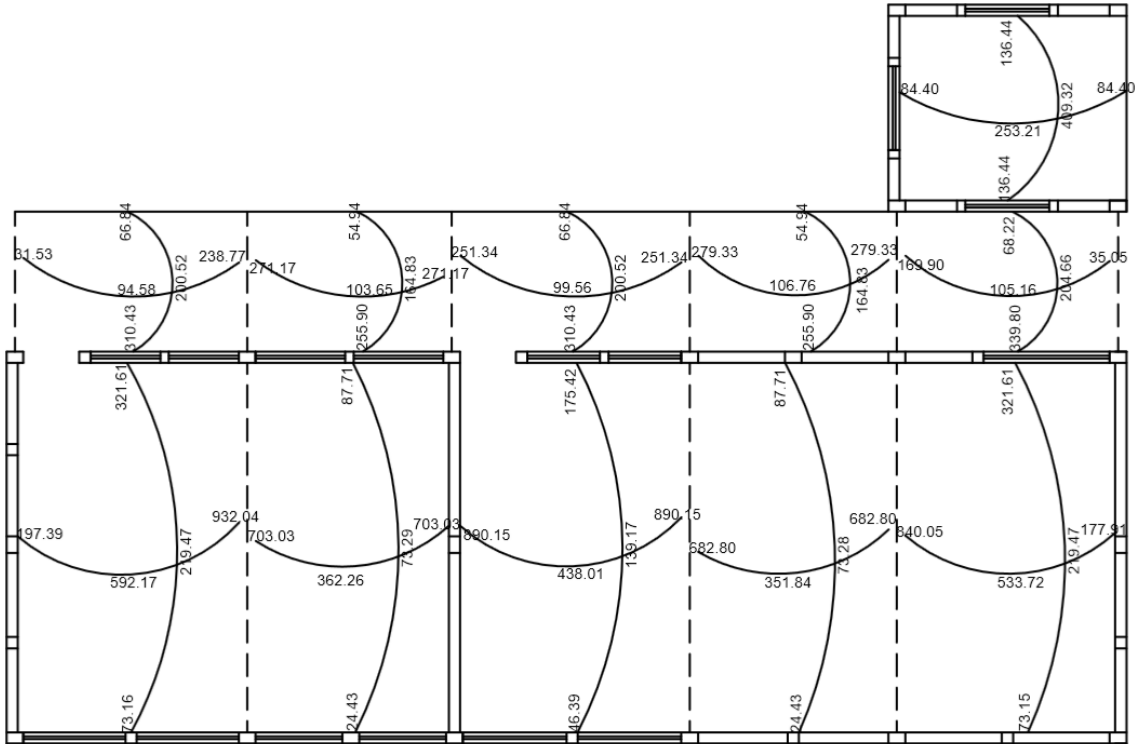
$$M_{a(-)} = 0,065 \cdot 671,20 \cdot (3,40)^2 = 682,798 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(-)} = 0,003 \cdot 671,20 \cdot (6,60)^2 = 87,7124 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} = 0,067 \cdot 170,00 \cdot (3,40)^2 + 0,038 \cdot 501,20 \cdot (3,40)^2 = 351,836 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} = 0,004 \cdot 170,00 \cdot (6,60)^2 + 0,002 \cdot 501,20 \cdot (6,60)^2 = 73,285 \text{ kg-m}$$

Figura 71. **Distribución de momentos en losas de segundo nivel del módulo uno**

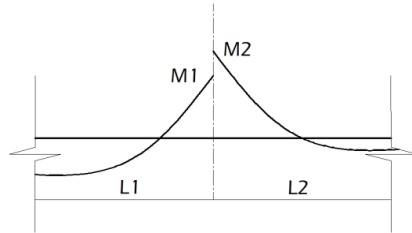


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Balance de momentos

Cuando las losas tienen un lado en común y cada una posee momentos negativos diferentes se deben balancear dichos momentos antes de proceder a diseñar los refuerzos que requiere. Los momentos se pueden balancear como se muestra a continuación:

Figura 72. **Balance de momentos**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$M2 > M1$$

- Sí $M1 > 0,8 * M2$; entonces $MB = (M1 + M2) / 2$
- Sí $M1 < 0,8 * M2$; MB se distribuye proporcional a la rigidez de las losas, de la siguiente manera:

$$K_1 = \frac{1}{L_1} \quad K_2 = \frac{1}{L_2}$$

Donde:

MB= momento balanceado

K1, K2 = rigideces de losas 1 y 2

L1, L2 = longitudes de losas 1 y 2

D1, D2 = factores de distribución de momentos en losas 1 y 2

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} \quad D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

Y los momentos balanceados se obtienen con las fórmulas:

$$MB_1 = M1 + (M2-M1)*D1$$

$$MB_2 = M2 - (M2-M1)*D2$$

- Balance de momentos entre losa 1 y losa 2

$$M1 = 249,750 \text{ kg-m}$$

$$M2 = 416,174 \text{ kg-m}$$

$$M2 > M1$$

- Sí $M1 > 0,8 * M2$; entonces $MB = (M1 + M2) / 2$

$$249,750 > 0,8 * (416,174)$$

$$249,750 \text{ } \vee \text{ } 332,939 \text{ (no aplica la ecuación 1)}$$

- Sí $M1 < 0,8 * M2$; MB se distribuye proporcional a la rigidez de las losas:

$$249,750 < 0,8 * (416,174)$$

$$249,750 < 332,939 \text{ (aplica la ecuación 2)}$$

$$K_1 = \frac{1}{L_1} = \frac{1}{4,00} = 0,250$$

$$K_2 = \frac{1}{L_2} = \frac{1}{3,50} = 0,286$$

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{0,250}{0,250 + 0,286}$$

$$D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} = \frac{0,286}{0,250 + 0,286}$$

$$D_1 = 0,467$$

$$D_2 = 0,533$$

Los momentos balanceados son:

$$MB_1 = M1 + (M2-M1)*D1$$

$$MB_1 = 249,750 + (416,174 - 249,750)* 0,467$$

$$MB_1 = 327,47 \text{ kg-m}$$

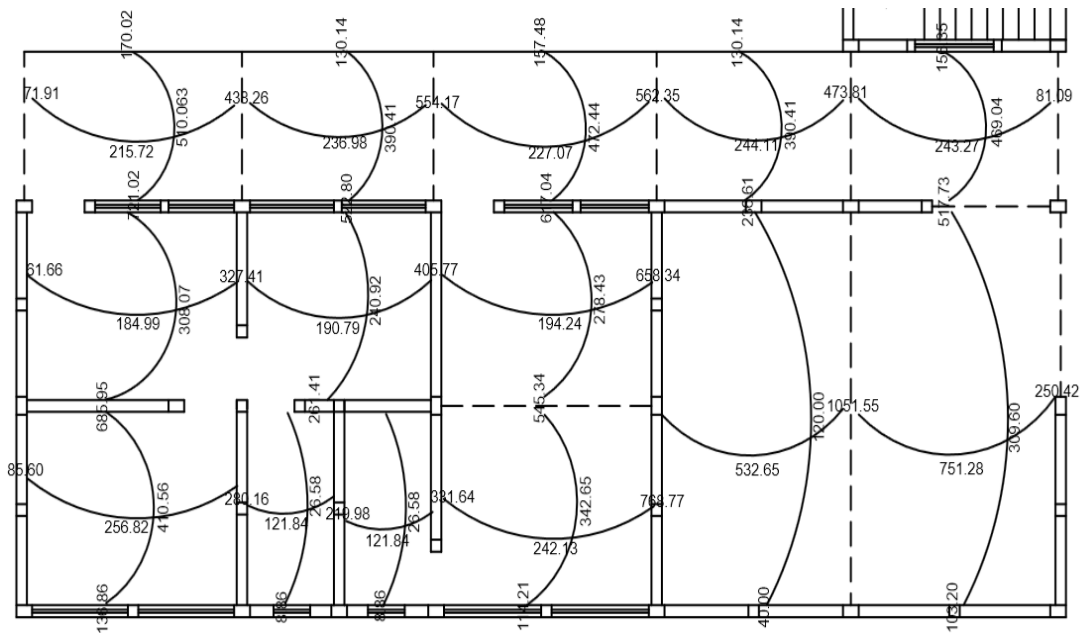
$$MB_2 = M2 - (M2-M1)*D2$$

$$MB_2 = 416,174 - (416,174 - 249,750)* 0,533$$

$$MB_2 = 327,47 \text{ kg-m}$$

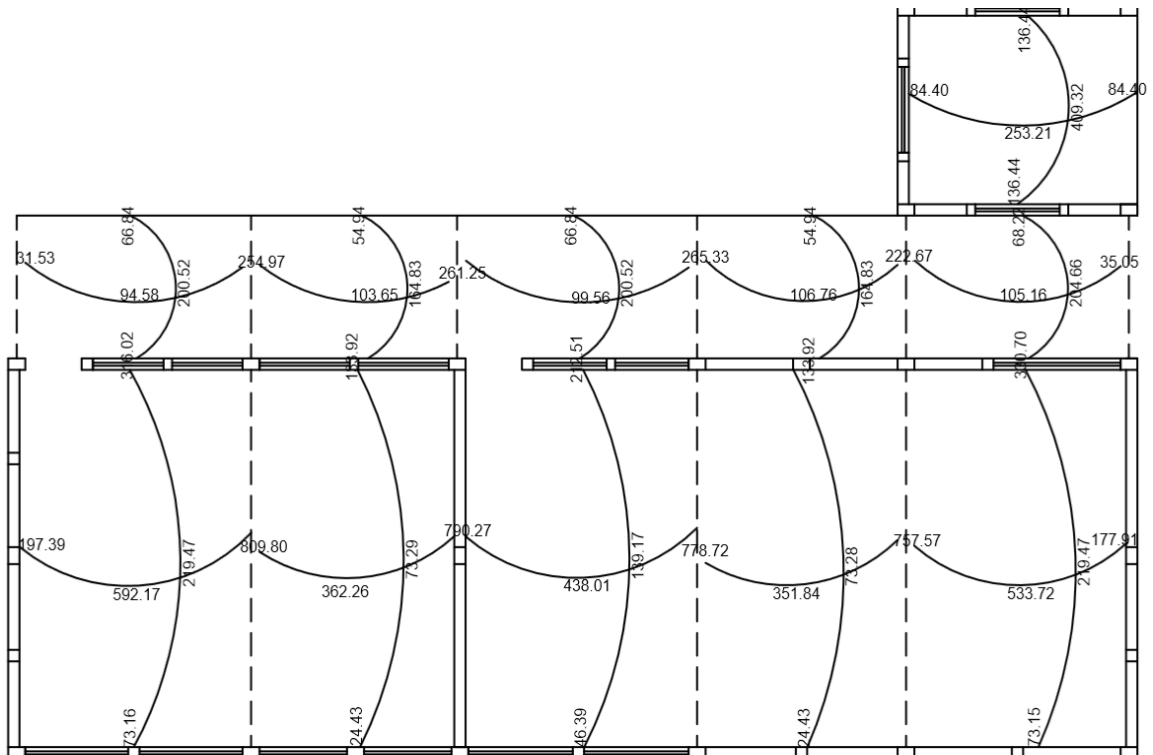
Se aplicó el mismo procedimiento para realizar los balances de momentos en todas las losas, tanto para el primer nivel como para el segundo y los resultados de los momentos finales se observan en la siguiente figura:

Figura 73. **Distribución de momentos finales en losas de primer nivel del módulo uno**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 74. Distribución de momentos finales en losas del segundo nivel del módulo uno



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Se aplicó el mismo procedimiento para realizar el cálculo de momentos actuantes por el método de coeficientes, también para las losas del primer nivel y segundo nivel del módulo dos; también el procedimiento para el cálculo de los balances de momentos en todas las losas tanto para el primer nivel como para el segundo del mismo.

- Diseño de armado de la losa

Se realizará el diseño de armado para un ancho unitario de 1 metro, debe definirse el área de acero mínimo y el momento que resiste, luego se calcula el acero de refuerzo para los momentos mayores a los momentos que resiste el área de acero mínimo.

Datos:

Espesor de losa $t = 0,12 \text{ m} = 12 \text{ cm}$

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

$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$ (grado 40)

Ancho unitario $b = 1,00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$

Recubrimiento $= r = 2,5 \text{ cm}$

Cálculo del peralte efectivo

$$d = t - r = 12 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 9,50 \text{ cm}$$

El área de acero mínimo ($A_{s_{\min}}$) en una losa, se calcula con la fórmula del área de acero mínimo de una viga, usando un ancho unitario de 100 cm.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1bd}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{(14,1)(100)(9,50)}{2\,810} = 4,7669 \text{ cm}^2$$

Con el $A_{s_{min}}$ calculado se procede a encontrar el momento ($M_{As_{min}}$) que dicha área de acero resiste:

$$M_{As_{min}} = \phi \left[A_{s_{min}} * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right]; \quad \phi = 0,9$$

$$M_{As_{min}} = 0,9 \left[4,7669 * 2\ 810 * \left(9,50 - \frac{4,7669 * 2\ 810}{1,7 * 280 * 100} \right) \right] = 111\ 134,65 \text{ kg-cm}$$

$$M_{As_{min}} = 1\ 111,34 \text{ kg-m}$$

El momento que resiste el acero mínimo $M_{As_{min}}$ (1 111,34 kg-m), cubre todos los momentos finales de las losas de primer nivel y segundo nivel del módulo uno, las losas de segundo nivel del módulo dos y la losa del módulo de gradas; no así las losas de primer nivel del módulo dos, por lo que debe calcularse el acero requerido para los momentos mayores y el espaciamiento necesario utilizando varillas núm. 3.

Con el $A_{s_{min}}$ se determina el espaciamiento (S) que requiere, usando varillas núm. 3 ($A = 0,7125 \text{ cm}^2$):

$$4,7669 \text{ cm}^2 - 100 \text{ cm}$$

$$0,7125 \text{ cm}^2 - S$$

$$S_{As_{min}} = \frac{(0,7125 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{4,7669 \text{ cm}^2} = 14,946 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

Según el Código ACI-05 7.6.5 en losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor a 3 veces el espesor de la losa ni ser mayor a 45 cm.

$$S_{\max} \leq 3t \leq 3(12 \text{ cm}) \leq 36 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_{\text{Asmin}} = 15 \text{ cm}$$

Se calculará el acero y el espaciamiento requerido para el momento máximo en losas de primer nivel del módulo dos (1 206,05 kg-m).

$$M = 1\,206,05 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M_u*b}{0,003825*f'_c}} \right]$$

$$A_s = \frac{0,85(280)}{2\,810} \left[100*9,50 - \sqrt{(100*9,50)^2 - \frac{1\,206,05*100}{0,003825*280}} \right]$$

$$A_s = 5,18 \text{ cm}^2$$

$$5,18 \text{ cm}^2 - 100 \text{ cm}$$

$$1,2667 \text{ cm}^2 - S$$

$$S = \frac{(1,2667 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{5,18 \text{ cm}^2} = 24,45 \text{ cm}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

Según el Código ACI-05 7.6.5 en losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor a 3 veces el espesor de la losa ni ser mayor a 45 cm.

$$S_{\max} \leq 3t \leq 3(12 \text{ cm}) \leq 36 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \leq 45 \text{ cm}$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

- Chequeo por corte

El cortante puede ser crítico en losas donde se aplica una carga concentrada, tal es el caso de las losas planas, en este caso, por el tipo de losa que se utiliza, dichos esfuerzos deben resistirse únicamente por el concreto, y se debe chequear si el peralte predimensionado es el correcto.

El corte actuante debe ser menor al corte resistente $V_{\text{act}} < V_{\text{res}}$

- Cortante actuante

$$C_{\text{TU}} = 1\,428,20 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 6,60 \text{ m}$$

$$V_{\text{act}} = \frac{C_{\text{TU}}L}{2}$$

$$V_{\text{act}} = \frac{\left(1\,428,20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1,00 \text{ m}\right) (6,60 \text{ m})}{2} = 4\,713,06 \text{ kg}$$

- Corte que resiste el concreto

$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d ; \quad \phi = 0,85$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 100 * 9,50 = 7\ 059,62 \text{ kg}$$

Como $V_c > V_a$ el espesor t propuesto para las losas es correcto.

3.6.3. Cálculo de cargas por nivel

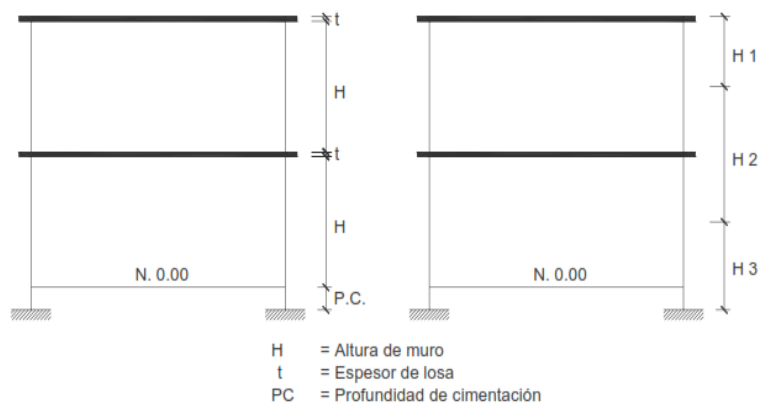
El cálculo de cargas por nivel se realiza con el fin de obtener el peso de cada nivel en la estructura. En este caso se realizará el cálculo para cada nivel de cada módulo.

- Datos de módulo uno

Longitud de edificio educativo	20 m
Ancho de edificio educativo	7 m
Ancho de pasillo	2,5 m
Longitud de pasillo	20 m
Altura de edificio (c/nivel)	3,5 m
Desplante de cimentación (df)	1 m
Área losa primer nivel	190 m ²
Área losa segundo nivel	190 m ²
Longitud de muros primer nivel	55,35 m
Longitud de muros segundo nivel	29,75 m
Peso de mampostería	340 kg/m ²
Espesor de losa	0,12 m
Carga muerta en techo	358 kg/m ²

Carga muerta en entrepiso	413 kg/m ²
Carga viva en techo	100 kg/m ²
Carga viva en pasillos	500 kg/m ²
Carga viva en aulas	200 kg/m ²

Figura 75. Elevación de la estructura



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Peso techo

$$(CM * \text{Área de losa}) + (0,5 * W_{\text{muro2do.nivel}})$$

$$(358 \text{ kg/m}^2 * 190 \text{ m}^2) + (0,5 * 340 \text{ kg/m}^2 * 29,75 \text{ m} * 3,5 \text{ m})$$

$$68\ 020,00 + 17\ 701,25 = 85\ 721,25 \text{ Kg}$$
- Peso segundo nivel

$$(CM * \text{Área de losa}) + (0,5 * (W_{\text{muro2do.nivel}} + W_{\text{muro1er.nivel}}))$$

$$(413 \text{ kg/m}^2 * 190 \text{ m}^2) + (0,5 * (340 \text{ kg/m}^2 * 29,75 \text{ m} * 3,5) + (340 \text{ kg/m}^2 * 55,35 \text{ m} * 3,5))$$

$$78\ 470,00 + 50\ 634,50 = 129\ 104,50 \text{ Kg}$$

- Peso primer nivel
 $(H/2 + D_f) * \text{Longitud muro} * \text{Peso mampostería}$
 $(3,5 \text{ m}/2 + 1,00 \text{ m}) * 55,35 \text{ m} * 340 \text{ kg/m}^2$
 $2,75 \text{ m} * 55,35 \text{ m} * 340 \text{ kg/m}^2 = 51\,752,25 \text{ Kg}$
- Peso total en carga muerta de la estructura
 $85\,721,25 \text{ Kg} + 129\,104,50 \text{ Kg} + 51\,752,25 \text{ Kg} = 266\,578,00 = 266,578$
Ton
- Peso de carga viva en techo
 $25 \% * CV * \text{Área} = 0,25 * 100 \text{ kg/m}^2 * 190 \text{ m}^2 = 4\,750,00 \text{ Kg}$
- Peso de carga viva en pasillo
 $25 \% * CV * \text{Área} = 0,25 * 500 \text{ kg/m}^2 * (2,5 \text{ m} * 20 \text{ m}) = 6\,250,00 \text{ Kg}$
- Peso de carga viva en aulas
 $25 \% * CV * \text{Área} = 0,25 * 200 \text{ kg/m}^2 * (7 \text{ m} * 20 \text{ m}) = 7\,000,00 \text{ Kg}$
- Peso total en carga viva de la estructura
 $4\,750,00 \text{ Kg} + 6\,250,00 \text{ Kg} + 7\,000,00 \text{ Kg} = 18\,000,00 = 18,00 \text{ Ton}$
- Peso total de la estructura carga muerta + carga viva
 $W_{\text{total}} = W_{\text{total CM}} + 25\% * CV_{\text{aulas}} * A$
 $W_{\text{total}} = 266,578 \text{ Ton} + 7,00 \text{ Ton} = 273,578 \text{ Ton}$

- Datos de módulo dos

Longitud de edificio educativo	41 m
Ancho de edificio educativo	7 m
Ancho de pasillo	2,5 m
Longitud de pasillo	41 m
Altura de edificio (c/nivel)	3,5 m
Desplante de cimentación (df)	1 m
Área losa primer nivel	389,5 m ²
Área losa segundo nivel	389,5 m ²
Longitud de muros primer nivel	73,10 m
Longitud de muros segundo nivel	73,10 m
Peso de mampostería	340 kg/m ²
Espesor de losa	0,12 m
Carga muerta en techo	358 kg/m ²
Carga muerta en entepiso	413 kg/m ²
Carga viva en techo	100 kg/m ²
Carga viva en pasillos	500 kg/m ²
Carga viva en aulas	200 kg/m ²

- Peso techo

$$(CM * \text{Área de losa}) + (0,5 * W_{\text{muro2do.nivel}})$$

$$(358 \text{ kg/m}^2 * 389,50 \text{ m}^2) + (0,5 * 340 \text{ kg/m}^2 * 73,10 \text{ m} * 3,5 \text{ m})$$

$$139 441,00 + 43 494,50 = 182 935,50 \text{ Kg}$$

- Peso segundo nivel

$$(CM * \text{Área de losa}) + (0,5 * (W_{\text{muro2do.nivel}} + W_{\text{muro1er.nivel}}))$$

$$(413 \text{ kg/m}^2 * 389,50 \text{ m}^2) + (0,5 * (340 \text{ kg/m}^2 * 73,10 \text{ m} * 3,5) + (340 \text{ kg/m}^2 * 73,10 \text{ m} * 3,5))$$

$$160 863,50 + 86 989,00 = 247 852,50 \text{ Kg}$$

- Peso primer nivel
 $(H/2 + D_f) * \text{Longitud muro} * \text{Peso mampostería}$
 $(3,5 \text{ m}/2 + 1,00 \text{ m}) * 73,10 \text{ m} * 340 \text{ kg/m}^2$
 $2,75 \text{ m} * 73,10 \text{ m} * 340 \text{ kg/m}^2 = 68\,348,50 \text{ Kg}$
- Peso total en carga muerta de la estructura
 $182\,935,50 \text{ Kg} + 247\,852,50 \text{ Kg} + 68\,348,50 \text{ Kg} = 499\,136,5 \text{ Kg} = 499,13$
Ton
- Peso de carga viva en techo
 $25 \% * CV * \text{Área} = 0,25 * 100 \text{ kg/m}^2 * 389,50 \text{ m}^2 = 9\,737,50 \text{ Kg}$
- Peso de carga viva en pasillo
 $25 \% * CV * \text{Área} = 0,25 * 500 \text{ kg/m}^2 * (2,5 \text{ m} * 41 \text{ m}) = 12\,812,50 \text{ Kg}$
- Peso de carga viva en aulas
 $25 \% * CV * \text{Área} = 0,25 * 200 \text{ kg/m}^2 * (7 \text{ m} * 41 \text{ m}) = 14\,350,00 \text{ Kg}$
- Peso total en carga viva de la estructura
 $9\,737,50 \text{ Kg} + 12\,812,50 \text{ Kg} + 14\,350,00 \text{ Kg} = 36\,900,00 \text{ Kg} = 36,90 \text{ Ton}$
- Peso total de la estructura carga muerta + carga viva
 $W_{\text{total}} = W_{\text{total CM}} + 25 \% * CV_{\text{aulas}} * A$
 $W_{\text{total}} = 499,14 \text{ Ton} + 14,35 \text{ Ton} = 513,49 \text{ Ton}$

3.6.4. Guía para establecer la estructura sismo resistente según Agies

Esta es una guía propuesta por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (Agies) para determinar la estructuración sismo resistente de una edificación e integrar el índice de calidad Q, para ello se debe cumplir con los siguientes requerimientos.

- Clasificación de las obras

Se clasifica la obra dependiendo del impacto socioeconómico que implique la falla o cesión de funciones de la misma, para ello existen cinco categorías que son:

- Obras críticas: estas son indispensables para el desenvolvimiento socioeconómico de grandes sectores de la población, también se clasifican en esta categoría a las obras que al fallar pondrían en peligro a grandes cantidades de personas, como los puentes, centrales energéticas, entre otros.
- Obras esenciales: este tipo de obras no pueden fallar durante o después de un desastre natural por lo que deben mantenerse en funcionamiento durante y después del mismo, entre estas están: hospitales con instalaciones de emergencia, quirófanos, instalaciones de defensa civil, bomberos, policía y comunicaciones asociadas con la atención de desastres, instalaciones de captación y tratamiento de agua, puentes sobre carreteras de primer orden, entre otros.

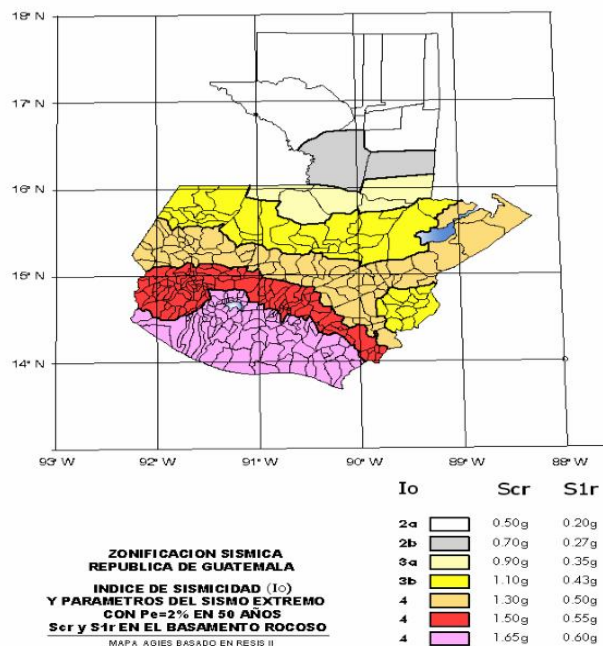
- Obras importantes: estas son aquellas que albergan o pueden afectar a un gran número de personas, donde sus ocupantes estén restringidos a desplazarse, donde se presten servicios no esenciales después de un desastre, entre estas están: edificios educativos y guarderías, edificaciones del estado no esenciales, hospitales, sanatorios y centros de salud públicos y privados, prisiones, museos, edificios mayores de 5 niveles o de 3 000 m² de área inferior como teatros, cines, templos, mercados, auditorios, restaurantes, o similares que alojen a más de 300 personas, aquí no se incluyen estacionamientos.
- Obras ordinarias: entre estas están aquellas que no se hayan mencionado anteriormente como viviendas, comercios, edificios industriales y agrícolas que por su tamaño, función o volumen no se pueden clasificar en otra categoría.
- Obras utilitarias: entre estas están aquellas que no se diseñan para albergar personas pero que en un momento determinado pueden utilizarse para ello en períodos de tiempo no prolongados, en caso de duda se pueden clasificar como obras ordinarias.
- Índice de sismicidad del sitio (I_o)

Es una medida relativa de la severidad que se espera del sismo en una localidad determinada, por lo que se necesita de un nivel de protección. El índice de sismicidad (I_o) es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en una localidad. Incide sobre el nivel de protección sísmica que se hace necesario para diseñar la obra o edificación e incide en la selección del espectro sísmico de diseño. Para efecto esta norma, el territorio de la República

de Guatemala se divide en macrozonas de amenaza sísmica caracterizadas por su índice de sismicidad que varía desde $I_0 = 2$ a $I_0 = 4$.

Las macrozonas sísmicas se muestran gráficamente en la figura 57 que es el Mapa de Zonificación Sísmica de la República. Adicionalmente, esta norma requiere la aplicación de un índice de sismicidad $I_0 = 5$ a nivel de microzona para tomar en cuenta condiciones sísmicas severas geográficamente localizadas (Como fallas geológicas activas o laderas empinadas).

Figura 76. **Zonificación sísmica para la República de Guatemala**



Fuente: AGIES. Normas de Seguridad Estructural (NSE) 2-10. Figura 4-1. p.14.

- Nivel de protección requerido

Este no es más que una medida del grado de protección suministrado al público y a los usuarios de las obras contra riesgos, derivados de las sollicitaciones de carga y amenazas naturales. Este valor es determinado por el índice de sismicidad y la clasificación de la obra. El nivel de protección hace énfasis en la necesidad de proyectar edificaciones con un control explícito de su deformabilidad lateral, especialmente para sismos.

Tabla XXII. **Nivel mínimo de protección sísmica**

Índice de sismicidad	Clasificación de la obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
2	C	B	B	A
3	D	C	C	B
4	E	D	D	C
5	E	E	D	C
Nota: Ver tipo de obra Ver Índice de sismicidad				

Fuente: *Normas AGIES NSE 2-10*. p. 11.

- Sistemas estructurales básicos

La estructura de una edificación se clasificará conforme a lo especificado en este numeral. Cada estructura o cada parte significativa de la misma se clasificarán, en cada dirección de análisis independientemente, en una de cinco posibles familias E1 a E5. En caso de no ser posible clasificarla, o en caso de duda, se clasificará como E6, "otro tipo".

- Sistema de cajón (E2):

Es un sistema estructural integrado con muros estructurales que soportan toda o casi toda la carga vertical. Las fuerzas sísmicas deben ser resistidas por los propios muros estructurales y por marcos arrostrados. Los muros y marcos deben estar unidos por diafragmas en el plano horizontal. Este será el sistema a utilizar en el proyecto, los distintos tipos de sistemas estructurales se detallan en la tabla número XXII, estos no se desarrollarán en este documento, ya que no se utilizaron en el cálculo.

- Tipos de sismos

Se define como "sismo básico" al que tiene un 10 % de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años. Se utilizará para diseño estructural de obra ordinaria o donde lo permitan las disposiciones en las Normas NSE 3, NSE 5 y NSE 7.

Se define como "sismo severo" al que tiene un 5 % de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años. Se utilizará para diseño estructural de obra importante y de obra esencial o donde así lo indiquen las disposiciones en las Normas NSE 3, NSE 5 y NSE 7 u otras normas NSE. Es electivo utilizarlo en lugar del sismo básico si el desarrollador del proyecto lo prefiere.

Se define como "sismo extremo" al que tiene una probabilidad del 2 % de ser excedido en un período de 50 años. Este sismo es la base para el mapa de zonificación sísmica (figura 56).

Se define como "sismo mínimo" a una reducción del sismo básico que se permite únicamente en casos de excepción específicamente indicados en estas

normas, que incluyen obra utilitaria y algunos casos de readecuación sísmica de obra existente.

Tabla XXIII. **Clasificación por tipo de estructura**

SISTEMA ESTRUCTURAL	
E1	SISTEMA DE MARCOS
E1-A	Marco tipo A De concreto reforzado De acero estructural
E1-B	Marco tipo B De concreto reforzado De acero estructural
E2	SISTEMA DE CAJÓN Con muros estructurales De concreto reforzado A De concreto reforzado B De concreto reforzado BD De mampostería reforzada A
E3	SISTEMA GENERAL Con muros estructurales De concreto reforzado A De concreto reforzado B De mampostería reforzada A Paneles de concreto prefabricado
E4	SISTEMA DUAL Marcos de concreto reforzado A Con muros estructurales De concreto reforzado A De mampostería reforzada A
E5	COLUMNAS VOLADIZAS o PÉNDULO INVERTIDO De concreto reforzado confinado De estructura de acero con detalles sísmicos De estructura de madera
E6	OTRO TIPO Clasificar como E5

Fuente: Normas AGIES NSE 3-10. (2010) p. 89.

- Selección de parámetros

Son los parámetros S_{cr} y S_{1r} cuyos valores para la República de Guatemala están especificados y pueden obtenerse gráficamente del Mapa de Zonificación Sísmica de la República, figura 61.

- Ajuste por clase de sitio

El valor de S_{cr} y S_{1r} deberá ser ajustado a las condiciones en la superficie, según el perfil del suelo que cubra al basamento en el sitio. Esto podrá hacerse en forma específica o en la forma genérica siguiente:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v$$

Donde S_{cs} es la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto; S_{1s} es la ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo; ambos para un amortiguamiento de 5 % del crítico; F_a es el coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos y se obtiene de la tabla XXII; F_v es el coeficiente de sitio para períodos largos y se obtiene de la tabla XXIII.

Tabla XXIV. **Coefficiente de sitio Fa**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0
D	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
E	1,7	1,2	1,0	0,9	0,9
F	Se requiere una evaluación específica				

Fuente: *Normas AGIES NSE – 2-10*. p. 15.

Tabla XXV. **Coefficiente de sitio Fv**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0
D	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
E	1,7	1,2	1,0	0,9	0,9
F	Se requiere una evaluación específica				

Fuente: *Normas AGIES NSE – 2-10*. p. 15.

- Ajuste por intensidades sísmicas especiales

En algunos casos el valor de S_{cr} y S_{1r} deberá ser adicionalmente ajustado por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio. Cuando estén identificadas, se tomarán en cuenta la forma genérica siguiente:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v$$

Tabla XXVI. **Factor N_a para períodos cortos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica		
	≤ 2	5 km	≥ 10 km
A	1,25	1,12	1,0
B	1,12	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0

Fuente: *Normas AGIES NSE – 2-10*. p. 24.

Tabla XXVII. **Factor N_v para períodos largos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica			
	≤ 2	5 km	≥ 10 km	≥ 15 km
A	1,4	1,2	1,1	1,0
B	1,2	1,1	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0

Fuente: *Normas AGIES NSE – 2-10*. p. 25.

N_a y N_v son los factores aplicados por la proximidad de amenazas especiales.

- Clasificación del sitio

El sitio de interés se clasificará con base en las características del perfil de suelo en los 30 m bajo los cimientos. Los sitios se clasificarán en alguna de las

siguientes categorías: AB, C, D, E o F. La clasificación del sitio es necesaria para configurar correctamente el espectro del sismo de diseño.

- Perfil de suelo de los sitios clase AB

Roca o depósitos densos profundos caracterizados por valores promedio de velocidad de onda de corte $V_{ps} > 750$ m/s. En el caso de roca sólida, roca moderadamente fragmentada y moderadamente intemperizada, la velocidad V_{ps} podrá ser estimada por geotecnista, geofísico o geólogo competente. La roca fragmentada, intemperizada o roca relativamente blanda requiere medición de campo de la velocidad V_{ps} o bien se clasificará como suelo C.

No podrá asignarse un perfil AB a un sitio donde haya más de 3,0 metros de un depósito de suelo entre el fondo de los cimientos y la superficie rocosa.

- Perfil de suelo de los sitios clase F

Cualquier perfil del suelo que contenga en los 30 metros debajo de los cimientos estratos que posean una o más de las características siguientes:

- Suelos potencialmente susceptibles de fallar o colapsar bajo carga sísmica; incluyendo suelos potencialmente licuables, arcillas sensitivas y suelos pobremente cementados.
- Estratos de turbas y/o arcillas con alto contenido orgánico cuyo espesor sea mayor de 3 metros.
- Arcillas con espesores superiores a 7,50 m. e índice de plasticidad mayor a 75.
- Arcillas de rigidez baja a media con $S_u < 50$ kPa en espesores considerables de más de 12 metros.

Sitios con estas características tienden a ser poco confiables sísmicamente. No podrán tratarse como las otras clases de sitio. Se requiere un análisis específico de la columna de suelo para evaluar un espectro propio.

- Perfil de suelo de los sitios clase C, D o E

Cuando un sitio no califica como clase AB ni como clase F, se decidirá si es C, D, o E utilizando los criterios y mediciones resumidos en la tabla posteriormente. Para determinar la clase de sitio tiene preferencia el uso, conforme la tabla XXII, de la velocidad ponderada de onda de corte V_{ps} . Como una segunda opción, se podrá estimar un valor ponderado de resistencia a la penetración estándar N_p , como base de criterio para determinar la clase de sitio. Una tercera opción es evaluar N_{nc} y S_{uc} y escoger entre ambos el valor que indique menor rigidez de suelo.

Tabla XXVIII. **Guía para clasificación de sitio**

Clase de sitio		Vps todo el perfil	N_p todo el perfil	N_{nc} sector no-cohesivo	S_{uc} sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	>200 kpa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 Kpa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kpa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3,0 m o más con índice de plasticidad $IP > 20$; humedad $w \geq 40\%$			
F	Suelo problemas esp.				

Fuente: Normas AGIES NSE – 2-10. p. 21.

- Construcción de los espectros de diseño
 - Factores de escala

Los siguientes factores determinan los niveles de diseño:

- Sismo ordinario – 10 % probabilidad de ser excedido en 50 años $K_d=0,66$
- Sismo severo – 5 % probabilidad de ser excedido en 50 años $K_d=0,80$
- Sismo extremo – 2 % probabilidad de ser excedido en 50 años $K_d=1,00$
- Sismo mínimo -- condición de excepción $K_d=0,55$

3.6.5. Corte basal

Todo edificio debe ser diseñado y construido para resistir un mínimo total de fuerza sísmica lateral; para este caso, dicha fuerza será resistida por medio de muros de corte (muros de mampostería reforzada).

El diseño estará basado según el Agies NSE 3-2 010 y a continuación se describe el procedimiento a realizar para obtener la fuerza horizontal o de sismo, que se ejercerá en el edificio educativo en ambos módulos.

Según el mapa de zonificación Agies NSE 2-10 (figura 61), el municipio se encuentra ubicado en una zona sísmica igual a 4.

- Selección de parámetros
 - Scr: ordenada espectral de período corto
 - S1r: ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica se determinan los factores Scr y S1r, que su valor se obtiene de la gráfica de la zona sísmica que se encuentra en el Agies NSE 2-10, los cuales se obtuvieron los siguientes:

$$\text{Scr} = 1,65 \text{ g} \qquad \text{S1r} = 0,60 \text{ g}$$

$$\text{Scr} \leq 1,50 \text{ g}$$

$$1,65 \text{ g} \leq 1,50 \text{ g} \text{ (utilizar 1,50 g)}$$

- Ajuste por clase de sitio y ajuste por intensidades sísmicas especiales

En algunos casos el valor de Scr y S1r deberá ser adicionalmente ajustado por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio. Cuando estén identificadas en el sitio de proyecto, se tomarán en cuenta en la forma genérica siguiente:

$$\text{Scs} = \text{Scr} * \text{Fa} * \text{Na} \qquad \text{S1s} = \text{S1r} * \text{Fv} * \text{Nv}$$

El ajuste de intensidades sísmicas especiales que se encuentran en el Agies NSE2-10 página 13, dice que las ordenadas espectrales deberán de ser

modificadas de acuerdo a las condiciones de la superficie según el perfil del suelo donde se encuentra el edificio educativo.

Los coeficientes de sitio F_a y F_v se obtienen en la tabla XXIII y XXIV respectivamente:

$$F_a = 1,0 \quad F_v = 1,50$$

Los factores de proximidad N_a y N_v la primera en períodos cortos de vibración y la segunda en períodos largos de vibración, se obtienen en la tabla XXV y XXVI respectivamente:

$$N_a = 1,0 \quad N_v = 1,0$$

Con los datos obtenidos en las tablas del Agies NSE 2-10, se realiza el ajuste a los espectros especiales para tener un nuevo valor, el cual es el siguiente:

$$\begin{aligned} S_{cs} &= S_{cr} * F_a * N_a & S_{1s} &= S_{1r} * F_v * N_v \\ S_{cs} &= 1,50 * 1,0 * 1,0 & S_{1s} &= 0,60 * 1,50 * 1,0 \\ S_{cs} &= 1,50 & S_{1s} &= 0,90 \end{aligned}$$

- Período de transición

El período T_s (en s) que separa los períodos cortos de los largos. El período de transición (T_s) es otro aspecto a calcular el cual indica el tiempo de vibración, según AgieS NSE 2-10 sección 4.3.3.4, se obtiene así:

$$T_s = \frac{S1s}{Scs}$$

$$T_s = \frac{0,90}{1,50}$$

$$T_s = 0,60 \text{ seg}$$

- Espectro calibrado al nivel de diseño requerido

El factor de escala “kd” por evaluado como un sismo severo para dicha estructura a diseñar con un 5 % de probabilidad de ser excedido en 50 años, entonces el factor a utilizar es:

$$Kd = 0,80$$

Se procede a calcular el espectro calibrado de nivel de diseño requerido dado por el NSE 2-10 página 14 sección 4.3.4.2 del Agies, el cual indica el producto del factor de escala por los espectros especiales, dados por la siguientes fórmulas:

$$Scd = Kd * Scs$$

$$Scd = 0,80 * 1,50$$

$$Scd = 1,20$$

$$S1d = Kd * S1s$$

$$S1d = 0,80 * 0,90$$

$$S1d = 0,72$$

- Cálculo de corte basal al límite de cedencia

El total de las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la edificación, en cada dirección de análisis, se representará por medio del

Cortante Estático Equivalente al Límite de Cedencia en la base de la estructura o simplemente Cortante Basal Estático a Cedencia (VB).

Para el cálculo de corte basal del edificio educativo se procede a calcular todos los aspectos que conforman la fórmula establecida por el Agies NSE 3-10 sección 2.1.1, la formula general es la siguiente:

$$V_b = C_s * W_s$$

Donde:

W_s = es la parte del peso de la edificación definida en la sección 1.10.3 Agies

C_s = es el coeficiente sísmico de diseño definido en la sección 2.1.2 Agies

- Coeficiente sísmico al límite de cedencia: el coeficiente sísmico (C_s) en cada dirección de análisis se establecerá de la manera siguiente:

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R}$$

Donde:

$S_a(T)$ = Es la demanda sísmica de diseño para una estructura con período T obtenida del espectro de diseño sísmico, establecido para el sitio en la sección 4.3.4 de la norma NSE 2; y calibrado según la probabilidad de ocurrencia requerida. (S_{cd})

$R = 4$ es el factor de reducción que se obtiene en sección 1.6.1 del sistema estructural a utilizar, según Agies NSE 3-10.

T = Es el período fundamental de vibración de la estructura según 2.1.4 o 2.1.5.

- Período de vibración empírico T_a :

El período fundamental de vibración de una edificación se estimará en forma empírica y genérica como:

$$T_a = K_T(H_n)^x$$

Donde:

H_n = es la altura total del edificio, en m, desde la base definida en la sección 1.10.4.

$K_T = 0,047$, $x=0,90$ solamente para sistemas estructurales E2 de concreto reforzado que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas.

$$T_a = K_T(H_n)^x$$

$$T_a = 0,047(7,24)^{0,90}$$

$$T_a = 0,28 \text{ s}$$

- Ordenadas espectrales:

Las ordenadas espectrales $S_a(T)$ para cualquier período de vibración T , se definen con:

$$S_a(T) = S_{cd} \text{ si } T_a \leq T_s$$

$$S_a(T) = S_{1d} / T_a \text{ si } T_a > T_s$$

- Chequeo

$$T_a \leq T_s$$

$$0,28 \leq 0,60$$

$$S_a(T) = S_{cd}$$

$$S_a(T) = 1,20$$

- Cálculo del coeficiente sísmico al límite de cedencia C_s

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R}$$

$$C_s = \frac{1,20}{4}$$

$$C_s = 0,30$$

- Valores mínimos de C_s

Valores mínimos de C_s Se verificará que C_s de la ecuación cumpla con lo siguiente:

$$C_s \geq 0,044 * S_{cd}$$

o

$$C_s \geq 0,50 S_{1r}/R$$

- Verificación

$$0,30 \geq 0,044 * 1,20$$

$$0,30 \geq 0,053 \quad \checkmark \text{ ok}$$

$$0,30 \geq (0,50 * 0,60)/4$$

$$0,30 \geq 0,075 \quad \checkmark \text{ ok}$$

- Cálculo de corte basal para el módulo uno y módulo dos

$$V_b = C_s * W_{m-1}$$

$$V_b = 0,30 * 273,578 \text{ Ton}$$

$$V_{b_{m-1}} = 82,07 \text{ Ton}$$

$$V_b = C_s * W_{m-2}$$

$$V_b = 0,30 * 513,4865$$

$$V_{b_{m-2}} = 154,04 \text{ Ton}$$

3.6.6. Distribución de fuerzas por nivel

La fuerza de sismo deberá ser distribuida por cada piso, esto servirá para saber las fuerzas y momentos que estarán actuando en cada muro de corte, y así poder diseñarlos.

El cortante basal de cedencia (V_b) se distribuirá a lo alto del edificio, la fuerza por piso se calcula con la siguiente fórmula:

$$F_x = C_{vx} * V_b$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

Donde:

V_b = esfuerzo de corte basal total de diseño

W_x = peso del nivel en análisis

H_x = altura del nivel en análisis

Tabla XXIX. **Distribución de fuerzas por nivel del módulo uno**

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS POR NIVELES					
Nivel	Wi (Ton)	Hi (m)	Wi * Hi	Fx (Ton.)	Fx Acum. (Ton)
Techo	85,72125	8,240	706,343	43,420	43,420
N-2	136,1045	4,620	628,803	38,653	82,073
N-1	51,75225	0,000	0,000	0,000	82,073
	273,578	Sumatoria	1 335,146		

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXX. **Distribución de fuerzas por nivel del módulo dos**

DISTRIBUCION DE FUERZAS POR NIVELES					
Nivel	Wi (Ton)	Hi (m)	Wi * Hi	Fx (Ton.)	Fx Acum. (Ton)
Techo	186,8305	8,240	1 539,483	86,949	86,949
N-2	266,0975	4,620	1 229,370	69,434	156,383
N-1	68,3485	0,000	0,000	0,000	156,383
	521,2765	Sumatoria	2 768,854		

Fuente: elaboración propia.

3.6.7. Cálculo de fuerza cortante por piso y momentos

Las fuerzas laterales generadas por vientos o por sismo pueden generar grandes momentos de volteo sobre las estructuras. Si el momento de volteo es lo suficientemente grande puede sobre pasar la carga muerta de la estructura e inducir tensiones en los extremos de los muros de corte.

Puede también causar grandes fuerzas de compresión que pueden requerir un aumento en la resistencia específica de la mampostería ($f'm$) que se pretende utilizar, llegando a ser necesario un aumento en el acero de refuerzo o un aumento en el ancho de las unidades de mampostería.

El cálculo para averiguar cuál será el momento en cada nivel de la estructura a analizar, dependen de la distribución de fuerzas realizadas anteriormente, para obtener dichos resultados y la altura en cada nivel y para cada módulo en estudio en su punto de su aplicación y se obtiene los siguientes resultados en la tabla XXX.

Tabla XXXI. **Distribución de momentos por nivel del módulo uno**

DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS POR NIVELES					
NIVEL	Fi (Ton)	Hi (m)	Fi * hi	hi - hx	Mx (Ton*m)
Techo	43,420	8,240	357,780	0,000	0,000
N- 2	38,653	4,620	178,579	3,620	157,180
N- 1	0,000	0,000	0,000	4,620	536,359
		Sumatoria	536,359		

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXII. **Distribución de momentos por nivel del módulo dos**

DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS POR NIVELES					
NIVEL	Fi (Ton)	Hi (m)	Fi * hi	hi - hx	Mx (Ton*m)
Techo	86,949	8,240	716,459	0,000	0,000
N- 2	69,434	4,620	320,785	3,620	314,755
N- 1	0,000	0,000	0,000	4,620	1 037,244
		Sumatoria	1 037,244		

Fuente: elaboración propia.

3.6.8. Centro de rigideces por nivel

- Localización del centro de masa de la estructura

El centro de masa es el punto matemático donde se asume que todo el peso o masa de la estructura se ha de concentrar. Se obtiene por medio del cálculo de momentos desde un punto base hacia cada una de las longitudes de los elementos y dividiéndola por la suma de todos los momentos por la longitud total de los mismos.

- Localización del centro de rigidez de la estructura

El centro de rigidez es el punto matemático que concentra toda la rigidez del sistema en el nivel del sistema que se esté analizando. Es el eje por el cual el centro de masa y las fuerzas laterales suelen rotar. La rigidez está relacionada con la deformación de la edificación ante la acción de las cargas. La estructura deberá tener suficiente cantidad de elementos para que la deformación lateral no sea excesiva y está dada:

$$R = \frac{1}{\Delta}$$

Donde la deflexión es definida como la suma de deflexiones por flexión, más la deflexión por corte. Si el muro está en voladizo se deberá de usar la fórmula que está dada a continuación:

Figura 77. **Fórmula 1**

$$\Delta_{\text{voladizo}} = \frac{P}{E_m * t} * \left[\left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 * \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Si el muro está empotrado se debe usar la fórmula que está dada a continuación:

Figura 78. **Fórmula 2**

$$\Delta_{\text{empotrado}} = \frac{P}{E_m * t} * \left[4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 * \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

La rigidez se deja en función del valor del módulo de elasticidad de la mampostería E_m para trabajar con valores pequeños, ya que no afecta al análisis.

- Cálculo de centro de rigidez y centro de masa del edificio, primer nivel del módulo uno.

Tabla XXXIII. **Distribución de muros estructurales primer y segundo nivel del módulo uno**

PRIMER NIVEL

Muro Núm.	Dirección Muro	Long. en (mt)
1	Y	5,400
2	Y	3,200
3	Y	2,800
4	Y	2,100
5	Y	1,900
6	Y	7,950

Muro Núm.	Dirección Muro	Long. en (mt)
7	X	7,000
8	X	3,450
9	X	2,300
10	X	3,250
11	X	5,900
12	X	6,600
13	X	3,500

SEGUNDO NIVEL

Muro Núm.	Dirección Muro	Long. en (mt)
1	Y	5,400
2	Y	7,950

Muro Núm.	Dirección Muro	Long. en (mt)
3	X	7.000
4	X	5.900
5	X	3.500

Fuente: elaboración propia.

Para realizar el cálculo correspondiente a la rigidez en el primer nivel, se debe contar con algunos datos, los cuales son:

Datos:

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$F'_m = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 750 * F'_m = 52\,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m * t = 52\,500 * 20 = 1\,050\,000 \text{ kg/cm}$$

$$P = Fx_{n-2} = 82\,073,40 \text{ kg}$$

$$P/E_m * t = 0,07816 \text{ cm}$$

Tómese en cuenta que la carga P será la misma para ambas direcciones en el mismo nivel. La fórmula a utilizar para el cálculo de la rigidez es:

Figura 79. **Fórmula 3**

$$\Delta_f = \frac{P}{E * t} * [(h/d)^3 + 3(h/d)]$$

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Tabla XXXIV. **Cálculo del centro de rigidez del edificio, primer nivel módulo uno**

PRIMER NIVEL - MÓDULO UNO												
Muro Núm.	Dirección Muro	Long. (mt)	H/L H=3,5	(H/L)^3	3*(H/L)	Dist. X al Eje Y	Dist. Y al Eje X	L * X	L * Y	Rigidez	R * X	R * Y
1	Y	5,40	0,648	0,272	1,944	2,500	14,75	13,500	79,650	5,771	14,428	-----
2	Y	3,20	1,094	1,308	3,281	5,850	1,600	18,720	5,120	2,787	16,306	-----
3	Y	2,80	1,250	1,953	3,750	5,850	6,700	16,380	18,760	2,243	13,123	-----
4	Y	2,10	1,667	4,630	5,000	8,800	5,200	18,480	10,920	1,329	11,691	-----
5	Y	1,90	1,842	6,251	5,526	8,800	7,200	16,720	13,680	1,086	9,559	-----
6	Y	7,95	0,440	0,085	1,321	8,800	16,02	69,960	127,40	9,099	80,068	-----
7	X	7,00	0,50	0,125	1,500	6,00	0,00	42,000	0,000	7,873	-----	0,000
8	X	3,45	1,01	1,044	3,043	7,57	4,20	26,134	14,490	3,130	-----	13,145
9	X	2,30	1,52	3,524	4,565	3,65	4,20	8,395	9,660	1,582	-----	6,643
10	X	3,25	1,07	1,249	3,231	7,57	6,05	24,619	19,663	2,856	-----	17,278
11	X	5,90	0,59	0,209	1,780	5,45	7,90	32,155	46,610	6,434	-----	50,828
12	X	6,60	0,53	0,149	1,591	5,80	12,10	38,280	79,860	7,352	-----	88,964
13	X	3,50	1,00	1,000	3,000	7,55	19,80	26,425	69,300	3,198	-----	63,327

Fuente: elaboración propia.

Para realizar el cálculo correspondiente a la rigidez en el segundo nivel, se debe contar con algunos datos, los cuales son:

Datos:

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$F'_m = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 750 * F'_m = 52\,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m * t = 52\,500 * 20 = 1\,050\,000 \text{ kg/cm}$$

$$P = F_{X_{\text{techo}}} = 43\,419,96 \text{ kg}$$

$$P/E_m * t = 0,04135 \text{ cm}$$

Tómese en cuenta que la carga P será la misma para ambas direcciones en el mismo nivel. La fórmula a utilizar para el cálculo de la rigidez es:

Figura 80. **Fórmula 4**

$$\Delta_f = \frac{P}{E * t} * [(h/d)^3 + 3(h/d)]$$

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Tabla XXXV. **Cálculo del centro de rigidez del edificio, segundo nivel módulo uno**

SEGUNDO NIVEL - MODULO UNO												
Muro Núm.	Dirección Muro	Long. (mt)	H/L H=3,5	(H/L)^3	3*(H/L)	Dist. X al Eje Y	Dist. Y al Eje X	L * X	L * Y	Rigidez	R * X	R * Y
1	Y	5,40	0,65	0,272	1,94	2,50	14,75	13,50	79,65	10,91	27,27	-----
2	Y	7,95	0,44	0,085	1,32	8,80	16,02	69,96	127,40	17,20	151,34	-----
3	X	7,00	0,50	0,12	1,50	6,00	0,00	42,000	0,00	14,881	-----	0
4	X	5,90	0,59	0,21	1,78	5,45	7,90	32,155	46,61	12,162	-----	96,07
5	X	3,50	1,00	1,00	3,00	7,55	19,80	26,425	69,30	6,046	-----	119,7

Fuente: elaboración propia.

- Resultados parciales para el análisis simplista del primer nivel del módulo uno

A continuación se presentan los resultados parciales que da el análisis simplista en el primer nivel del módulo uno, con estos datos se procede a calcular: el centro de masa de los muros, centro de rigidez de muros y el centro de masa de entrepiso.

Primer Nivel

L = 55,35 m	Rx = 32,42	L*X = 351,76	R*X = 145,18
Lx = 32,00 m	Ry = 22,31	L*Y = 495,11	R*Y = 240,18
Ly = 23,35 m			

Centro de masas de muros:

$$X = \frac{L*X}{L} = \frac{351,77}{55,35} = 6,35$$

$$Y = \frac{L*Y}{L} = \frac{495,11}{55,35} = 8,95$$

Centro de rigidez de muros:

$$X_{cr} = \frac{R*X}{Ry} = \frac{145,17}{22,31} = 6,51$$

$$Y_{cr} = \frac{R*Y}{Rx} = \frac{240,18}{32,42} = 7,41$$

Centro de masas de entrepiso:

$$Y = \frac{\text{Long. en Y}}{2} = \frac{20,00}{2} = 10,00$$

$$X = \frac{\text{Long. en X}}{2} = \frac{9,50}{2} = 4,75$$

- Resultados parciales para el análisis simplista del segundo nivel del módulo uno

A continuación se presentan los resultados parciales que el análisis simplista en el segundo nivel del módulo uno, con estos datos se procede a calcular: centro masa de muros, centro rigidez de muros y centro masa techo.

Segundo nivel

L = 29,75 m	Rx = 33,09	L*X = 184,04	R*X = 178,62
Lx = 16,40 m	Ry = 28,11	L*Y = 322,96	R*Y = 215,78
Ly = 13,35 m			

Centro de masas de muros:

$$X = \frac{L*X}{L} = \frac{184,04}{29,75} = 6,18$$

$$Y = \frac{L*Y}{L} = \frac{322,96}{29,75} = 10,85$$

Centro de rigidez de muros:

$$X_{cr} = \frac{R*X}{Ry} = \frac{178,62}{28,11} = 6,35$$

$$Y_{cr} = \frac{R*Y}{Rx} = \frac{215,78}{33,089} = 6,52$$

Centro de masas de techo:

$$Y = \frac{\text{Long. en Y}}{2} = \frac{20,00}{2} = 10,00$$

$$X = \frac{\text{Long. en X}}{2} = \frac{9,50}{2} = 4,75$$

- Cálculo de centro de masa combinado (losa + muros) de edificio educativo para el módulo uno
 - $W_{\text{losa techo}} = \text{C.M.} * \text{Á}_{\text{losa}} = 358 \text{ kg/m}^2 * 190 \text{ m}^2 = 68\,020,00 \text{ Kg}$
 - $W_{\text{losa entrepiso}} = \text{C.M.} * \text{Á}_{\text{losa}} = 413 \text{ kg/m}^2 * 190 \text{ m}^2 = 78\,470,00 \text{ Kg}$
 - $W_{\text{m1N}} = \text{C.M.} * \text{Perímetro} * \text{Altura} = 340 \text{ kg/m}^2 * 55,35 \text{ m} * 3,50 \text{ m} = 65\,866,5 \text{ kg}$
 - $W_{\text{m2N}} = \text{C.M.} * \text{Perímetro} * \text{Altura} = 340 \text{ kg/m}^2 * 29,75 \text{ m} * 3,50 \text{ m} = 35\,402,5 \text{ kg}$

$$X_{\text{entrepiso}} = \frac{(W_{\text{muros}} * \text{C.M.} * x_{\text{muros}}) + (W_{\text{losa entrepiso}} * \text{C.M.} * x_{\text{entrepiso}})}{W_{\text{muros}} + W_{\text{losa entrepiso}}}$$

$$X_{\text{entrepiso}} = \frac{(65\,866,50 * 6,35) + (78\,470,00 * 4,75)}{65\,866,50 + 78\,470,00}$$

$$X_{\text{entrepiso}} = 5,48 \text{ m}$$

$$Y_{\text{entrepiso}} = \frac{(W_{\text{muros}} * \text{C.M.} * y_{\text{muros}}) + (W_{\text{losa entrepiso}} * \text{C.M.} * y_{\text{entrepiso}})}{W_{\text{muros}} + W_{\text{losa entrepiso}}}$$

$$Y_{\text{entrepiso}} = \frac{(65\,866,50 * 8,95) + (78\,470,00 * 10,00)}{65\,866,50 + 78\,470,00}$$

$$Y_{\text{entrepiso}} = 9,52 \text{ m}$$

$$X_{\text{techo}} = \frac{(W_{\text{muros}} * C.M.x_{\text{muros}}) + (W_{\text{losa techo}} * C.M.x_{\text{techo}})}{W_{\text{muros}} + W_{\text{losa techo}}}$$

$$X_{\text{techo}} = \frac{(35\,402,50 * 6,18) + (68\,020,00 * 4,75)}{35\,402,50 + 68\,020,00}$$

$$X_{\text{techo}} = 5,24 \text{ m}$$

$$Y_{\text{techo}} = \frac{(W_{\text{muros}} * C.M.y_{\text{muros}}) + (W_{\text{losa techo}} * C.M.y_{\text{techo}})}{W_{\text{muros}} + W_{\text{losa techo}}}$$

$$Y_{\text{techo}} = \frac{(35\,402,50 * 10,86) + (68\,020,00 * 10,00)}{35\,402,50 + 68\,020,00}$$

$$Y_{\text{techo}} = 10,29 \text{ m}$$

- Cálculo de centro de rigidez y centro de masa del edificio, primer nivel del módulo dos

Para realizar el cálculo correspondiente a la rigidez en el primer nivel, se debe contar con algunos datos, los cuales son:

Datos:

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$F'_m = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 750 * F'_m = 52\,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m * t = 52\,500 * 20 = 1\,050\,000 \text{ kg/cm}$$

$$P = F_{x_{n-2}} = 156\,382,95 \text{ kg}$$

$$P/E_m * t = 0,148936 \text{ cm}$$

Tómese en cuenta que la carga P será la misma para ambas direcciones en el mismo nivel. La fórmula a utilizar para el cálculo de la rigidez es:

Figura 81. **Fórmula 5**

$$\Delta_f = \frac{P}{E * t} * [(h/d)^3 + 3(h/d)]$$

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Tabla XXXVI. **Cálculo centro de rigidez de edificio, primer nivel módulos**

PRIMER NIVEL - MÓDULO DOS												
Muro Núm.	Dirección Muro	Long. en (mt)	H/L H=3,50	(H/L)^3	3*(H/L)	Dist. X al Eje Y	Dist. Y al Eje X	L * X	L * Y	Rigidez	R * X	R * Y
1	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	0,00	6,00	0,00	42,00	4,13	0,000	-----
2	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	7,80	6,00	54,60	42,00	4,13	32,229	-----
3	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	15,60	6,00	109,20	42,00	4,13	64,457	-----
4	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	23,40	6,00	163,80	42,00	4,13	96,686	-----
5	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	31,20	6,00	218,40	42,00	4,13	128,914	-----
6	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	34,70	6,00	242,90	42,00	4,13	143,376	-----
7	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	37,40	6,00	261,80	42,00	4,13	154,532	-----
8	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	40,80	6,00	285,60	42,00	4,13	168,580	-----
9	X	2,55	1,37	2,586	4,12	32,42	2,50	82,68	6,37	1,002	-----	2,504

Continuación de la XXXVI.

10	X	1,70	2,06	8,727	6,17	36,75	2,50	62,47	4,25	0,451	-----	1,126
11	X	2,40	1,46	3,101	4,37	39,80	2,50	95,52	6,00	0,898	-----	2,245
12	X	3,80	0,92	0,781	2,76	33,05	9,30	125,59	35,34	1,894	-----	17,617
13	X	3,00	1,16	1,588	3,50	36,15	9,30	108,45	27,90	1,320	-----	12,273
14	X	3,65	0,96	0,882	2,88	39,17	9,30	142,99	33,94	1,786	-----	16,614

Fuente: elaboración propia.

Para realizar el cálculo correspondiente a la rigidez en el segundo nivel, se debe contar con algunos datos, los cuales son:

Datos:

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$F'_m = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 750 * F'_m = 52\,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m * t = 52\,500 * 20 = 1\,050\,000 \text{ kg/cm}$$

$$P = F_{x_{\text{techo}}} = 86\,948,95 \text{ kg}$$

$$P/E_m * t = 0,0828085 \text{ cm}$$

Tómese en cuenta que la carga P será la misma para ambas direcciones en el mismo nivel. La fórmula a utilizar para el cálculo de la rigidez es:

Figura 82. **Fórmula 6**

$$\Delta_f = \frac{P}{E * t} * [(h/d)^3 + 3(h/d)]$$

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Tabla XXXVII. **Cálculo del centro de rigidez del edificio, segundo nivel módulo dos**

SEGUNDO NIVEL - MÓDULO - 2												
Muro Núm.	Dirección Muro	Long. en mt	H/L H=3,5	(H/L)^3	3*(H/L)	Dist. X a Eje Y	Dist. Y a Eje X	L * X	L * Y	Rigidez	R * X	R * Y
1	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	0,00	6,00	0,00	42,00	7,43	0,00	-----
2	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	7,80	6,00	54,60	42,00	7,43	57,96	-----
3	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	15,60	6,00	109,20	42,00	7,43	115,93	-----
4	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	23,40	6,00	163,80	42,00	7,43	173,89	-----
5	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	31,20	6,00	218,40	42,00	7,43	231,86	-----
6	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	34,70	6,00	242,90	42,00	7,43	257,87	-----
7	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	37,40	6,00	261,80	42,00	7,43	277,93	-----
8	Y	7,00	0,50	0,12	1,50	40,80	6,00	285,60	42,00	7,43	303,20	-----
9	X	2,55	1,37	2,58	4,12	32,42	2,50	82,68	6,37	1,80	--	4,50
10	X	1,70	2,06	8,72	6,17	36,75	2,50	62,47	4,250	0,81	--	2,02
11	X	2,40	1,45	3,10	4,37	39,80	2,50	95,52	6,00	1,61	--	4,03
12	X	3,80	0,92	0,78	2,76	33,05	9,30	12559	35,34	3,40	--	31,68
13	X	3,00	1,16	1,59	3,50	36,15	9,30	108,45	27,90	2,37	--	22,07
14	X	3,65	0,96	0,88	2,87	39,17	9,30	142,99	33,94	3,21	--	29,88

Fuente: elaboración propia.

- Resultados parciales para el análisis simplista del primer nivel del módulo dos

A continuación se presentan los resultados parciales que da el análisis simplista en el primer nivel del módulo uno, con estos datos se procede a calcular: el centro de masa de los muros, centro de rigidez de muros y el centro de masa de entrepiso.

Primer nivel

$$L = 73,10 \text{ m} \quad R_x = 7,35 \quad L \cdot X = 1\,954,00 \quad R \cdot X = 788,77$$

$$L_x = 17,10 \text{ m} \quad R_y = 33,05 \quad L \cdot Y = 449,81 \quad R \cdot Y = 52,38$$

$$L_y = 56,00 \text{ m}$$

Centro de masas de muros:

$$X = \frac{L \cdot X}{L} = \frac{1\,954,00}{73,10} = 26,73$$

$$Y = \frac{L \cdot Y}{L} = \frac{449,81}{73,10} = 6,15$$

Centro de rigidez de muros:

$$X_{cr} = \frac{R \cdot X}{R_y} = \frac{788,77}{33,05} = 23,86$$

$$Y_{cr} = \frac{R \cdot Y}{R_x} = \frac{52,38}{7,35} = 7,12$$

Centro de masas de techo:

$$Y = \frac{\text{Long. en Y}}{2} = \frac{9,50}{2} = 4,75$$

$$X = \frac{\text{Long. en X}}{2} = \frac{41,00}{2} = 20,50$$

- Resultados parciales para el análisis simplista del segundo nivel del módulo dos

A continuación se presentan los resultados parciales del análisis simplista en el segundo nivel del módulo uno, con estos datos se procede a calcular: centro de masa de muros, centro rigidez de muros y centro de masa de techo.

Segundo nivel

L = 73,10 m	Rx = 13,22	L*X = 1 954,00	R*X = 1 418,65
Lx = 17,10 m	Ry = 59,45	L*Y = 449,81	R*Y = 94,21
Ly = 56,00 m			

Centro de masas de muros:

$$X = \frac{L*X}{L} = \frac{1\,954,00}{73,10} = 26,73$$

$$Y = \frac{L*Y}{L} = \frac{449,81}{73,10} = 6,15$$

Centro de rigidez de muros:

$$X_{cr} = \frac{R*X}{Ry} = \frac{1\,418,65}{59,45} = 23,86$$

$$Y_{cr} = \frac{R*Y}{Rx} = \frac{94,21}{13,22} = 7,12$$

Centro de masas de techo:

$$Y = \frac{\text{Long. en Y}}{2} = \frac{20,00}{2} = 4,75$$

$$X = \frac{\text{Long. en X}}{2} = \frac{9,50}{2} = 20,50$$

- Cálculo de centro de masa combinado (losa + muros) de edificio educativo para el módulo dos

- $W_{\text{losa techo}} = \text{C.M.} * \dot{A}_{\text{losa}} = 358 \text{ kg/m}^2 * 389,50 \text{ m}^2 = 139 441,00 \text{ Kg}$
- $W_{\text{losa entrepiso}} = \text{C.M.} * \dot{A}_{\text{losa}} = 413 \text{ kg/m}^2 * 389,50 \text{ m}^2 = 160 863,50 \text{ Kg}$
- $W_{m1N} = \text{C.M.} * \text{Perímetro} * \text{Altura} = 340 \text{ kg/m}^2 * 73,10 \text{ m} * 3,50 \text{ m} = 86 989,0 \text{ kg}$
- $W_{m2N} = \text{C.M.} * \text{Perímetro} * \text{Altura} = 340 \text{ kg/m}^2 * 73,10 \text{ m} * 3,50 \text{ m} = 86 989,0 \text{ kg}$

$$X_{\text{entrepiso}} = \frac{(W_{\text{muros}} * \text{C.M.} * x_{\text{muros}}) + (W_{\text{losa entrepiso}} * \text{C.M.} * x_{\text{entrepiso}})}{W_{\text{muros}} + W_{\text{losa entrepiso}}}$$

$$X_{\text{entrepiso}} = \frac{(86 989,00 * 26,73) + (160 863,50 * 20,50)}{86 989,00 + 160 863,50}$$

$$X_{\text{entrepiso}} = 22,68 \text{ m}$$

$$Y_{\text{entrepiso}} = \frac{(W_{\text{muros}} * \text{C.M.} * y_{\text{muros}}) + (W_{\text{losa entrepiso}} * \text{C.M.} * y_{\text{entrepiso}})}{W_{\text{muros}} + W_{\text{losa entrepiso}}}$$

$$Y_{\text{entrepiso}} = \frac{(86 989,00 * 6,15) + (160 863,50 * 4,75)}{86 989,00 + 160 863,50}$$

$$Y_{\text{entrepiso}} = 5,24 \text{ m}$$

$$X_{\text{techo}} = \frac{(W_{\text{muros}} * C.M.x_{\text{muros}}) + (W_{\text{losa techo}} * C.M.x_{\text{techo}})}{W_{\text{muros}} + W_{\text{losa techo}}}$$

$$X_{\text{techo}} = \frac{(86\,989,00 * 26,73) + (139\,441,00 * 20,50)}{86\,989,00 + 139\,441,00}$$

$$X_{\text{techo}} = 22,89 \text{ m}$$

$$Y_{\text{techo}} = \frac{(W_{\text{muros}} * C.M.y_{\text{muros}}) + (W_{\text{losa techo}} * C.M.y_{\text{techo}})}{W_{\text{muros}} + W_{\text{losa techo}}}$$

$$Y_{\text{techo}} = \frac{(86\,989,00 * 6,15) + (139\,441,00 * 4,75)}{86\,989,00 + 139\,441,00}$$

$$Y_{\text{techo}} = 5,29 \text{ m}$$

3.6.9. Excentricidades

La excentricidad de cada nivel será la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez. La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica recomienda que se incrementen los valores de excentricidad obtenidos en un 5 % debido a la torsión accidental ocasionada por la variación de las cargas reales o por la localización de estas en la vida útil de la estructura.

Las fórmulas a utilizar según el Agies NSE 2 010 son las siguientes:

$$e_x = e_x (\text{calculada}) + 0,05 L_y$$

$$e_y = e_y (\text{calculada}) + 0,05 L_x$$

- Cálculo de excentricidad con respecto al centro de rigidez para el modulo uno

Debido a que la magnitud y el lugar donde afectan ciertas cargas se desconoce, el tipo de materiales, la forma de construcción son factores que no permiten un análisis exacto, se requiere que el centro de masa de la escuela sea desplazado 5 % desde el centro de masa ya calculado.

Entrepiso

$$\begin{aligned}
 e'x &= |X_{cr} - X| & e_{min} &= 0,05 \cdot Ly \\
 e'x &= |6,51 - 5,48| & e_{min} &= 0,05 \cdot 20,00 \\
 e'x &= 1,03 & e_{min} &= 1,00 \\
 e &= 2,03 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e'y &= |Y_{cr} - Y| & e_{min} &= 0,05 \cdot Lx \\
 e'y &= |7,41 - 9,52| & e_{min} &= 0,05 \cdot 9,50 \\
 e'y &= 2,11 & e_{min} &= 0,475 \\
 e &= 2,59 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Techo

$$\begin{aligned}
 e'x &= |X_{cr} - X| & e_{min} &= 0,05 \cdot Ly \\
 e'x &= |6,35 - 5,24| & e_{min} &= 0,05 \cdot 20,00 \\
 e'x &= 1,11 & e_{min} &= 1,00 \\
 e &= 2,11 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e'y &= |Y_{cr} - Y| & e_{min} &= 0,05 \cdot Lx \\
 e'y &= |6,52 - 10,29| & e_{min} &= 0,05 \cdot 9,50 \\
 e'y &= 3,77 & e_{min} &= 0,475 \\
 e &= 4,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Cálculo de excentricidad con respecto al centro de rigidez para el módulo dos

Entrepiso

$$e'x = |X_{cr} - X|$$

$$e_{min} = 0,05 * L_y$$

$$e'x = |23,86 - 22,69|$$

$$e_{min} = 0,05 * 9,50$$

$$e'x = 1,17$$

$$e_{min} = 0,475$$

$$e = 1,65 \text{ m}$$

$$e'y = |Y_{cr} - Y|$$

$$e_{min} = 0,05 * L_x$$

$$e'y = |7,13 - 5,24|$$

$$e_{min} = 0,05 * 41,00$$

$$e'y = 1,89$$

$$e_{min} = 2,05$$

$$e = 3,94 \text{ m}$$

Techo

$$e'x = |X_{cr} - X|$$

$$e_{min} = 0,05 * L_y$$

$$e'x = |23,86 - 22,89|$$

$$e_{min} = 0,05 * 9,50$$

$$e'x = 0,97$$

$$e_{min} = 0,475$$

$$e = 1,45 \text{ m}$$

$$e'y = |Y_{cr} - Y|$$

$$e_{min} = 0,05 * L_x$$

$$e'y = |7,13 - 5,29|$$

$$e_{min} = 0,05 * 41,00$$

$$e'y = 1,84$$

$$e_{min} = 2,05$$

$$e = 3,89 \text{ m}$$

3.6.10. Diseño de mampostería

El diseño de mampostería se basa en el método de esfuerzos de trabajos, para que de este modo los elementos de mampostería puedan soportar las cargas reales que actúan, esto se hace con el propósito de que los esfuerzos unitarios en los materiales, no sobrepasen los límites proporcionales de cada uno de los materiales.

El método de esfuerzos de trabajo está basado en que los esfuerzos se encuentren en el rango elástico de los materiales y en los principios que se describen a continuación:

- Una sección plana antes de la flexión, permanece plana después de ella.
- Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones y estos a la vez son proporcionales a la distancia al eje neutro.
- El módulo de elasticidad es constante a través del miembro.
- La mampostería no actuará a tensión.
- La tensión actúa en el refuerzo en el centro de gravedad de las barras.
- Análisis simplista.

Para realizar el análisis simplista de una estructura forma con muros de mampostería confinada, se tomaran en cuenta las siguientes suposiciones:

- Los muros tienden a experimentar ladeo paralelo al plano que contiene el muro, en el sentido contrario no se considera.
- Los muros en general se comportan como miembros verticales sujeto a fuerzas horizontales concentradas en los niveles de piso.

- Para la distribución de la fuerza lateral a cada muro se deben considerar únicamente los muros paralelos a la dirección en que esta actúa, presentándose dos efectos sobre ellos, los cuales son: uno de traslación en la misma dirección y otro de rotación respecto al centro de rigidez cuando no coincide con el centro de masa.
- Procedimiento de análisis

El primer paso del análisis será la determinación de cargas que afectan a la estructura, después se procederá a calcular la rigidez de los muros que están únicamente en la dirección del sismo, utilizando para ello las ecuaciones de muros en voladizo o empotrados. En este caso se calcularán únicamente muros empotrados, debido a la forma estructural considerada (2 niveles con losa final de concreto).

En todo diseño de estructuras es recomendable la simetría en geometría y rigidez de las mismas, con el fin de hacer mínimos los efectos de torsión. Los pasos para realizar el análisis son los siguientes:

- Cálculo de centro de masa y del centro de rigidez de la estructura
- Análisis de sismo
- Cálculo de momentos de volteo
- Distribución de cargas y momentos en muros
- Distribución de cargas y momentos en los muros

Para distribuir todas las fuerzas y los momentos en cada uno de los muros será necesaria la utilización de las siguientes fórmulas:

Las fuerzas de corte se distribuirán de acuerdo a las rigideces relativas de los muros:

Figura 83. **Fórmula 7**

$$F_v = \frac{R}{\sum R} * 2V$$

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Los muros de mampostería reforzada, que deberán resistir fuerzas horizontales de sismo, se diseñarán para resistir dos veces la fuerza de corte que actúa sobre ellas.

$$2V = \text{corte}$$

- Fuerzas torsionales

Las fuerzas de corte debidas al momento torsionante sobre el edificio se obtendrán por medio de la siguiente fórmula:

Figura 84. **Fórmula 8**

$$F_T = \frac{R_d}{\sum R_d^2} * M_T$$

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Donde:

$$M_T = e * V$$

- Distribución de momentos de volteo: los momentos de volteo se distribuirán de acuerdo a la fórmula siguiente:

Figura 85. **Fórmula 9**

$$M_{\text{volteo}} = \frac{R}{\sum R} * M_V$$

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Distribución de cargas y momentos en los muros

A continuación se presentan una serie de tablas en las que se presentan los resultados finales del análisis de mampostería, se muestran los resultados de las fuerzas y momentos en los cuales estarán afectados los muros.

Tabla XXXVIII.

Resultados del análisis de mampostería, del primer nivel x - x del módulo uno

RESULTADO DE ANALISIS DE MAMPOSTERIA, MODULO - 1, PRIMER NIVEL SENTIDO X - X																
V (Kg)	Mt =e ^y v	2 ^v y	Muro No.	Rigidez	Dist. Y al Eje X	dy = Ycr	dy ²	R ² dy	R ² dy ²	Fv (Kg)	Ft (Kg)	H = 3,50	F =Fv+FT (Kg)	Mv(T ^m)	Mt(T ^m)	Mdis = Mv+Mt (T ^m)
8 2073,4	212 254,54	164 146,80	7	7,87	0,00	7,41	54,87	58,32	431,99	39 855,55	10 854,61	3,50	50 710,16	130,23	37,99	168,22
8 2073,4	212 254,54	164 146,80	8	3,13	4,20	3,21	10,29	10,04	32,20	15 844,37	1 868,49	3,50	17 712,86	51,77	6,54	58,31
8 2073,4	212 254,54	164 146,80	9	1,58	4,20	3,21	10,29	5,07	16,27	8 006,49	944,19	3,50	8 950,68	26,16	3,30	29,47
8 2073,4	212 254,54	164 146,80	10	2,86	6,05	1,36	1,84	3,88	5,26	14 457,35	721,56	3,50	15 178,91	47,24	2,53	49,77
8 2073,4	212 254,54	164 146,80	11	6,43	7,90	0,49	0,24	3,17	1,56	32 571,20	589,85	3,50	33 161,04	106,43	2,06	108,49
8 2073,4	212 254,54	164 146,80	12	7,35	12,10	4,69	22,02	34,50	161,90	37 220,53	6 421,67	3,50	43 642,20	121,62	22,48	144,10
8 2073,4	212 254,54	164 146,80	13	3,20	19,80	12,39	153,58	39,64	491,19	16 191,32	7 377,33	3,50	23 568,65	52,91	25,82	78,73
				32,42					1140,37				50 710,16			168,22

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIX. Resultados del análisis de mampostería, del primer nivel y – y del módulo uno

RESULTADO DE ANALISIS DE MAMPOSTERIA, MODULO - 1, PRIMER NIVEL SENTIDO Y - Y																
V (Kg)	Mt = ex ¹ V	2 ¹ Vx	Muro No.	Rigidez	Dist. X al Eje Y	dx = X _{cr}	dx ²	R ¹ dx	R ¹ dx ²	Fv (Kg)	Ft (Kg)	H = 3,50	F = Fv+Ft (Kg)	MV(T ^m)	Mt(T ^m)	Mdis = Mv+Mt (T ^m)
82073,40	166039,42	164146,80	1	5,77	2,50	4,00	16,05	23,12	92,60	42 452,35	24 704,99	3,50	67 157,34	138,72	86,47	225,18
82073,40	166039,42	164146,80	2	2,78	5,85	0,66	0,43	1,83	1,20	20 503,64	1 953,01	3,50	22 456,65	67,00	6,84	73,83
82073,40	166039,42	164146,80	3	2,24	5,85	0,66	0,43	1,47	0,96	16 500,66	1 571,72	3,50	18 072,39	53,92	5,50	59,42
82073,40	166039,42	164146,80	4	1,33	8,80	2,29	5,26	3,05	6,99	9 772,48	3 257,46	3,50	13 029,93	31,93	11,40	43,33
82073,40	166039,42	164146,80	5	1,08	8,80	2,29	5,26	2,49	5,72	7 990,45	2 663,45	3,50	10 653,90	26,11	9,32	35,43
82073,40	166039,42	164146,80	6	9,10	8,80	2,29	5,26	20,88	47,90	66 927,22	22 308,82	3,50	89 236,04	218,69	78,08	296,77
				22,32					155,37				89 236,04			296,77

Fuente: elaboración propia.

Tabla XL. Resultados del análisis de mampostería, del segundo nivel x – x del módulo uno

RESULTADO DE ANALISIS DE MAMPOSTERIA, MODULO - 1, SEGUNDO NIVEL SENTIDO X - X																
V (Kg)	Mt =ej*V	2°Vy	Muro No.	Rigidez	Dist. Y al Eje X	dy = Ycr	dy2	R² dy	R² dy2	Fv (Kg)	Ft (Kg)	H = 3,50	F = Fv+ Ft (Kg)	Mv (T°m)	Mt (T°m)	Mdis = Mv+Mt (T°m)
43419,96	184390,83	86839,92	3	14,88	0,00	6,52	42,53	97,05	632,86	39 055,84	10 391,79	3,50	49 447,63	70,69	36,37	107,06
43419,96	184390,83	86839,92	4	12,16	7,90	1,38	1,90	16,77	23,12	31 917,65	1 795,52	3,50	33 713,17	57,77	6,28	64,06
43419,96	184390,83	86839,92	5	6,05	19,80	13,28	176,33	80,28	1 065,99	15 866,43	8 596,27	3,50	24 462,71	28,72	30,09	58,81
				33,09					1 721,97				49 447,63			107,06

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLI. Resultados del análisis de mampostería, de segundo nivel y - y del módulo uno

RESULTADO DE ANALISIS DE MAMPOSTERIA, MODULO -1, SEGUNDO NIVEL SENTIDO Y - Y																
V (Kg)	Mt =e ^x V	2 ^o Vx	Muro No.	Rigidez	Dist. X al Eje Y	dx = Xcr	dx2	R* dx	R* dx2	Fv (Kg)	Ft (Kg)	H =3,50	F =Fv+Ft (Kg)	Mv(T ^o m)	Mt(T ^o m)	Mdis = Mv+Mt (T-m)
43419,96	91755,73	86839,92	1	10,91	2,50	3,85	14,86	42,05	162,11	33704,27	14564,40	3,50	48268,67	61,00	50,98	111,98
43419,96	91755,73	86839,92	2	17,20	8,80	2,44	5,98	42,05	102,83	53135,65	14564,40	3,50	67700,05	96,18	50,98	147,15
				28,11					264,93				67700,05			147,15

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLII. Resultados del análisis de mampostería, del primer nivel x - x del módulo dos

RESULTADO DE ANALISIS DE MAMPOSTERIA, MODULO - 2, PRIMER NIVEL SENTIDO X - X																
V (Kg)	Mt = e ³ V	2 ³ Vy	Muro No.	Rigidez	Dist. Y al Eje X	dy = Y - Ycr	dy2	R* dy	R* dy2	Fv (Kg)	Ft (Kg)	H = 3,50	F = FV+FT (Kg)	Mv (T ^m)	Mt (T ^m)	Mdis = Mv+Mt (T-m)
156382,95	615100,82	312765,90	9	1,00	2,50	4,63	21,40	4,63	21,43	42619,06	-38551,21	3,50	4067,94	141,34	-134,93	6,41
156382,95	615100,82	312765,90	10	0,45	2,50	4,63	21,40	2,08	9,64	19169,67	-17339,99	3,50	1829,68	63,57	-60,69	2,88
156382,95	615100,82	312765,90	11	0,90	2,50	4,63	21,40	4,15	19,22	38212,01	-34564,80	3,50	3647,21	126,72	-120,98	5,75
156382,95	615100,82	312765,90	12	1,89	9,30	2,17	4,73	4,12	8,95	80600,92	-34267,06	3,50	46333,86	267,30	-119,93	147,37
156382,95	615100,82	312765,90	13	1,32	9,30	2,17	4,73	2,87	6,24	56150,51	-23872,10	3,50	32278,41	186,22	-83,55	102,66
156382,95	615100,82	312765,90	14	1,79	9,30	2,17	4,73	3,88	8,44	76013,74	-32316,85	3,50	43696,89	252,09	-113,11	138,98
				7,35					73,93				46333,86			147,37

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIII. Resultados de análisis de mampostería, primer nivel y - y módulo dos

RESULTADO DE ANALISIS DE MAMPOSTERIA, MODULO - 2, PRIMER NIVEL SENTIDO Y - Y																
V (Kg)	Mt = exV	2 ^{av} x	Muro No.	Rigidez	Dist. X al Eje Y	dx = X _{cr}	dx2	R* dx	R* dx2	Fv (Kg)	Ft (Kg)	H = 3,50	F = Fv/Ft (Kg)	Mv (T ^m)	Mt (T ^m)	Mdis = Mv+Mt (T ^m)
156382,95	258147,28	312765,90	1	4,13	0,00	23,86	569,42	98,60	2352,76	39095,74	4006,95	3,50	43102,69	129,66	14,02	143,68
156382,95	258147,28	312765,90	2	4,13	7,80	16,06	258,00	66,37	1066,04	39095,74	2697,19	3,50	41792,92	129,66	9,44	139,10
156382,95	258147,28	312765,90	3	4,13	15,60	8,26	68,27	34,14	282,08	39095,74	1387,42	3,50	40483,16	129,66	4,86	134,51
156382,95	258147,28	312765,90	4	4,13	23,40	0,46	0,21	1,91	0,88	39095,74	77,66	3,50	39173,40	129,66	0,27	129,93
156382,95	258147,28	312765,90	5	4,13	31,20	7,34	53,84	30,32	222,46	39095,74	1232,10	3,50	40327,84	129,66	4,31	133,97
156382,95	258147,28	312765,90	6	4,13	34,70	10,84	117,45	44,78	485,29	39095,74	1819,81	3,50	40915,55	129,66	6,37	136,02
156382,95	258147,28	312765,90	7	4,13	37,40	13,54	183,26	55,94	757,22	39095,74	2273,19	3,50	41368,93	129,66	7,96	137,61
156382,95	258147,28	312765,90	8	4,13	40,80	16,94	286,88	69,98	1185,35	39095,74	2844,12	3,50	41939,85	129,66	9,95	139,61
				33,05					6362,08				43102,69			143,68

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIV. Resultados del análisis de mampostería, segundo nivel x - x módulo dos

RESULTADO DE ANALISIS DE MAMPOSTERIA, MODULO - 2, SEGUNDO NIVEL SENTIDO X - X																
V (Kg)	Mt=ey ^v	2 ^v vy	Muro No.	Rigidez	Dist. Y al Eje X	dy = Y _{cr}	dy2	R [*] dy	R [*] dy2	Fv (Kg)	Ft (Kg)	H = 3,50	F = Fv+FT (Kg)	Mv(T ^m)	Mt(T ^m)	Mdis = (Mv+Mt) (T-m)
86948,96	337944,49	173897,91	9	1,80	2,50	4,63	21,40	8,33	38,55	23896,20	21180,54	3,50	44876,75	42,89	74,13	117,02
86948,96	337944,49	173897,91	10	0,81	2,50	4,63	21,40	3,75	17,34	10658,34	9526,82	3,50	20185,16	19,29	33,34	52,64
86948,96	337944,49	173897,91	11	1,62	2,50	4,63	21,40	7,47	34,56	21245,89	18990,36	3,50	40236,24	38,46	66,47	104,92
86948,96	337944,49	173897,91	12	3,41	9,30	2,17	4,73	7,41	16,10	44814,13	18826,77	3,50	63840,90	81,11	-65,89	15,22
86948,96	337944,49	173897,91	13	2,37	9,30	2,17	4,73	5,16	11,22	31219,70	13115,64	3,50	44335,34	56,51	-45,90	10,60
86948,96	337944,49	173897,91	14	3,21	9,30	2,17	4,73	6,99	15,19	42263,66	17755,30	3,50	60018,96	76,50	-62,14	14,35
				13,22					132,96				63640,90			117,02

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLV. Resultados del análisis de mampostería, del segundo nivel y - y del módulo dos

RESULTADO DE ANALISIS DE MAMPOSTERIA, MODULO - 2, SEGUNDO NIVEL SENTIDO Y - Y																
V (Kg)	Mt =ex*V	2 ⁿ Vx	Muro No.	Rigidez	Dist. X al Eje Y	dx = X-Xcr	dx2	R ² dx	R ² dx2	Fv (Kg)	Ft (Kg)	H =3,50	F = Fv+Ft (Kg)	Mv(T ² m)	Mt(T ² m)	Mdis = (Mv+Mt) (T ² m)
86948,96	125541,15	173897,91	1	7,43	0,00	23,86	569,42	177,33	4231,59	21737,24	1948,64	3,50	23685,88	39,34	6,82	46,16
86948,96	125541,15	173897,91	2	7,43	7,80	16,06	258,00	119,37	1917,33	21737,24	1311,69	3,50	23048,92	39,34	4,59	43,94
86948,96	125541,15	173897,91	3	7,43	15,60	8,26	68,27	61,40	507,33	21737,24	674,73	3,50	22411,97	39,34	2,36	41,71
86948,96	125541,15	173897,91	4	7,43	23,40	0,46	0,21	3,44	1,59	21737,24	37,77	3,50	21775,01	39,34	0,13	39,48
86948,96	125541,15	173897,91	5	7,43	31,20	7,34	53,84	54,53	400,10	21737,24	599,19	3,50	22336,43	39,34	2,10	41,44
86948,96	125541,15	173897,91	6	7,43	34,70	10,84	117,45	80,54	872,83	21737,24	885,00	3,50	22622,24	39,34	3,10	42,44
86948,96	125541,15	173897,91	7	7,43	37,40	13,54	183,26	100,60	1361,91	21737,24	1105,49	3,50	22842,73	39,34	3,87	43,21
86948,96	125541,15	173897,91	8	7,43	40,80	16,94	286,88	125,87	2131,92	21737,24	1383,14	3,50	23120,38	39,34	4,84	44,19
				59,45					11424,60				23685,88			46,16

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVI. **Tabla resumen de fuerza y momento aplicado en cada muro del primer nivel del módulo uno**

PRIMER NIVEL MÓDULO UNO				
Muro Núm.	Fuerza(Ton)	Fuerza(Kg)	M(Ton*m)	M(Kg*m)
1	67,16	67 157,34	225,18	225 183,04
2	22,46	22 456,65	73,83	73 832,39
3	18,07	18 072,39	59,42	59 417,92
4	13,03	13 029,93	43,33	43 333,25
5	10,65	10 653,90	35,43	35 431,36
6	89,24	89 236,04	296,77	296 769,51
7	50,71	50 710,16	168,22	168 221,50
8	17,71	17 712,86	58,31	58 312,13
9	8,95	8 950,68	29,47	29 466,35
10	15,18	15 178,91	49,77	49 765,71
11	33,16	33 161,04	108,49	108 492,77
12	43,64	43 642,20	144,10	144 096,11
13	23,57	23 568,65	78,73	78 726,75

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVII. **Tabla resumen de fuerza y momento aplicado en cada muro de segundo nivel del módulo uno**

SEGUNDO NIVEL MÓDULO UNO				
Muro Núm.	Fuerza(Ton)	Fuerza(Kg)	M(Ton*m)	M(Kg*m)
1	48,27	48 268,67	111,98	111 980,14
2	67,70	67 700,05	147,15	147 150,93
3	49,45	49 447,63	107,06	107 062,34
4	33,71	33 713,17	64,06	64 055,26
5	24,46	24 462,71	58,81	58 805,20

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVIII. **Tabla resumen de fuerza y momento aplicado en cada muro de primer nivel del módulo dos**

PRIMER NIVEL MÓDULO DOS				
Muro Núm.	Fuerza(T)	Fuerza(Kg)	M(T*m)	M(Kg*m)
1	43,10	43 102,69	143,68	143 679,88
2	41,79	41 792,92	139,10	139 095,71
3	40,48	40 483,16	134,51	134 511,54
4	39,17	39 173,40	129,93	129 927,38
5	40,33	40 327,84	133,97	133 967,91
6	40,92	40 915,55	136,02	136 024,91
7	41,37	41 368,93	137,61	137 611,73
8	41,94	41 939,85	139,61	139 609,96
9	4,07	4 067,84	6,41	6 410,91
10	1,83	1 829,68	2,88	2 883,57
11	3,65	3 647,21	5,75	5 747,99
12	46,33	46 333,86	147,37	147 366,98
13	32,28	32 278,41	102,66	102 662,98
14	43,70	43 696,89	138,98	138 980,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIX. **Tabla resumen de fuerza y momento aplicado en cada muro de segundo nivel del módulo dos**

SEGUNDO NIVEL MÓDULO DOS				
Muro Núm.	Fuerza(T)	Fuerza(Kg)	M(T*m)	M(Kg*m)
1	23,69	23 685,88	46,16	46 164,66
2	23,05	23 048,92	43,94	43 935,30
3	22,41	22 411,97	41,71	41 705,95
4	21,78	21 775,01	39,48	39 476,59
5	22,34	22 336,43	41,44	41 441,57

Continuación de la tabla XLIX.

6	22,62	22 622,24	42,44	42 441,92
7	22,84	22 842,73	43,21	43 213,62
8	23,12	23 120,38	44,19	44 185,39
9	44,88	44 876,75	117,02	117 022,03
10	20,19	20 185,16	52,64	52 635,47
11	40,24	40 236,24	104,92	104 921,30
12	63,64	63 640,90	15,22	15 219,86
13	44,34	44 335,34	10,60	10 602,89
14	60,02	60 018,96	14,35	14 353,67

Fuente: elaboración propia.

3.6.11. Cálculo de acero vertical y horizontal

- Esfuerzos admisibles

A continuación se hará el cálculo de los esfuerzos admisibles de los muros de mampostería, estos esfuerzos servirán para compararlos con los esfuerzos actuantes en cada muro y así poder realizar un diseño óptimo para el edificio.

- Cálculo del máximo esfuerzo axial permitido

Según el Agies este se define como el esfuerzo axial en los muros de mampostería con refuerzo interior, en kilogramos por centímetro cuadrado, el cual no deberá exceder al valor calculado con la siguiente fórmula:

Figura 86. **Fórmula 10**

$$F_a = 0,20 * f'm * \left[\frac{h}{40t} \right]^3$$

Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Se hará el diseño del muro crítico para cada módulo, se calcularán los esfuerzos admisibles y los esfuerzos actuantes, estos son los valores que servirán para calcular los valores del área de acero necesaria para soportar los efectos de las cargas.

Datos:

$$f'm = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2,1E6 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 20 \text{ cms}$$

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

Nota: se supone una mala supervisión, por ello es que se usará un factor de seguridad $F_s = 2 = 0,50$.

$$F_a = 0,5 * 0,20 * 70 \text{ kg/cm}^2 \left[1 - \left(\frac{350}{40*20} \right) \right] = 6,41 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo del esfuerzo flexionante máximo permitido para mampostería

Según el Agies este se define como el esfuerzo de compresión producido por la flexión, en kilogramos por centímetro cuadrado, el cual no deberá exceder al valor obtenido con:

$$F_b = 0,33 * f'm$$
$$F_b = 0,5 * 0,33 * 70\text{kg/cm}^2$$
$$F_b = 11,55 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo del esfuerzo de corte

El esfuerzo de corte en muros producido por fuerzas laterales, en kilogramos por centímetro cuadrado, no deberá de exceder al valor calculado de acuerdo con:

$$F_v = 0,30 * \sqrt{(f'm)}$$
$$F_v = 0,30 * \sqrt{(70 \text{ kg/cm}^2)}$$
$$F_v = 1,26 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo del esfuerzo de tensión

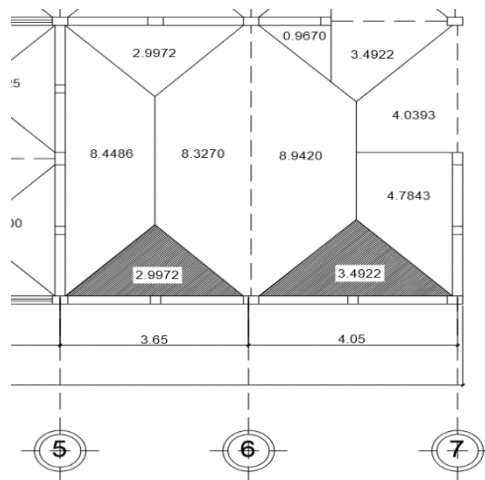
El esfuerzo de tensión en las barras de acero de refuerzo, en kilogramos por centímetro cuadrado, no deberá exceder al valor indicado en:

$$F_s = 0,40 * f_y$$
$$F_s = 0,40 * 2810 \text{ kg/cm}^2$$
$$F_s = 1124 \text{ kg/cm}^2$$

- Diseño de los muros críticos

Los muros críticos son los que están más alejados de los ejes, en este caso son los muros "6" y "7", teniendo ya los esfuerzos admisibles para mampostería, se procede a realizar el cálculo de los esfuerzos actuantes, con los datos que el análisis simplista dio como resultado.

Figura 87. Área tributaria de muro 6



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Datos de muro crítico del módulo uno sentido y

Donde:

$$F = 89\,236,04 \text{ Kg}$$

$$M = 296\,769,50 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$L = 7,95 \text{ m}$$

$$H = 3,50 \text{ metros}$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = 6,49 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{techo}} = 358 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{piso}} = 413 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{map}} = 340 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{\text{aulas}} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{\text{techo}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{\text{pasillo}} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = \frac{(W_{\text{techo}} * A_t) + (W_{\text{piso}} * A_t)}{L} + (W_{\text{map}} * 2 * \text{Altura})$$

$$CM = \frac{(358 \text{ kg/m}^2 * 6,49 \text{ m}^2) + (413 \text{ kg/m}^2 * 6,49 \text{ m}^2)}{7,95} + (340 \text{ kg/m}^2 * 2 * 3,50)$$

$$CM = 3\,009,41 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(CV_{\text{aulas}} * A_t) + (CV_{\text{techo}} * A_t)}{L}$$

$$CV = \frac{(200 \text{ kg/m}^2 * 6,49 \text{ m}^2) + (100 \text{ kg/m}^2 * 6,49 \text{ m}^2)}{7,95}$$

$$CV = 244,90 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de carga última

$$C. U. = 1,4 CM + 1,7 CV$$

$$C. U. = (1,4 * 3\,009,41 \text{ kg/m}) + (1,7 * 244,90 \text{ kg/m})$$

$$C. U. = 4\,213,17 \text{ kg/m} + 416,33 \text{ kg/m}$$

$$C. U. = 4\,629,50 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de esfuerzos actuantes

- Cálculo de esfuerzo axial actuante (f_a)

$$f_a = \frac{W_u * L}{b * t}$$

$$f_a = \frac{4\,629,50 \text{ kg/m} * 7,95 \text{ m}}{795 * 20}$$

$$f_a = 2,31 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo de corte unitario (f_v) y esfuerzo flexionante (f_b)

$$f_v = \frac{F}{t * L}$$

$$f_v = \frac{89\,236,04}{20 * 795}$$

$$f_v = 5,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{6 * My * 100}{t * L^2}$$

$$f_b = \frac{6 * 296\,769,50 * 100}{20 * 795^2}$$

$$f_b = 14,09 \text{ kg/cm}^2$$

- Valores calculados con anterioridad:

$$F_a = 6,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 11,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 1,26 \text{ kg/cm}^2$$

- Corrección de esfuerzo flexionante

$$f_b = 1,33 - \left(\frac{f_a}{F_a} \right) * F_b$$

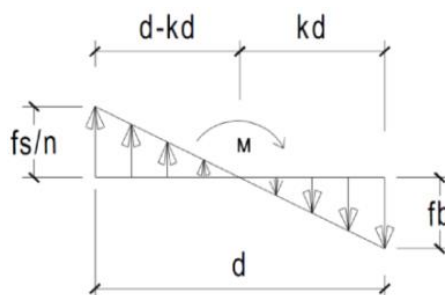
$$f_b = 1,33 - \left(\frac{2,31}{6,41} \right) * (11,55)$$

$$f_b = 11,20 \text{ kg/cm}^2$$

- Relación modular

$$n = \left(\frac{E_s}{E_m} \right) = \left(\frac{2,1 \text{ E}6}{750*70} \right) = 40$$

Figura 88. **Relación modular muro 6**



Fuente: elaboración propia. con programa AutoCAD.

$$\left(\frac{F_s/n}{d - kd} \right) = \left(\frac{fb}{kd} \right)$$

$$\left(\frac{28,10}{7,95 - 7,95k} \right) = \left(\frac{11,20}{7,95k} \right)$$

$$(28,10) * (7,95k) = (11,20) * (7,95 - 7,95k)$$

$$223,40k = 89,04 - 89,04k$$

$$223,40k + 89,04k = 89,04$$

$$312,44k = 89,04$$

$$K = 89,04/312,44$$

$$K = 0,285$$

$$J = 1 - (k/3)$$

$$J = 1 - (0,285/3)$$

$$J = 0,905$$

Tomando $d = 7,95 - 0,10 = 7,85 \text{ m} = 785 \text{ cm}$

- Determinación de acero mínimo

$$A_{s \text{ mínimo en columnas}} = 0,0007 * b * h$$

$$A_{s \text{ mínimo en soleras}} = 0,015 * b * h$$

- Determinación de acero requerido

$$A_{s \text{ req}} = \left(\frac{M}{f_s * j * d} \right) = \left(\frac{296 \ 769,50 * 100}{1 \ 124 * 0,905 * 785} \right) = \left(\frac{29 \ 676 \ 950}{798 \ 517,70} \right)$$

$$A_{s \text{ req}} = 37,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0,0007 * b * h = 0,0007 * 20 * 795$$

$$A_{s_{\min}} = 11,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} > A_{s_{\min}}$$

Utilizar el $A_{s_{\text{req}}}$ y se procede a colocar 3 columnas tipo A y 2 columnas tipo B distribuidas a lo largo de dicho muro.

- Diseño a corte

$$A_v = \frac{S_b * f_v}{f_s} = \frac{S * 20 * 5,61}{1124}$$

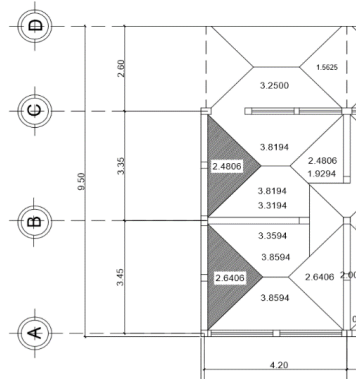
$$A_v = \frac{S * 112,20}{1124}$$

$$A_v = 0,100 * S$$

Si se colocan tres soleras a una distancia de 1,20 metros

$$A_v = 0,100 * 120 = 12,00 \text{ cm}^2$$

Figura 89. **Área tributaria de muro 7**



Fuente: elaboración propia.

- Datos de muro crítico del módulo uno sentido x

Donde:

$$F = 50\,710,16 \text{ Kg}$$

$$M = 168\,221,50 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$L = 7,00 \text{ m}$$

$$H = 3,50 \text{ metros}$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = 5,12 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{techo}} = 358 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{piso}} = 413 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{map}} = 340 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{\text{aulas}} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{\text{techo}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{\text{pasillo}} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = \frac{(W_{\text{techo}} * A_t) + (W_{\text{piso}} * A_t)}{L} + (W_{\text{map}} * 2 * \text{Altura})$$

$$CM = \frac{(358 \text{ kg/m}^2 * 5,12 \text{ m}^2) + (413 \text{ kg/m}^2 * 5,12 \text{ m}^2)}{7,00} + (340 \text{ kg/m}^2 * 2 * 3,50)$$

$$CM = 2\,943,93 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(CV_{\text{aulas}} * A_t) + (CV_{\text{techo}} * A_t)}{L}$$

$$CV = \frac{(200 \text{ kg/m}^2 * 5,12 \text{ m}^2) + (100 \text{ kg/m}^2 * 5,12 \text{ m}^2)}{7,00}$$

$$CV = 219,43 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de carga última

$$C. U. = 1,4 CM + 1,7 CV$$

$$C. U. = (1,4 * 2\,943,93 \text{ kg/m}) + (1,7 * 219,43 \text{ kg/m})$$

$$C. U. = 4\,121,50 \text{ kg/m} + 373,03 \text{ kg/m}$$

$$C. U. = 4\,494,53 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de esfuerzos actuantes

- Cálculo de esfuerzo axial actuante (fa)

$$fa = \frac{W_u * L}{b * t}$$

$$fa = \frac{4\,494,53 \text{ kg/m} * 7,00 \text{ m}}{700 * 20}$$

$$f_a = 2,25 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo de corte unitario (f_v) y esfuerzo flexionante (f_b)

$$f_v = \frac{F}{t * L}$$

$$f_v = \frac{50\,710,16}{20 * 700}$$

$$f_v = 3,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M_c}{I} = \frac{6 * M_y * 100}{t * L^2}$$

$$f_b = \frac{6 * 168\,221,50 * 100}{20 * 700^2}$$

$$f_b = 10,30 \text{ kg/cm}^2$$

Valores calculados con anterioridad:

$$F_a = 6,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 11,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 1,26 \text{ kg/cm}^2$$

Corrección de esfuerzo flexionante

$$f_b = 1,33 - \left(\frac{f_a}{F_a} \right) * F_b$$

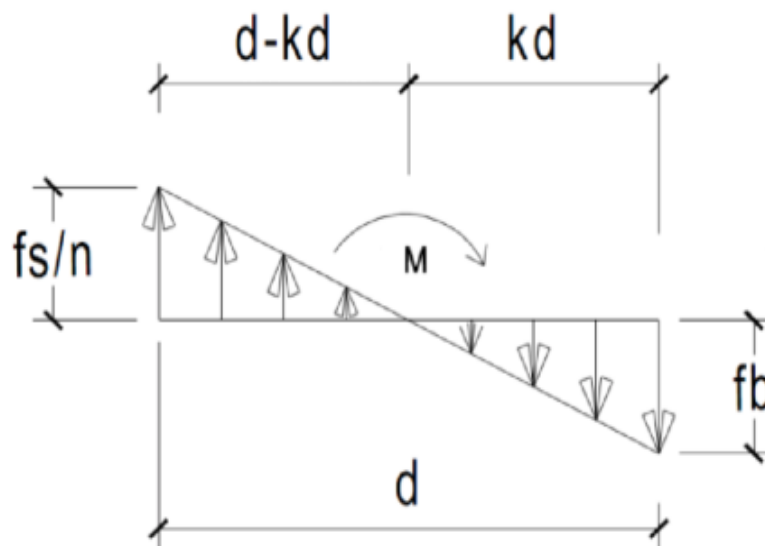
$$f_b = 1,33 - \left(\frac{2,25}{6,41}\right) * (11,55)$$

$$f_b = 11,30 \text{ kg/cm}^2$$

- Relación modular

$$n = \left(\frac{E_s}{E_m}\right) = \left(\frac{2,1 \text{ E6}}{750*70}\right) = 40$$

Tabla L. Relación modular muro 7



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$\left(\frac{F_s/n}{d - kd}\right) = \left(\frac{f_b}{kd}\right)$$

$$\left(\frac{28,10}{7,00 - 7,00k}\right) = \left(\frac{11,30}{7,00k}\right)$$

$$(28,10) * (7,00k) = (11,30) * (7,00 - 7,00k)$$

$$196,70k = 79,10 - 79,10k$$

$$196,70k + 79,10k = 79,10$$

$$275,80k = 79,10$$

$$K = 79,10/275,80$$

$$K = 0,287$$

$$J = 1 - (k/3)$$

$$J = 1 - (0,287/3)$$

$$J = 0,904$$

Tomando $d = 7,00 - 0,10 = 6,90 \text{ m} = 690 \text{ cm}$

- Determinación de acero mínimo
 - As mínimo en columnas = $0,0007 * b * h$
 - As mínimo en soleras = $0,015 * b * h$

- Determinación de acero requerido

$$A_{s_{req}} = \left(\frac{M}{f_s * j * d} \right) = \left(\frac{168\ 221,50 * 100}{1\ 124 * 0,904 * 690} \right) = \left(\frac{16\ 822\ 150}{701\ 106,24} \right)$$

$$A_{s_{req}} = 24,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0,0007 * b * h = 0,0007 * 20 * 700$$

$$A_{s_{min}} = 9,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} > A_{s_{min}}$$

Utilizar el $A_{s_{req}}$ y se procede a colocar 3 columnas tipo A y 2 columnas tipo B distribuidas a lo largo de dicho muro.

- Diseño a corte

$$A_v = \frac{S_b * f_v}{f_s} = \frac{S * 20 * 3,62}{1\ 124}$$

$$A_v = 0,0644 * S$$

Si se colocan tres soleras a una distancia de 1,20 metros

$$A_v = 0,0644 * 120 = 7,73 \text{ cm}^2$$

Tabla LI. **Tipos de columnas y soleras a utilizar en estructura**

TIPOS DE COLUMNAS			
Tipo	Dimensiones	Especificaciones	As Total
A	0,30 X 0,20	4 # 6 + 2 # 4 + Est. # 3 @ 0,20 m	13,94 cm ²
B	0,20 X 0,20	4 # 4 + Est. # 3 @ 0,20 m	5,08 cm ²
C	0,15 X 0,20	4 # 3 + Est. # 3 @ 0,20 m	2,84 cm ²

TIPOS DE SOLERAS			
Tipo de Solera	Dimensiones	Especificaciones	As Total
Humedad	0,20 X 0,20	4 # 4 + Est. # 3 @ 0,20	5,08 cm ²
Intermedia	0,20 X 0,20	4 # 4 + Est. # 3 @ 0,20	5,08 cm ²
Corona	0,20 X 0,35	4 # 4 + 2 # 3 + Est. # 3 @ 0,20	6,50 cm ²

Fuente: elaboración propia.

A continuación se presenta una tabla de resumen del acero requerido y de igual manera se incluye el área de acero mínimo para cada muro estructural.

Tabla LII. **Resumen de As necesario para primer nivel de módulo uno**

PRIMER NIVEL			
Muro	Longitud	As _{min} cm ²	As _{req} cm ²
1	5,40	7,56	41,43
2	3,20	4,48	23,12
3	2,80	3,92	21,53
4	2,10	2,94	21,39
5	1,90	2,66	19,43
6	7,95	11,13	37,16
7	7,00	9,80	24,00
8	3,45	4,83	17,02
9	2,30	3,22	13,02
10	3,25	4,55	15,24
11	5,90	8,26	18,12
12	6,60	9,24	22,00
13	3,50	4,90	22,64

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIII. **Resumen de As necesario para segundo nivel de módulo uno**

SEGUNDO NIVEL			
Muro	Longitud	As _{min} cm ²	As _{req} cm ²
1	5,400	7,56	37,1
2	7,950	11,13	25,4
3	7,000	9,8	24,95
4	5,900	8,26	18,27
5	3,500	4,9	24,1

Fuente: elaboración propia.

A continuación se presenta una tabla de resumen del acero requerido y de igual manera se incluye el área de acero mínimo para cada muro estructural, tanto para el primer nivel como para el segundo nivel del módulo dos.

El procedimiento que se realizó para el segundo módulo es el mismo que se utilizó en el primero ya que se tienen las mismas cargas y los mismos pesos, con la única diferencia que en el segundo es más amplio se utilizarán también las mismas dimensiones de columnas y soleras.

Tabla LIV. **Resumen de As necesario para primer nivel de módulo dos**

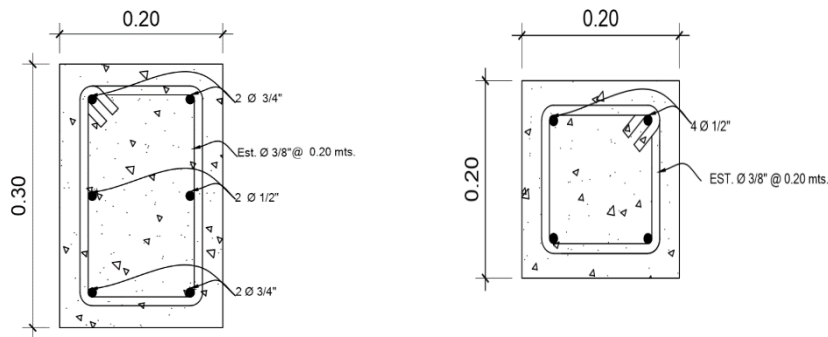
PRIMER NIVEL			
Muro	Longitud	As _{min} cm ²	As _{req} cm ²
1	7,00	9,80	20,40
2	7,00	9,80	19,56
3	7,00	9,80	18,91
4	7,00	9,80	18,24
5	7,00	9,80	18,77
6	7,00	9,80	19,08
7	7,00	9,80	19,25
8	7,00	9,80	19,81
9	2,55	3,60	2,54
10	1,70	2,40	1,76
11	2,40	3,36	2,43
12	3,80	5,32	37,79
13	3,00	4,20	34,90
14	3,65	5,11	36,53

Fuente: elaboración propia.

El número de columnas en el segundo nivel es el mismo que en el primer nivel que ya tiene continuidad, entonces se utilizarán las mismas dimensiones de columnas y la misma área de acero que se calculó anteriormente.

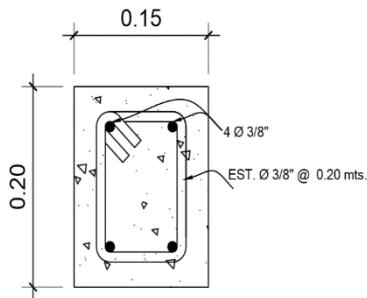
A continuación se presenta el refuerzo a utilizar en muros estructurales, así como también su distribución:

Figura 90. **Detalles de columnas**



DETALLE DE COLUMNA C-1

DETALLE DE COLUMNA C-2



DETALLE DE COLUMNA C-3

Fuente: elaboración propia, adaptado de Agies NSE-7.4. y ACI cap.7, p. 12.

Tabla LV. As distribuido a muros de primer nivel del módulo uno

Resumen de # de columnas a utilizar en cada muro de primer nivel					
Muro	Long	As _{min} cm ²	As _{req} cm ²	Columnas Estructurales	A _{utilizar} cm ²
1	5,40	7,56	41,43	3A + 1B	46,90
2	3,20	4,48	23,12	2A	27,88
3	2,80	3,92	21,53	1A + 2B	24,10
4	2,10	2,94	21,39	2A	27,88
5	1,90	2,66	19,43	2A	27,88
6	7,95	11,13	37,16	3A + 2B	51,98
7	7,00	9,80	24,00	3A	41,82
8	3,45	4,83	17,02	1A + 2B	24,10
9	2,30	3,22	13,02	1A + 1B	19,02
10	3,25	4,55	15,24	1A + 2B	24,10
11	5,90	8,26	18,12	2A + 1B	32,96
12	6,60	9,24	22,00	3A	41,82
13	3,50	4,90	22,64	2A	27,88

Fuente: elaboración propia.

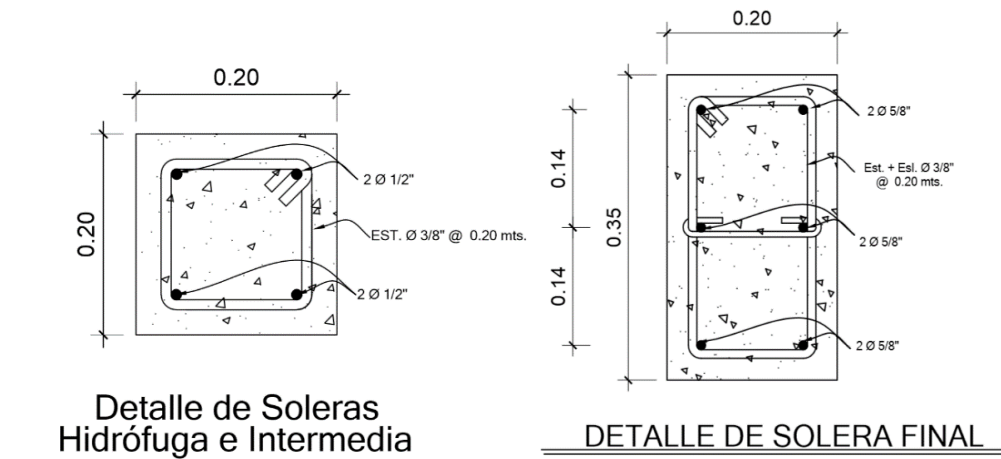
Tabla LVI. Distribución de As a muros de primer nivel del módulo dos

Resumen de # de columnas a utilizar en cada muro de primer nivel					
Muro	Long	As _{min} cm ²	As _{req} cm ²	Columnas Estructurales	A _{utilizar} cm ²
1	7,00	9,80	20,40	3A	41,82
2	7,00	9,80	19,56	3A	41,82
3	7,00	9,80	18,91	3A	41,82
4	7,00	9,80	18,24	3A	41,82
5	7,00	9,80	18,77	3A	41,82
6	7,00	9,80	19,08	3A	41,82
7	7,00	9,80	19,25	3A	41,82
8	7,00	9,80	19,81	3A	41,82
9	2,55	3,60	2,54	1A + 1B	19,02
10	1,70	2,40	1,76	1A + 1B	19,02
11	2,40	3,36	2,43	1A + 1B	19,02
12	3,80	5,32	37,79	2A + 2B	38,04
13	3,00	4,20	34,90	2A + 2B	38,04
14	3,65	5,11	36,53	2A + 2B	38,04

Fuente: elaboración propia.

A continuación se presenta el refuerzo para resistir el corte en los muros estructurales, así como también su distribución:

Figura 91. **Detalles de soleras**



Fuente: elaboración propia, adaptado de Agies NSE-7.4. y ACI cap.7, p. 12.

- **Diseño de vigas para módulos**

Las vigas son elementos estructurales horizontales que trabajan fundamentalmente a flexión, reciben las cargas de las losas y las transmiten a las columnas.

Serán diseñadas por el método de resistencia última, que se basa en la suposición de que los elementos fallan cuando alcanzan su resistencia última, utilizando cargas factorizadas por medio de las ecuaciones descritas en el apéndice C.2 del Código ACI-05 y reduciendo la resistencia de los materiales por medio del factor de reducción (ϕ), dicho factor varía si el miembro estructural trabaja a flexión o a corte.

Las vigas que se diseñarán a continuación son para resistir las acciones de la carga a la mitad de las aulas.

- Diseño de vigas

Como se observa en la figura de un aula del edificio escolar, es necesario que exista una viga en la mitad de la misma, ya que esto hace que las losas sean de un espesor no mayor a 12 centímetros, como ya se pudo observar anteriormente.

- Predimensionamiento de vigas

El predimensionamiento del peralte de las vigas se calculará con base en a lo dispuesto por el Código ACI-05 en la tabla 9.5(a), sección 9.5.2.1 y deberá también hacerse el predimensionamiento de la base de la viga.

Tabla LVII. **Alturas o espesores mínimos de vigas**

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: Código ACI-05 sección 9.5.2.1. p.118.

Se determina la viga más crítica, es decir; la que posea la mayor luz libre entre rostros de las columnas, la viga en aulas será de 6,60 metros, y la de los pasillos será de 2,50 metros.

La base de la viga se determina conforme a lo planteado en la sección 21.3.1.3 del Código ACI-05: para elementos sometidos a flexión el ancho del elemento b , no debe ser menor que el más pequeño de $0,3h$ y $0,25$ metros.

- Viga 1

$$L = 6,60 \text{ m}$$

$$h = \frac{L}{18,50}$$

$$h = \frac{6,60 \text{ m}}{18,50} = 0,36 \text{ m}$$

$$h = \frac{L}{21}$$

$$h = \frac{6,60 \text{ m}}{21} = 0,31 \text{ m}$$

De estos dos valores se selecciona el mayor y por cuestiones de criterio y diseño se propone un peralte $h = 0,40 \text{ m}$.

$$b = 0,3h = 0,3(0,40 \text{ m}) = 0,12 \text{ m}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

El valor de b más pequeño es 0,12 m, por lo que la base de la viga no debe ser menor al mismo, por cuestiones de criterio y diseño se propone una base de 0,30 m.

- Viga 2

$$L = 2,50 \text{ m}$$

$$h = \frac{L}{21}$$

$$h = \frac{2,50 \text{ m}}{21} = 0,12 \text{ m}$$

$$h = \frac{L}{8}$$

$$h = \frac{2,50 \text{ m}}{8} = 0,30 \text{ m}$$

De estos dos valores se selecciona el mayor y por cuestiones de criterio y diseño se propone un peralte $h = 0,40 \text{ m}$.

$$b = 0,3h = 0,3(0,30 \text{ m}) = 0,09 \text{ m}$$

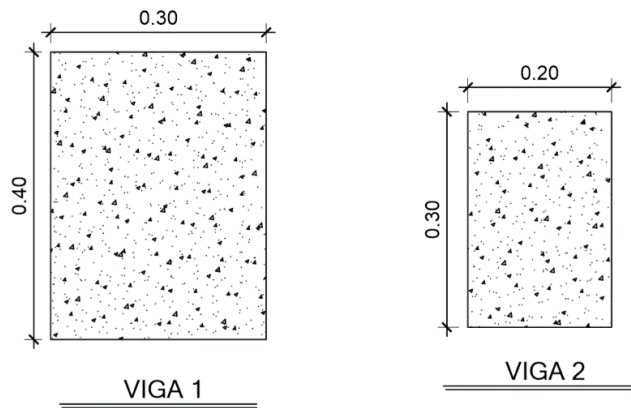
$$b = 0,20 \text{ m}$$

El valor de b más pequeño es 0,09 m, por lo que la base de la viga no debe ser menor al mismo, por lo tanto se propone una base de 0,20 m.

Se proponen dos tipos de vigas la primera de 0,30 m x 0,40 m que será la viga principal y la segunda de 0,20 m x 0,30 m que será la viga secundaria,

ambas se analizarán y se realizará el diseño a compresión, flexión y corte para garantizar sus dimensiones propuestas.

Figura 92. **Secciones de vigas propuestas**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Datos para el diseño de viga principal en aulas del módulo uno

$$\text{Área tributaria} = 17,27 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta} = 413 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{\text{ultima-aulas}} = 1,7 \cdot CV + 1,4 \cdot CM = (1,7 \cdot 200 \text{ kg/m}^2) + (1,4 \cdot 413 \text{ kg/m}^2) = 918,2 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{viga}} = b \cdot h \cdot \gamma_c = 0,30 \cdot 0,40 \cdot 2400 = 288 \text{ kg/m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

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

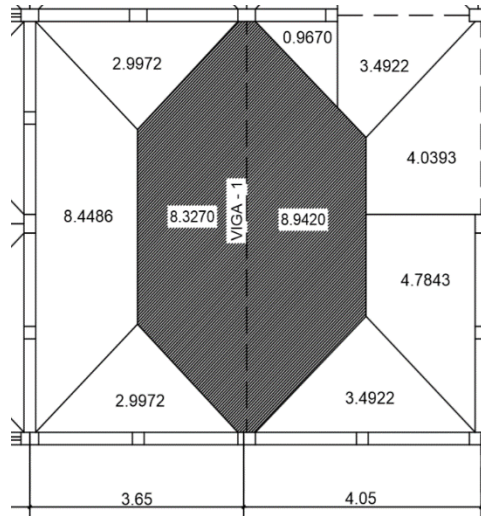
$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$h = 0,40 \text{ m}$$

$$L = 6,60 \text{ m}$$

Figura 93. Área tributaria a viga principal 1



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$W = \frac{Cu * At}{Long. viga} + \text{Peso Viga} = \frac{918,20 \text{ kg/m}^2 * 17,27 \text{ m}^2}{6,60 \text{ m}} + 288 \text{ kg/m}$$

$$W = 2 402,62 \text{ kg/m} + 288 \text{ kg/m}$$

$$W = 2 690,62 \text{ kg/m}$$

$$M^- = \frac{W * L^2}{24} = \frac{2 690,62 * 6,60^2}{24} = \frac{117 203,41}{24}$$

$$M^- = 4 883,47 \text{ kg-m}$$

$$M^+ = \frac{W * L^2}{12} = \frac{2 690,62 * 6,60^2}{12} = \frac{117 203,41}{12}$$

$$M^+ = 9 766,95 \text{ kg-m}$$

- Acero mínimo

El Código ACI-05 capítulo 10.5.1 requiere que en todo elemento estructural sometido a flexión el $A_{s_{min}}$ debe ser por lo menos:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0,8\sqrt{280}}{2810} * 30 * 36 = 5,14 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a:

$$A_{s_{min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{(14)(30)(36)}{2810} = 5,38 \text{ cm}^2$$

Por lo que se obtiene como $A_{s_{min}} = 5,38 \text{ cm}^2$.

- Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

Según el Código ACI-05 en el apéndice B.8.4.3 (B.8-1), la cuantía de acero balanceada (ρ_b) debe ser:

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta * f'_c * 6120}{f_y(6120 + f_y)}$$

Si $0 \text{ kg/cm}^2 < f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ entonces $\beta = 0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta * f'_c * 6120}{f_y(6120 + f_y)} = \frac{0,85 * 0,85 * 280 * 6120}{2810(6120 + 2810)} = 0,0493$$

$$A_{s_{max}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 0,5 * 0,0493 * 30 * 36 = 26,62 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo que requiere cada momento

El refuerzo que requiere cada momento se calculará según el ACI-05 apéndice C.3.2.1, para secciones por tracción se debe aplicar un factor de reducción $\phi = 0,90$, la siguiente fórmula ya lo tiene incluido.

$$A_s = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M*b}{0,003825*f'_c}} \right]$$

Se procede a calcular el área de acero requerida para cada momento:

$$A_{sreq} = \frac{0,85(280)}{2\ 810} \left[30*36 - \sqrt{(30*36)^2 - \frac{4\ 883,47*30}{0,003825*280}} \right]$$

$$A_{sM-} = 5,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq} = \frac{0,85(280)}{2\ 810} \left[30*36 - \sqrt{(30*36)^2 - \frac{9\ 766,95*30}{0,003825*280}} \right]$$

$$A_{sM+} = 11,40 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el área de acero calculada para cada uno de los momentos ya que es mayor al A_{smin} .

- Datos para el diseño de viga principal en pasillos del módulo uno

$$\text{Área tributaria} = 3,13 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta} = 413 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{\text{ult-aulas}} = 1,7 \cdot CV + 1,4 \cdot CM = (1,7 \cdot 500 \text{ kg/m}^2) + (1,4 \cdot 413 \text{ kg/m}^2) = 1\,428,2 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{viga}} = b \cdot h \cdot \gamma_c = 0,30 \cdot 0,40 \cdot 2400 = 288 \text{ kg/m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

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

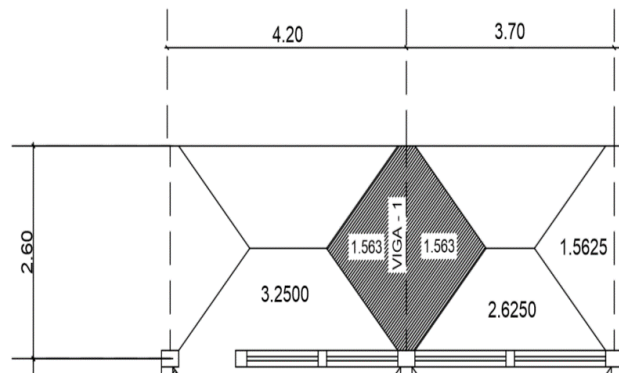
$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$h = 0,40 \text{ m}$$

$$L = 2,50 \text{ m}$$

Figura 94. **Área tributaria a viga principal 2**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$W = \frac{C_u \cdot A_t}{\text{Long. viga}} + \text{Peso Viga} = \frac{1\,428,20 \text{ kg/m}^2 \cdot 3,13 \text{ m}^2}{2,50 \text{ m}} + 288 \text{ kg/m}$$

$$W = 1\,788,11 \text{ kg/m} + 288 \text{ kg/m}$$

$$W = 2\,076,11 \text{ kg/m}$$

$$M_- = \frac{W * L^2}{24} = \frac{2\,076,11 * 2,50^2}{24} = \frac{12\,975,69}{24}$$

$$M_- = 540,65 \text{ kg-m}$$

$$M_+ = \frac{W * L^2}{12} = \frac{2\,076,11 * 2,50^2}{12} = \frac{12\,975,69}{12}$$

$$M_+ = 1\,081,30 \text{ kg-m}$$

Se procede a calcular el área de acero requerida para los momentos:

$$A_{Sreq} = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{Mu*b}{0,003825*f'_c}} \right]$$

$$A_{Sreq} = \frac{0,85(280)}{2\,810} \left[30*36 - \sqrt{(30*36)^2 - \frac{540,65 * 30}{0,003825*280}} \right]$$

$$A_{SM-} = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sreq} = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{Mu*b}{0,003825*f'_c}} \right]$$

$$A_{Sreq} = \frac{0,85(280)}{2\,810} \left[30*36 - \sqrt{(30*36)^2 - \frac{1\,081,30 * 30}{0,003825*280}} \right]$$

$$A_{SM+} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el área de acero calculada en la viga de las aulas para cada uno de los momentos de la viga que se localiza en los pasillos, porque tiene las mismas dimensiones y es mayor al $A_{s_{min}}$.

- Datos para el diseño de viga secundaria del módulo uno

$$\text{Área tributaria} = 4,04 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta} = 413 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{\text{ult-aulas}} = 1,7 \cdot CV + 1,4 \cdot CM = (1,7 \cdot 200 \text{ kg/m}^2) + (1,4 \cdot 413 \text{ kg/m}^2) = 918,2 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{viga}} = b \cdot h \cdot \gamma_c = 0,30 \cdot 0,40 \cdot 2400 = 288 \text{ kg/m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

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

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 0,20 \text{ m}$$

$$h = 0,30 \text{ m}$$

$$L = 3,10 \text{ m}$$

$$W = \frac{C_u \cdot A_t}{\text{Long. viga}} + \text{Peso Viga} = \frac{918,20 \text{ kg/m}^2 \cdot 4,04 \text{ m}^2}{3,10 \text{ m}} + 288 \text{ kg/m}$$

$$W = 1\,196,62 \text{ kg/m} + 288 \text{ kg/m}$$

$$W = 1\,484,62 \text{ kg/m}$$

$$M_- = \frac{W \cdot L^2}{24} = \frac{1\,484,62 \cdot 3,10^2}{24} = \frac{14\,267,20}{24}$$

$$M_- = 594,47 \text{ kg-m}$$

$$M+ = \frac{W * L^2}{12} = \frac{1\,484,62 * 3,10^2}{12} = \frac{14\,267,20}{12}$$

$$M+ = 1\,188,93 \text{ kg-m}$$

- Acero mínimo

El Código ACI-05 capítulo 10.5.1, requiere que en todo elemento estructural sometido a flexión el $A_{s_{min}}$ debe ser por lo menos:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0,8\sqrt{280}}{2\,810} * 20 * 26 = 2,48 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a:

$$A_{s_{min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{(14)(20)(26)}{2\,810} = 2,59 \text{ cm}^2$$

Por lo que se obtiene como $A_{s_{min}} = 2,59 \text{ cm}^2$.

- Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

Según el Código ACI-05 en el apéndice B.8.4.3 (B.8-1), la cuantía de acero balanceada (ρ_b) debe ser:

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta * f'_c * 6\,120}{f_y(6\,120 + f_y)}$$

Si $0 \text{ kg/cm}^2 < f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ entonces $\beta=0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta * f'c * 6\ 120}{f_y(6\ 120 + f_y)} = \frac{0,85 * 0,85 * 280 * 6\ 120}{2\ 810(6\ 120 + 2\ 810)} = 0,0493$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * 0,0493 * 20 * 26 = 12,82 \text{ cm}^2$$

Se procede a calcular el área de acero requerida para los momentos:

$$A_{s_{\text{req}}} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'c}} \right]$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \frac{0,85(280)}{2\ 810} \left[20 * 26 - \sqrt{(20 * 26)^2 - \frac{594,47 * 20}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s_{\text{M-}}} = 0,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'c}} \right]$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \frac{0,85(280)}{2\ 810} \left[20 * 26 - \sqrt{(20 * 26)^2 - \frac{1\ 188,93 * 20}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s_{\text{M+}}} = 1,85 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el $A_{s_{\min}}$ ya que $A_{s_{\min}} > A_{s_{\text{req}}}$; en la viga secundaria para cada uno de los momentos. Para el armado longitudinal final de la viga, se deben cumplir los siguientes requisitos, según el Código ACI-05 capítulo 21:

- ACI-05 capítulo 21.3.2.1: en cualquier sección de un elemento a flexión, tanto para el refuerzo en la cama superior como inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser menor al $A_{s_{min}}$.
 - ACI-05 capítulo 21.3.2.1: la cuantía de refuerzo ρ no debe ser mayor a 0,025.
 - ACI-05 capítulo 21.3.2.1: al menos deben disponerse de dos barras de refuerzo a lo largo de la viga tanto en la cama superior como inferior.
 - ACI-05 capítulo 21.3.2.2: la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor a la mitad de la resistencia a momento negativo, proporcionada en esa misma cara. ($A_{s_{M+}} \geq 50\%A_{s_{M-}}$)
- Refuerzo en cama superior de viga principal de 0,40 m x 0,30 m

Se debe seleccionar el área de acero mayor de las siguientes opciones:

- $A_{s_{min}} = 5,38 \text{ cm}^2$
- $33 \% A_{s_{M(-)}} = 0,33 * 5,53 \text{ cm}^2 = 1,82 \text{ cm}^2$

El A_s mayor de los cálculos anteriores es el $A_{s_{min}} = 5,38 \text{ cm}^2$, por lo tanto se colocarán 2 varillas corridas núm. 6 = $5,70 \text{ cm}^2$

Con las 2 varillas núm. 6 corridas cubre totalmente el acero que requieren los momentos negativos, por lo que no es necesario colocar refuerzo adicional en la longitud total a rostros de la viga.

- Refuerzo en cama inferior de viga principal de 0,40 m x 0,30 m

Se debe seleccionar el área de acero mayor de las siguientes opciones:

- $A_{s_{\min}} = 5,38 \text{ cm}^2$
- $50 \% A_s M(-) = 0,50 * 5,53 \text{ cm}^2 = 2,77 \text{ cm}^2$
- $50 \% A_s M(+) = 0,50 * 11,40 \text{ cm}^2 = 5,72 \text{ cm}^2$

El A_s mayor de los cálculos anteriores es el $A_{s_{\min}} = 5,72 \text{ cm}^2$, por lo tanto se colocarán 2 varillas corridas núm. 6 = $5,70 \text{ cm}^2$.

Con las 2 varillas núm. 6 corridas no se cubre totalmente el acero que requiere el momento positivo, por lo que es necesario cubrirlos con refuerzo adicional en forma de rieles, estos tendrán una longitud de L, siendo L la longitud total a rostros de la viga.

- $A_{s_{\text{adicional}}} = A_s M(-) - A_s \text{ propuesto} = 11,40 \text{ cm}^2 - 5,70 \text{ cm}^2 = 5,70 \text{ cm}^2$

El $A_{s_{\text{adicional}}} = 5,70 \text{ cm}^2$ se cubre con 2 varillas núm. 6 = $5,70 \text{ cm}^2$

- Refuerzo a corte

Para contrarrestar los esfuerzos cortantes en la viga, deben disponerse de estribos cerrados.

Si el corte último que producen las fuerzas externas en la viga (V_u) es mayor al corte que resiste el concreto (V_c), se debe calcular el espaciamiento de los estribos, de lo contrario solo se necesitarán estribos por armado tal y como lo requiere el Código ACI-05.

$$V_u = (W * L) / 2$$

$$V_u = (2\,690,62 \cdot 6,60) / 2$$

$$V_u = 8\,879,04 \text{ Kg}$$

$$V_c = \phi \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d ; \quad \phi = 0,85$$

$$V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{280} \cdot 30 \cdot 36 = 9\,578,08 \text{ kg}$$

$V_c > V_u$, por lo tanto se necesita diseñar los estribos, únicamente colocarlos por armado tal y como se describe a continuación:

Requerimientos del Código ACI-05 para la colocación de estribos:

- ACI-05, capítulo 7.11.1: el refuerzo longitudinal en vigas debe confinarse por medio de estribos transversales de por lo menos núm. 3.
- ACI-05, capítulo 21.3.3.1: deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual a dos veces la altura del elemento a flexión, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos.

$$\text{Longitud de confinamiento (Lc)} = 2h$$

$$Lc = 2(40 \text{ cm}) = 80 \text{ cm}$$

- ACI-05, capítulo 21.3.3.2: el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5 cm de la cara del elemento de apoyo.
- ACI-05, capítulo 21.3.3.2: el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe ser mayor al menor de los siguientes cálculos:

- $d/4 = (36 \text{ cm})/4 = 9,00 \text{ cm}$
- 8 veces el diámetro de las barras longitudinales:
- $8(\varnothing_{\#6}) = 8 (1,905 \text{ cm}) = 15,24 \text{ cm}$
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento:
- $24(\varnothing_{\#3}) = 24 (0,95 \text{ cm}) = 22,8 \text{ cm}$
- 30 cm

Por lo que deberá colocarse el primer estribo núm. 3 a 5 cm y estribos núm. 3 @ 9 cm en el resto de la zona de confinamiento medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la viga, en ambos extremos.

Para el resto de la longitud de la viga en donde no son necesarios los estribos cerrados de confinamiento debe cumplirse con lo siguiente:

- ACI-05, capítulo 21.3.3.4: cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

$$d/2 = 36 \text{ cm} / 2 = 18,00 \text{ cm}$$

Por lo que fuera de la zona de confinamiento de la viga se colocarán estribos núm. 3 @ 15 cm.

- Refuerzo en cama superior de viga secundaria de 0,30 m x 0,20 m

Se debe seleccionar el área de acero mayor de las siguientes opciones:

- $A_{s_{\min}} = 2,59 \text{ cm}^2$
- $33 \% A_{s_{M(-)}} = 0,33 * 0,86 \text{ cm}^2 = 0,28 \text{ cm}^2$

El A_s mayor de los cálculos anteriores es el $A_{s_{\min}} = 2,59 \text{ cm}^2$, por lo tanto se colocarán 2 varillas corridas núm. 5 = $3,96 \text{ cm}^2$

Con las 2 varillas Núm. 5 corridas cubre totalmente el acero que requieren los momentos negativos, por lo que no es necesario colocar refuerzo adicional en la longitud total a rostros de la viga.

Refuerzo en cama inferior de viga secundaria de 0,30 m x 0,20 m

Se debe seleccionar el área de acero mayor de las siguientes opciones:

- $A_{s_{\min}} = 2,59 \text{ cm}^2$
- $50\% A_{s_{M(-)}} = 0,50 * 0,86 \text{ cm}^2 = 0,43 \text{ cm}^2$
- $50\% A_{s_{M(+)}} = 0,50 * 1,85 \text{ cm}^2 = 0,93 \text{ cm}^2$

El A_s mayor de los cálculos anteriores es el $A_{s_{\min}} = 2,59 \text{ cm}^2$, por lo tanto se colocarán 2 varillas corridas núm. 5 = $3,96 \text{ cm}^2$.

Con las 2 varillas núm. 5 corridas cubre totalmente el acero que requieren los momentos negativos, por lo que no es necesario colocar refuerzo adicional en la longitud total a rostros de la viga.

- Refuerzo a corte

Para contrarrestar los esfuerzos cortantes en la viga, deben disponerse de estribos cerrados.

Si el corte último que producen las fuerzas externas en la viga (V_u) es mayor al corte que resiste el concreto (V_c), se debe calcular el espaciamiento de los estribos, de lo contrario solo se necesitarán estribos por armado tal y como lo requiere el Código ACI-05.

$$V_u = (W * L) / 2$$
$$V_u = (1\,484,62 * 3,10) / 2$$
$$V_u = 2\,301,16 \text{ Kg}$$

$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d ; \quad \phi = 0,85$$
$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 20 * 26 = 3\,919,92 \text{ kg}$$

$V_c > V_u$, por lo tanto se necesita diseñar los estribos, únicamente colocarlos por armado tal y como se describe a continuación:

Requerimientos del Código ACI-05 para la colocación de estribos:

- ACI-05, capítulo 7.11.1: el refuerzo longitudinal en vigas debe confinarse por medio de estribos transversales de por lo menos núm. 3.
- ACI-05, capítulo 21.3.3.1: deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual a dos veces la altura del elemento a flexión, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos.

$$\text{Longitud de confinamiento (Lc)} = 2h$$

$$Lc = 2(30 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

- ACI-05, capítulo 21.3.3.2: el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 5 cm de la cara del elemento de apoyo.
- ACI-05, capítulo 21.3.3.2: el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe ser mayor al menor de los siguientes cálculos:
 - $d/4 = (26 \text{ cm})/4 = 6,50 \text{ cm}$
 - 8 veces el diámetro de las barras longitudinales:
 - $8(\varnothing_{\#5}) = 8 (1,587 \text{ cm}) = 12,70 \text{ cm}$
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento:
 - $24(\varnothing_{\#3}) = 24 (0,95 \text{ cm}) = 22,8 \text{ cm}$
 - 30 cm

Por lo que deberá colocarse el primer estribo núm. 3 a 5 cm y estribos núm. 3 @ 6,50 cm en el resto de la zona de confinamiento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la viga, en ambos extremos.

Para el resto de la longitud de la viga en donde no son necesarios los estribos cerrados de confinamiento debe cumplirse con lo siguiente:

- ACI-05, capítulo 21.3.3.4: cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

$$d/2 = 26 \text{ cm} / 2 = 13,00 \text{ cm}$$

Por lo que fuera de la zona de confinamiento de la viga se colocarán estribos
núm. 3 @ 10 cm.

En la figura 66 se muestra el armado de la viga principal en aulas y en pasillos del módulo uno, para cubrir esfuerzo a compresión y en la figura 67 se muestra el armado para cubrir el esfuerzo a tensión. Así también, en la figura 68 se muestra el armado de la viga secundaria en aulas, para cubrir los esfuerzos a compresión y en la figura 69 se muestra el armado de la misma para cubrir el esfuerzo a tensión.

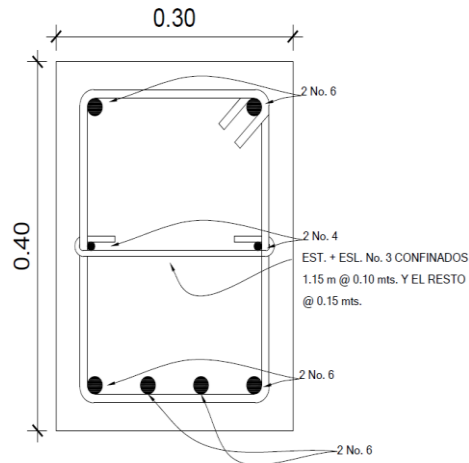
- Acero por temperatura

Según el Código ACI-05, sección 7.12.2.1, el acero por temperatura debe ser por lo menos:

$$A_{s_{temp.}} = 0,002 * b * d$$
$$A_{s_{temp.}} = 0,002 * 30 * 36 = 2,16 \text{ cm}^2$$

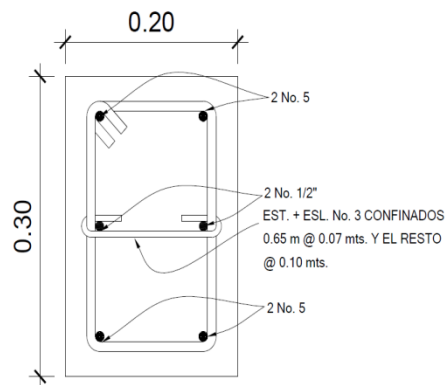
Las vigas quedarán armadas de la siguiente manera: como las vigas principales tienen una altura de 40 centímetros, se incluirá refuerzo por temperatura, que serán 2 varillas # 4 (cubre el área de acero) a h/2.

Figura 95. **Armado viga principal del módulo uno (compresión)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 96. **Armado de viga secundaria del módulo uno (compresión)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Datos para el diseño de viga principal en aulas del módulo dos

Área tributaria = 17,28 m²

Carga viva = 200 kg/m²

Carga muerta = 413 kg/m²

$C_{\text{ultima-aulas}} = 1,7 \cdot CV + 1,4 \cdot CM = (1,7 \cdot 200 \text{ kg/m}^2) + (1,4 \cdot 413 \text{ kg/m}^2) = 918,2 \text{ kg/m}^2$

$P_{\text{viga}} = b \cdot h \cdot \gamma_c = 0,30 \cdot 0,40 \cdot 2400 = 288 \text{ kg/m}$

Recubrimiento = 4 cm

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

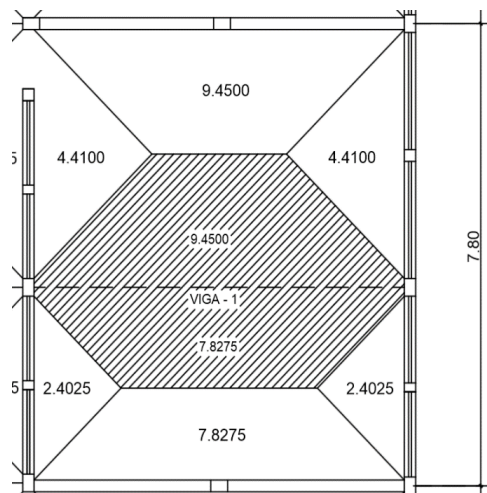
$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$

$b = 0,30 \text{ m}$

$h = 0,40 \text{ m}$

$L = 6,60 \text{ m}$

Figura 97. **Área tributaria a viga principal en aulas del módulo dos**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$W = \frac{C_u \cdot A_t}{\text{Long. viga}} + \text{Peso Viga} = \frac{918,20 \text{ kg/m}^2 \cdot 17,28 \text{ m}^2}{6,60 \text{ m}} + 288 \text{ kg/m}$$

$$W = 2\,404,01 \text{ kg/m} + 288 \text{ kg/m}$$

$$W = 2\,692,01 \text{ kg/m}$$

$$M_- = \frac{W * L^2}{24} = \frac{2\,692,01 * 6,60^2}{24} = \frac{117\,263,96}{24}$$

$$M_- = 4\,886,00 \text{ kg-m}$$

$$M_+ = \frac{W * L^2}{12} = \frac{2\,692,01 * 6,60^2}{12} = \frac{117\,263,96}{12}$$

$$M_+ = 9\,772,00 \text{ kg-m}$$

Se procede a calcular el área de acero requerida para los momentos:

$$A_{sreq} = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{Mu*b}{0,003825*f'_c}} \right]$$

$$A_{sreq} = \frac{0,85(280)}{2\,810} \left[30*36 - \sqrt{(30*36)^2 - \frac{4\,886,00*30}{0,003825*280}} \right]$$

$$A_{sM-} = 5,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq} = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{Mu*b}{0,003825*f'_c}} \right]$$

$$A_{sreq} = \frac{0,85(280)}{2\,810} \left[30*36 - \sqrt{(30*36)^2 - \frac{9\,772,00*30}{0,003825*280}} \right]$$

$$A_{sM+} = 11,40 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

El Código ACI-05 capítulo 10.5.1 requiere que en todo elemento estructural sometido a flexión el $A_{s_{min}}$ debe ser por lo menos:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,8\sqrt{f_c}}{f_y} bd = \frac{0,8\sqrt{280}}{2810} * 20 * 26 = 2,48 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a:

$$A_{s_{min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{(14)(20)(26)}{2810} = 2,59 \text{ cm}^2$$

Por lo que se obtiene como $A_{s_{min}} = 2,59 \text{ cm}^2$.

Se utilizará el área de acero calculada para cada uno de los momentos ya que es $A_{s_{min}} < A_{s_{req}}$.

- Datos para el diseño de viga principal en pasillos del módulo dos

Se utilizará el área de acero calculada en la viga de las aulas para cada uno de los momentos de la viga que se localiza en los pasillos, ya que tiene las mismas dimensiones y es mayor al $A_{s_{min}}$.

Nota:

Se utilizará la misma distribución de armado para cada tipo de viga como en el módulo uno, ya que poseen las mismas dimensiones y requieren de la misma área de acero calculada en cada momento.

La distribución de las vigas y todos los detalles se encuentran en los planos estructurales.

3.6.12. Diseño de cimentaciones

El edificio escolar estará soportado por un cimiento corrido, este recibirá las cargas inducidas por los muros de mampostería, se debe verificar y comparar según la carga admisible del suelo.

- Determinación del valor soporte

Para la determinación del valor soporte en el suelo, se hizo una toma de muestra de suelo inalterada, este valor es el que servirá para el diseño de la cimentación, ya que se podrá comparar los esfuerzos admisibles y los actuantes.

$$Q_{adm} = 39,07 \text{ ton/m}^2$$

- Valor soporte de diseño:

Utilizando un factor de seguridad igual a 3, se obtiene que el valor soporte de diseño será de:

$$Q_{adm} = \frac{39,07}{3}$$

$$Q_{adm} = 13,02 \text{ ton/m}^2$$

- Diseño de cimiento corrido

Este servirá para soportar el peso total de la estructura, se debe hacer un cimiento corrido, debido a los muros de corte diseñados. El cimiento corrido tendrá las siguientes características:

Datos:

$$\gamma_c = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

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

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 0,20 \text{ m}$$

$$F_{cu} = 1,50$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,40 \text{ ton/m}^3$$

$$Q_{\text{adm}} = 13,02 \text{ ton/m}^2$$

Lo primero que debe determinarse es la carga que soportará el cimiento corrido por unidad lineal (W_u):

$$W_u = \frac{W_{\text{módulo}}}{L_{\text{total}}} = \frac{273,58}{55,35}$$

$$W_u = 4,94 \text{ Ton/m}$$

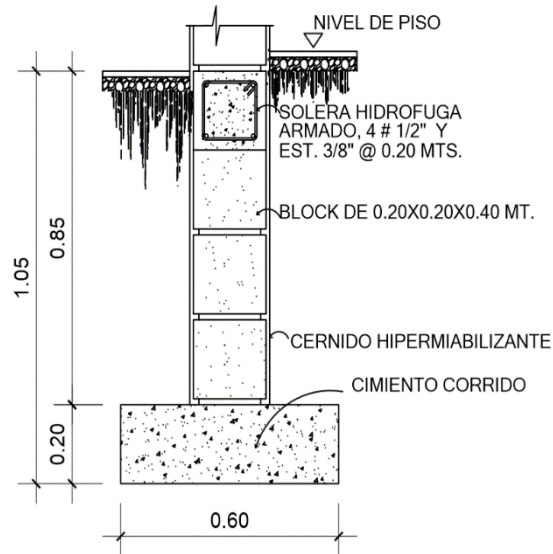
Donde:

W_u = peso que soportará el cimiento corrido

W_{edificio} = peso de módulo

L_{total} = longitud total de muros

Figura 98. **Cimiento corrido del edificio**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Carga de trabajo (W_t):

$$W_t = \frac{W_u}{F_{cu}} = \frac{4,94}{1,50}$$

$$W_t = 3,29 \text{ ton/m}$$

- Presión actuante (Q_{act}):

Es la presión total vertical que actúa en la base de la cimentación. Se define como el cociente entre la carga total y el área de la cimentación; incluye todas las componentes verticales (sobrecarga, peso de la estructura, peso del cimiento, peso de la tierra).

$$P_{\text{total}} = W_t + W_{\text{suelo}} + W_{\text{cimiento}}$$

$$P_{\text{total}} = (W_u/F_{cu}) + (\gamma_{\text{suelo humedo}} * b * h * l) + (\gamma_{\text{concreto}} * b * t * l)$$

$$P_{\text{total}} = (4,94/1,50) + (1,47 * 0,60 * 0,80 * 1,00) + (2,4 * 0,60 * 0,20 * 1,00)$$

$$P_{\text{total}} = 3,29 + 0,705 + 0,29$$

$$P_{\text{total}} = 4,29 \text{ Ton}$$

- Carga actuante (Q_{act}):

$$Q_{\text{act}} = \frac{P_{\text{total}}}{\text{Área}} = \frac{4,29}{0,60 * 1,00}$$

$$Q_{\text{act}} = 7,15 \text{ ton/m}^2$$

Con el resultado anterior, se puede establecer que es factible la construcción del edificio con el cimiento calculado, ya que la presión que este ejerce sobre el suelo es menor a la capacidad del suelo:

$$Q_{\text{act}} < Q_{\text{adm}}$$

- Diseño del espesor de cimiento

Para el cálculo del espesor del cimiento corrido, se procede a calcular la presión de diseño última (Q_{dis_u}):

Es la presión actuante incrementada por un factor de seguridad llamado factor de carga última, el cual se encuentra en el rango de 1 a 1,5.

$$Q_{\text{dis}_u} = Q_{\text{act}} * F_{cu}$$

$$Q_{\text{dis}_u} = 7,15 * 1,5 = 10,73 \text{ ton/m}^2$$

- Peralte de cimiento (d):

$$d = t - \text{rec} - \frac{\varnothing_{\#3}}{2} = 20 - 7,5 - \frac{0,9525}{2}$$
$$d = 12 \text{ cm}$$

- Chequeo a corte:

$$X = \frac{0,60 - 0,20}{2} - 0,12 = \frac{0,40}{2} - 0,12$$

$$X = (0,20 - 0,12)$$

$$X = 0,08 \text{ m}$$

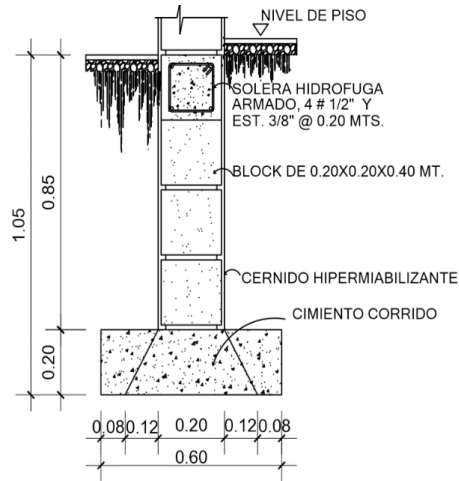
- Cortante actuante:

$$V_{\text{act}} = Q_{\text{dis}_u} * X$$

$$V_{\text{act}} = 10,73 * 0,08$$

$$V_{\text{act}} = 0,86 \text{ ton}$$

Figura 99. Longitud de punzonamiento del cimiento corrido



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Cortante resistente:

$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d ; \quad \phi = 0,85$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 100 * 12 = 9\,045,97 \text{ kg}$$

$$\text{Como } V_{\text{conc}} > V_{\text{act}}$$

Como el corte actuante es menor que el corte resistente, esto da la seguridad que el espesor del cimiento es capaz de soportar las cargas que se le aplican.

- Diseño a flexión

$$L = \frac{0,60 - 0,20}{2} = 0,20 \text{ m}$$

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

$$M = \frac{10,73 * 0,20^2}{2}$$

$$M = 0,2146 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M = 214,60 \text{ kg} - \text{m}$$

- Área de acero requerido

El área de acero requerido se calcula con el momento máximo, este es el que dio como resultado el diseño por flexión, el resultado servirá para saber el armado de hierro que tendrá el cimiento corrido.

Datos:

$$M = 214,60 \text{ kg} - \text{m}$$

$$A_{sreq} = \frac{0,85f'c}{f_y} \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M_u*b}{0,003825*f'c}} \right]$$

$$A_{sreq} = \frac{0,85(280)}{2\ 810} \left[100 * 12 - \sqrt{(100*12)^2 - \frac{214,60*100}{0,003825*280}} \right]$$

$$A_{sreq} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 * b * d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 * 100 * 12}{2810}$$

$$A_{s_{\min}} = 6,02 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el $A_{s_{\min}}$ ya que $A_{s_{\min}} > A_{s_{\text{req}}}$, por lo tanto se utiliza el $A_{s_{\min}}$ para el armado del cimiento.

- Cálculo de espaciamiento de eslabones

$$S = \frac{A_{\text{varilla}} * b}{A_{s_{\min}}}$$

$$S = \frac{0,71 * 100}{6,02}$$

$$S = 11,79$$

Los eslabones tendrán una separación de 10 centímetros.

Como el corte actuante es menor que el corte resistente, esto da la seguridad que el espesor del cimiento es capaz de soportar las cargas que se le aplican.

- Área de acero por temperatura

$$A_{\text{temperatura}} = 0,002 * b * t$$

$$A_{\text{temperatura}} = 0,002 * 60 * 20 = 2 \text{ cm}^2$$

El área de acero por temperatura la cubren 4 varillas núm. 3 corridas en todo lo largo del cimiento ($4 * 0,71 = 2,84 \text{ cm}^2$)

3.6.13. Diseño de escaleras

La forma, disposición y ubicación que se le da a una escalera depende principalmente de las dimensiones e importancia de la edificación, del espacio que el proyecto les otorgue, del material y tipo de construcción escogida. Para una ubicación correcta se debe tomar en cuenta que la circulación en los diferentes niveles no sea problemática; además, debe tener iluminación y ventilación aceptable.

El que una escalera sea cómoda y segura depende de su relación de pendiente o relación de dimensiones de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella. Las siguientes relaciones garantizan la comodidad de una escalera:

$$C \leq 20 \text{ cm}$$

$$H > C$$

$$2C + H \leq 64 \text{ cm (valor cercano)}$$

$$C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$$

$$C * H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Donde:

C = Contrahuella

H = Huella

Datos:

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\text{Carga de acabados} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Ancho} = 1,65 \text{ m}$$

- Relaciones de comodidad

$$C = 17,5 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

$$H = 28 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$2C + H = 2 \cdot 17,5 \text{ cm} + 28 \text{ cm} = 63 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$$

$$C + H = 17,5 \text{ cm} + 28 \text{ cm} = 45,50 \text{ cm}$$

$$C \cdot H = 17,5 \text{ cm} \cdot 28 \text{ cm} = 490 \text{ cm}^2$$

- Número de escalones mínimo

$$h/C = 3,50 \text{ m} / 0,175 \text{ m} = 20 \text{ escalones (contrahuellas)}$$

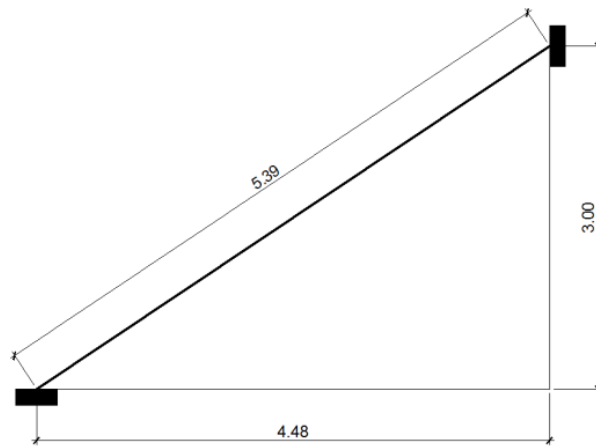
- Número de huellas

$$\text{Número de contrahuellas} - 1 = 20 - 1 = 19 \text{ huellas}$$

Por lo tanto, se obtienen 20 contrahuellas de 17,50 cm y 19 huellas de 28 cm y el descanso.

La losa de descanso se diseñó por aparte y los resultados van incluidos dentro de los planos.

Figura 100. **Dimensiones de la escalera**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Espesor de la losa

$$t = P/180 = (2 * 3,07 \text{ m} + 2 * 1,65 \text{ m})/180 = 0,052 \text{ m}$$

$$t \approx 15 \text{ cm}$$

- Integración de cargas
 - Carga muerta (CM)

$$\begin{aligned} \text{Peso propio de la escalera (PP)} &= \gamma_c \cdot (t + C/2) \\ \text{PP} &= 2\,400 \text{ kg/m}^3 (0,15 \text{ m} + 0,175 \text{ m}/2) = 570 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Acabados} &= 50 \text{ kg/m}^2 \\ \text{CM} &= 570 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2 = 620 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Carga viva (CV)

$$\text{Escaleras públicas} = 500 \text{ kg/m}^2$$

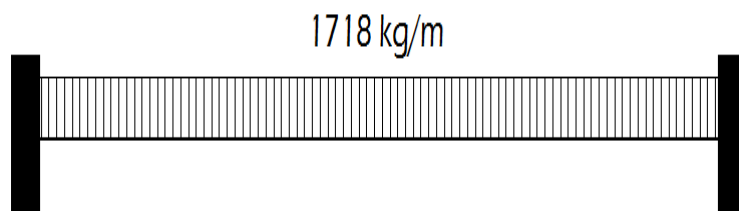
- Carga última

$$\begin{aligned} \text{CU} = W &= 1,4\text{CM} + 1,7\text{CV} \\ \text{CU} &= 1,4(620 \text{ kg/m}^2) + 1,7(500 \text{ kg/m}^2) = 1\,718,00 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Analizando solamente para un metro, se tiene:

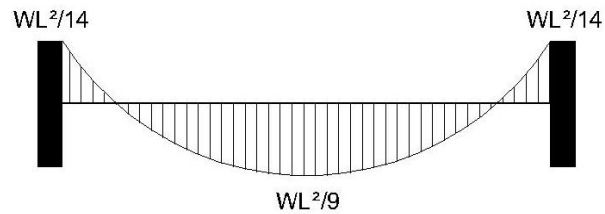
$$\text{CU} = 1\,718,00 \text{ kg/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 1\,718,0 \text{ kg/m}$$

Figura 101. **Carga última solamente para un metro**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 102. **Cálculo de momentos**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$M_{(+)} = \frac{CU \cdot L^2}{9} = \frac{1\,718,00 \cdot (3,07)^2}{9} = 1\,799,11 \text{ kg-m}$$

$$M_{(-)} = \frac{CU \cdot L^2}{14} = \frac{1\,718,00 \cdot (3,07)^2}{14} = 1\,156,57 \text{ kg-m}$$

- Área de acero mínimo

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

$$d = 15 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 12,50 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{14,1 \cdot (100) \cdot (12,50)}{2\,810} = 6,27 \text{ cm}^2$$

- Área de refuerzo que requieren los momentos

- $M_{(+)} = 1\,799,11 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{0,85(280)}{2\,810} \left[100 \cdot 12,50 - \sqrt{(100 \cdot 12,50)^2 - \frac{1\,799,11 \cdot 100}{0,003825 \cdot 280}} \right]$$

$$A_{s_{M+}} = 5,85 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento (S)

Se utilizará para este momento el $A_{s_{min}}$ porque $A_{s_{min}} > A_{s_{req-M+}}$ y utilizando varilla núm. 3 ($A_s = 0,71 \text{ cm}^2$)

$$\frac{6,27 \text{ cm}^2}{0,7125 \text{ cm}^2} - 100 \text{ cm} \Rightarrow S = 11,40 \text{ cm}$$

- $M_{(-)} = 1\,156,57 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{0,85(280)}{2\,810} \left[100 \cdot 12,50 - \sqrt{(100 \cdot 12,50)^2 - \frac{1\,156,57 \cdot 100}{0,003825 \cdot 280}} \right]$$

$$A_{s_{M-}} = 3,72 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento (S)

Se utilizará para este momento el $A_{s_{min}}$ porque $A_{s_{min}} > A_{s_{req-M+}}$ y utilizando varilla núm. 3 ($A_s = 0,71 \text{ cm}^2$)

$$\frac{6,27 \text{ cm}^2}{0,7125 \text{ cm}^2} - 100 \text{ cm} \Rightarrow S = 11,36 \text{ cm}$$

Por lo tanto, colocar en la cama superior en forma de bastones varillas núm. 3 @ 10 cm y en la cama inferior varillas corridas núm. 3 @ 10 cm.

- Acero por temperatura

Según el Código ACI-05, sección 7.12.2.1, el acero por temperatura debe ser por lo menos:

$$A_{s_{temp.}} = 0,002 * b * t$$
$$A_{s_{temp.}} = 0,002 * 100 * 15 = 3,00 \text{ cm}^2$$

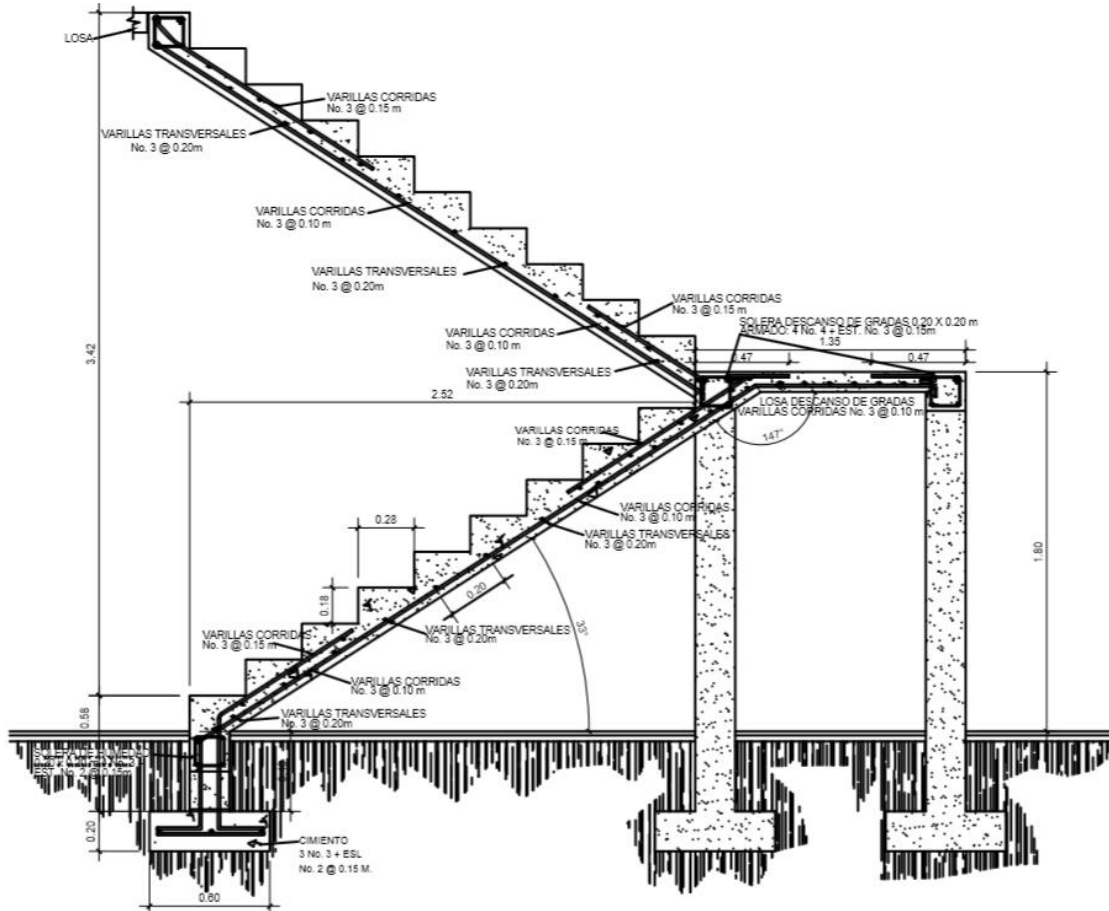
Según el Código ACI-05, sección 7.12.2.2, el acero por temperatura en ningún caso debe colocarse con una separación mayor de 5 veces el espesor del elemento, ni se necesita que sea mayor a 45 cm.

Se determina el espaciamiento (S) que se requiere, usando varillas Núm. 3 (A = 0,7125 cm²):

$$\frac{3,00 \text{ cm}^2}{0,7125 \text{ cm}^2} - 100 \text{ cm} = S \Rightarrow S = 23,75 \text{ cm}$$

Por lo tanto, colocar varillas núm. 3 @ 20 cm en el sentido transversal de la escalera.

Figura 103. **Detalle de armado de escalera**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.7. Presupuesto del proyecto

El presupuesto se elaboró a base de precios unitarios, aplicando un 30 por ciento de costos indirectos, en los cuales van incluidos gastos de administración, supervisión, utilidades e imprevistos.

Los precios de los materiales se obtuvieron mediante cotizaciones en centros de distribución cercanos a la región y la mano de obra se determinó de acuerdo a lo establecido por la Municipalidad.

Tabla LVIII. Presupuesto de Instituto para cantón Altos de San Gabriel

Núm.	Renglón	Cantida	Unidad	PU	TOTAL
1	Chapeo, nivelación y limpieza	1 312,02	m ²	Q 20,88	Q 27 395,75
2	Trazo y estaqueado	600,00	m ²	Q 19,70	Q 11 818,03
3	Excavación para zapatas Z1	79,80	m ³	Q 104,15	Q 8 311,38
4	Excavación de cemento corrido	238,00	ml	Q 52,57	Q 12 511,39
5	Zapatas tipo 1	57,00	Unidad	Q 1 043,87	Q 59 500,65
6	Solera de humedad	238,00	ml	Q 313,45	Q 74 601,46
7	Columna principal C1 - primer nivel	57,00	Unidad	Q 1 872,47	Q 106 730,79
8	Columna principal C1 - segundo nivel	57,00	Unidad	Q 1 522,46	Q 86 780,21
9	Columna C-2 primer nivel	27,00	Unidad	Q 1 009,35	Q 27 252,50
10	Columna C-2 segundo nivel	27,00	Unidad	Q 1 013,85	Q 27 373,82
11	Columna C-3 primer nivel	11,00	Unidad	Q 570,65	Q 6 277,17
12	Columna C-3 segundo nivel	11,00	Unidad	Q 467,84	Q 5 146,28
13	2 Soleras intermedias primer nivel	425,00	ml	Q 216,09	Q 91 838,52
14	Solera final primer nivel	235,00	ml	Q 359,57	Q 84 498,84
15	Solera de entepiso	50,00	ml	Q 216,18	Q 10 809,10
16	2 Soleras intermedias segundo nivel	425,00	ml	Q 216,09	Q 91 838,52
17	Solera final segundo nivel	235,00	ml	Q 359,57	Q 84 498,84
18	Solera de descanso en gradas	11,00	ml	Q 220,81	Q 2 428,91
19	Levantado de muro-block 0.19x0.19x0.39	1 050,00	m ²	Q 148,57	Q 156 002,27
20	Viga 1 - Primer Nivel	79,50	ml	Q 571,08	Q 45 400,61
21	Viga 2 - Primer Nivel	8,60	ml	Q 462,93	Q 3 981,23
22	Viga 1 - Segundo Nivel	89,00	ml	Q 565,54	Q 50 333,38
23	Viga 2 - Segundo Nivel	7,80	ml	Q 470,65	Q 3 671,09
24	Losa plana - primer nivel	560,00	m ²	Q 468,25	Q 262 219,84
25	Losa plana - segundo nivel	560,00	m ²	Q 478,54	Q 267 980,72
26	Módulo de gradas	1,00	Global	Q 24 858,83	Q 24 858,83
27	Repello	1 755,41	m ²	Q 41,31	Q 72 516,61
28	Cernido	1 755,41	m ²	Q 37,60	Q 66 011,40
29	Piso	945,00	m ²	Q 135,50	Q 128 048,20
30	Puertas y ventanas	1,00	Global	Q 239 514,66	Q 244 216,96
31	Instalación eléctrica (iluminación)	1,00	Global	Q 29 315,31	Q 29 315,31
32	Instalación eléctrica (fuerza)	1,00	Global	Q 14 567,34	Q 14 567,34
33	Instalación hidráulica	1,00	Global	Q 30 868,55	Q 30 868,55
34	Instalación sanitaria y pluvial	1,00	Global	Q 14 612,97	Q 14 612,97
Costo total del proyecto:					Q 2 234 217,46

Fuente: elaboración propia.

3.8. Evaluación ambiental

La evaluación de impacto ambiental se llevó a cabo por medio de una boleta de identificación y evaluación de riesgo, que utiliza el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), dicha boleta fue proporcionada por la Dirección Municipal de Planificación (DMP) del municipio de San Gabriel. Los resultados obtenidos durante la evaluación fueron de 216 puntos. Por lo tanto, según la boleta al ser el puntaje de evaluación menor a 400 puntos, el proyecto es aceptado.

Tabla LIX. **Boleta de identificación y evaluación de impacto ambiental**

Proyecto:		Diseño de Instituto Nacional de Educación Básica de dos niveles												
Localización		Cantón Altos de San Gabriel, San Gabriel, Suchitepéquez												
Identificación y evaluación de riesgo programas/proyectos			N.A.	Expuesto al evento General al evento	Nula	Mínima	Moderada	Severa	Baja	Media	Alta	Extremadamente Alta	Total = A * V	
														Amenaza
Origen del evento	Factor	Tipo de evento			0	4	8	#	2	4	8	10		
Naturales	Meteorológicos	Huracanes, ciclones y tifones			X				X				0	
		Tornados			X				X				0	
		Tormenta tropical				X			X				8	
		Onda térmica fría			X				X				0	
		Onda térmica cálida			X				X				0	
		Inundaciones				X				X			16	
		Sequias que provocan pérdidas agrícolas				X			X				8	
	Otros													
	Topográficos o geotécnicos	Derrumbes				X				X				8
		Deslizamientos				X				X				0
		Lahares				X				X				0
		Flujos de lodo y agua				X				X				0
	Otros													

Continuación de la tabla LIX.

Naturales	Tectónicos ó geológicos	Terremotos (sismos)					X				X									8			
		Erupciones volcánicas					X					X									0		
		Maremotos					X					X									0		
	otros																						
Antropico-social	Derechos humanos	Violación de derechos humanos					X					X									0		
		genera pobreza					X					X										0	
		Genera discriminación					X					X										0	
		Ocurrencia de epidemias					X					X										0	
	otros																						
	Seguridad ciudadana	Delincuencia organizada					X						X										0
		Delincuencia comun					X						X										0
		conflictos limítrofes					X						X										0
		Ocurrencia de guerra					X						X										0
		Ocurrencia de terrorismo					X						X										0
	Otros																						
	Entorno político economico-social	Crisis política					X						X										0
		Crisis gobernabilidad					X						X										0
		Crisis economica										X									X		64
		Crisis social										X									X		64
	Otros																						
	Manejo del ambiente	Destrucción de hábitats naturales					X						X										0
		Radiación solar intensa					X						X										0
		Descarga de sólidos y líquidos a cuerpos de agua									X			X									8
		Descarga de partículas sólidas al aire									X			X									8
		Contaminación por ruido superior a 90 DB									X			X									8
		Contaminación de suelos									X			X									0
Sobre-explotación de recursos naturales										X			X									0	
Desertificación										X			X									0	
Incendios forestales										X			X									0	
Otros																							

Continuación de la tabla LIX.

Antropico-social	Accidentes	Fallas industriales y tecnológicas				X						X							0	
		De transporte aéreo, acuático y terrestre				X							X							0
		Derrame de productos petroleros				X							X							0
		Depositos industriales y químicos				X							X							0
		colapso de estructuras				X							X							0
		Explosiones				X							X							0
		Centrales eléctricas, térmicas y geotérmicas				X							X							0
		Oleoductos				X							X							0
		coheterias				X							X							0
		Urbanización desordenada							X							X				16
		Edificios, ruinas, monumentos abandonados				X							X							0
		Otros																		
Factor	Escala	Descripción															TOTAL	216		
Amenaza	Nula	No apreciable																		
	Minima	Visible, sin importancia para la estabilidad del sistema																		
	Moderada	Alteración notable, pero en un ambito reducido																		
	Severa	Alteración notable, extensa consecuencias dañinas y mortales																		
vulnerabilidad	Baja	Población es afectada en forma mínima, no existe peligro de muerte																		
	Media	Población es afectada focalmente, existe peligro de muerte																		
	Alta	Población es afectada extensivamente, existe peligro de muerte																		
	Extrema alta	Población es afectada extensivamente, existe peligro de muerte, sin capacidad de recuperación																		
Escala de decisión - puntos de riesgo	Bajo	menor 400 (se acepta el proyecto con medidas mitigación)																		
	Medio	mayor de 401 hasta 1000 (reformular el proyecto)																		
	Alto	mayor de 1000 (Se rechaza el proyecto, reformularlo)																		

Fuente: Dirección Municipal de Planificación, San Gabriel, Suchitepéquez

CONCLUSIONES

1. El puente vehicular se diseñó tomando en cuenta aspectos que establece la Dirección General de Caminos y los requisitos estructurales de la Norma AASHTO LRFD.
2. La estructura del edificio educativo se diseñó cumpliendo los parámetros arquitectónicos y estructurales mínimos necesarios, logrando el confort y seguridad de las personas que utilicen dicha edificación.
3. En el diseño estructural del edificio educativo se aplicaron diferentes criterios, tanto técnicos como económicos, y se utilizaron normativos de carácter estructural como el código ACI, Agies; esto con el propósito de garantizar una estructura segura y que sea capaz de resistir un evento sísmico.
4. Los dos proyectos no provocarán un impacto ambiental significativo, por lo que su ejecución es viable.
5. El costo total del puente vehicular es de Q 1 750 521,30 y el costo total del edificio educativo es de Q 2 234 217,46.

RECOMENDACIONES

1. Garantizar la supervisión técnica profesional durante la ejecución de los proyectos, para que las especificaciones y requerimientos contenidos en los planos puedan ser cumplidos.
2. El costo de los proyectos se verá afectado de manera directa al momento de ejecutar el mismo, por tal razón será necesario actualizar los costos previos a la construcción.
3. Los materiales a utilizar deben ser de buena calidad y si es necesario serán sometidos a pruebas de laboratorio, para garantizar que se encuentren en condiciones óptimas.
4. Utilizar mano de obra local para la ejecución de los proyectos, ya que esto creará fuentes de trabajo en las comunidades.
5. Capacitar a los miembros del cocode, para que puedan realizar de buena manera el mantenimiento de los dos proyectos, y así garantizar su total funcionamiento y durabilidad.

BIBLIOGRAFÍA

1. ALVAREZ, Ricardo. *Programas para el análisis de estructuras de mampostería reforzada por los métodos simplista y realista*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2005. 221 p.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials. *Especificaciones de diseño para puentes utilizando la metodología (AASHTO) del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)*. EE.UU: 2004. 1 436 p.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 474 p.
4. BRAJA, M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4a ed. California: Thomson, 1999. 862 p. ISBN: 0534954030.
5. Comité ACI 318 American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-05) y comentario (ACI 318SR-05)*. Estados Unidos: ACI, 2005. 490 p.
6. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: Ingenieros Consultores de Guatemala, 2000. 325 p.

7. MENDEZ BERREONDO, Luis Antonio. *Diseño del edificio escolar y gimnasio polideportivo en la aldea Cerro de Oro del municipio de Santiago Atitlán del departamento de Sololá*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2012. 292 p.
8. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill, 2001. 722 p. ISBN: 958600953X.
9. RODRÍGUEZ, Arturo. *Puentes con AASHTO-LRFD*. 5a ed. Perú: 2012. 337 p.

APÉNDICES

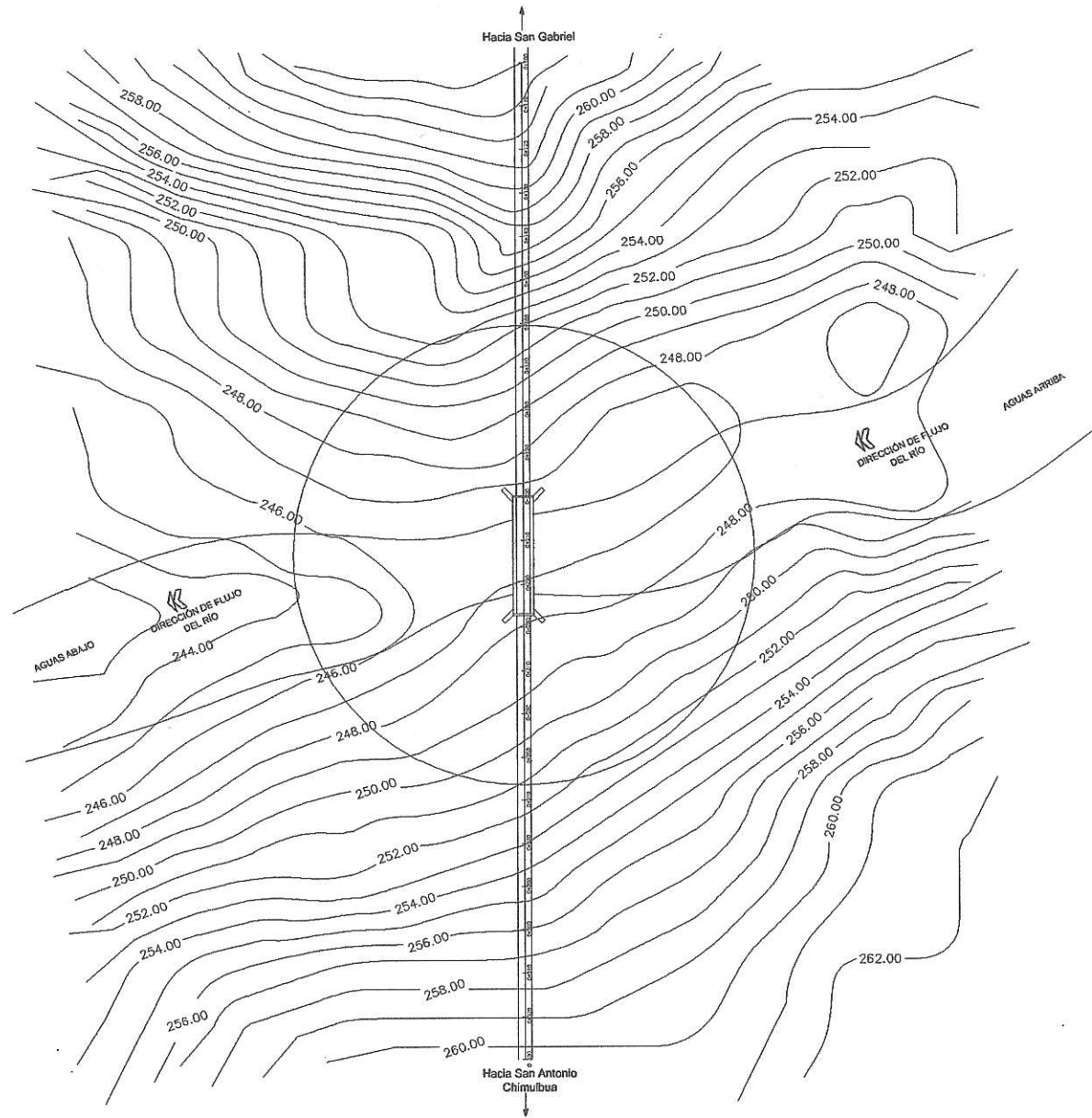
Se adjuntan los siguientes planos constructivos:

Puente vehicular ubicado en la aldea San Antonio Chimulbua, San Gabriel, Suchitepéquez:

1. Planta general y perfil del puente
2. Planta acotada y planta de armado de losa
3. Elevación y sección transversal
4. Viga principal y diafragmas
5. Subestructura

Instituto Nacional de Educación Básica de dos niveles ubicado en el cantón Altos de San Gabriel, San Gabriel, Suchitepéquez:

1. Planta amueblada
2. Planta acotada
3. Vigas y losas del primer nivel
4. Vigas y losas del segundo nivel
5. Cimientos y columnas
6. Detalles estructurales
7. Planta de acabados
8. Planta de agua potable
9. Planta de drenajes
10. Elevaciones
11. Planta de iluminación
12. Planta de fuerza



PLANTA GENERAL DE PUENTE SAN ANTONIO CHIMULBUA
 ESCALA: 1 / 750

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

DISEÑO:
 AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 2004

CONSTRUCCIÓN:
 ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y Puentes DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS DE GUATEMALA (D.G.C. 2001)

CARGA VIVA:
 CAMION H20-44 DEL AASHTO

MATERIALES:

CONCRETO:
 CONCRETO FC = 4000 PSI = 281 kg/cm² A LOS 28 DIAS PARA: LOSA, DIAFRAGMAS INTERNOS Y EXTERNOS, CORTINA, VIGA, VIGA DE APOYO, VIGAS PRINCIPALES Y POSTES. PROPORCIÓN 1:1.5:2.21 litros de agua.

TUBO HG 2" DE DIAMETRO PARA LOS RIELES

ACERO DE REFUERZO:
 ACERO GRADO 60 (G60): SE USARÁ ACERO DE REFUERZO DE GRADO ESTRUCTURAL 60 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS, CON LIMITE DE FLUENCIA 4200 kg/cm² EN VIGAS PRINCIPALES Y LOSA.

ACERO GRADO 40 (G40): SE USARÁ ACERO DE REFUERZO DE GRADO ESTRUCTURAL 40 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS, CON LIMITE DE FLUENCIA 2810 kg/cm² EN EL RESTO DE ELEMENTOS

CONCRETO CICLOPEO:
 ES UN CONCRETO SIMPLE EN CUYA MASA SE INCORPORAN GRANDES PIEDRAS O BLOQUES Y QUE NO CONTIENE ARMADURA. ES AQUEL QUE ESTÁ COMPLEMENTADO CON PIEDRAS DE TAMAÑO MÁXIMO DE 10" CUBRIENDO HASTA EL 30% MÁXIMO DEL VOLUMEN TOTAL. ESTAS DEBEN SER INTRODUCIDAS PREVIA SELECCIÓN Y LAVADO, CON EL REQUISITO INDISPENSABLE DE QUE CADA PIEDRA EN SU UBICACIÓN DEFINITIVA DEBE ESTAR TOTALMENTE RODEADA DE CONCRETO SIMPLE. DEBERA UTILIZARSE CEMENTO PORTLAND DE 4 000 PSI. SE DEBERA UTILIZAR AGREGADO GRUESO CON DIAMETRO NO MAYOR A 1" Y LIBRE DE SUSTANCIAS EXTRAÑAS TAL COMO ARCILLA Y BASURA, LA ARENA DE RÍO DEBE SER PREFERIBLEMENTE LAVADA Y LIMPIA DE TIERRA, BASURA O SUSTANCIAS EXTRAÑAS, SE PUEDE UTILIZAR PIEDRA PARTIDA O DE CANTO RODADO, DE BUENA CALIDAD DE PREFERENCIA EN ESTADO NATURAL (CARAS SIN LABRAR), LIMPIA, DURA, SANA, LIBRE DE SEGREGACIÓN, FRACTURAS, GRIETAS U OTROS DEFECTOS ESTRUCTURALES QUE TIENDAN A REDUCIR SU RESISTENCIA A LA INTERPERIE.

ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD

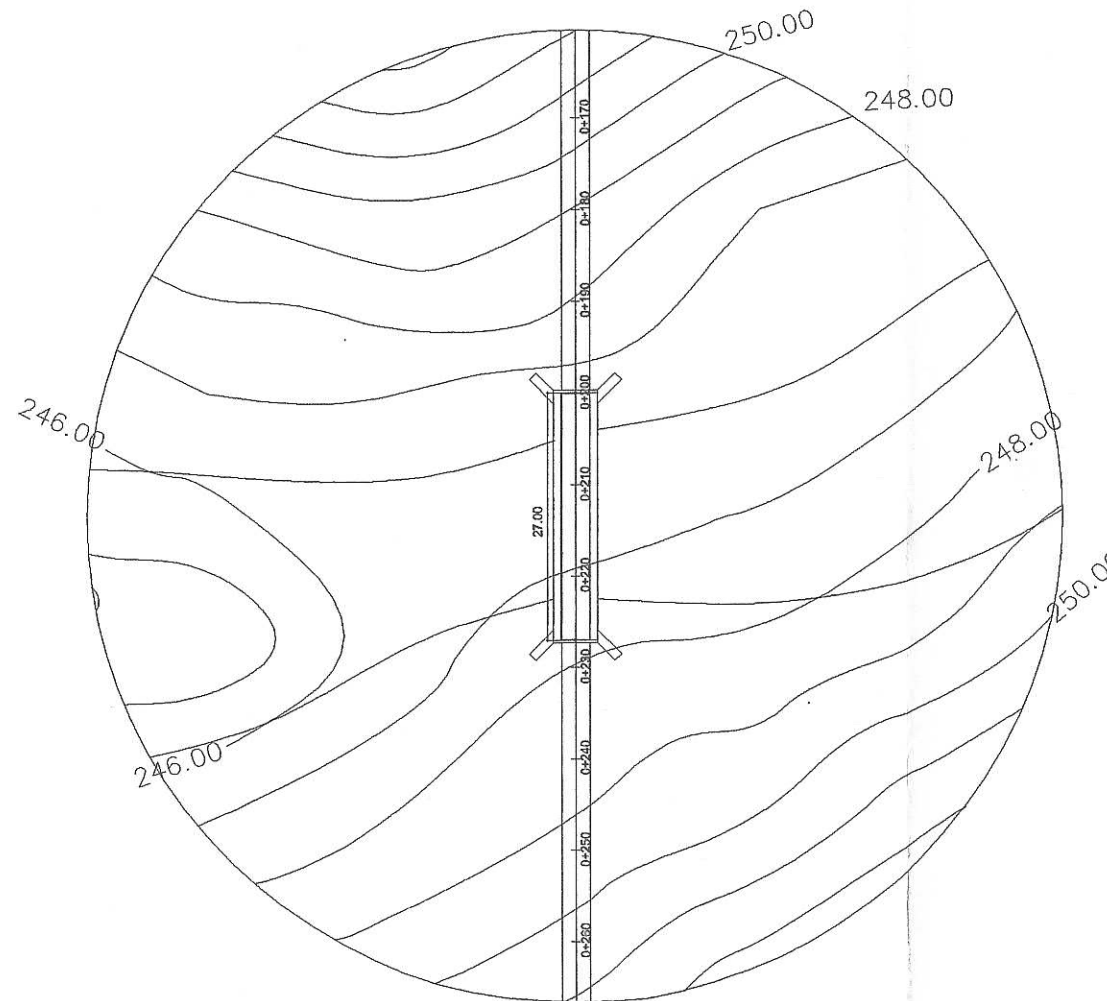
RECUBRIMIENTOS - AASHTO LRFD 5.12.3:
 SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA SE USARÁ EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO EN LAS BARRAS DE REFUERZO: 5 cm PARA LOS ARRIBA Y 2.5 cm ABAJO. PARA CORTINAS, VIGAS REFORZADAS Y DIAFRAGMAS SERÁ DE 5 cm. EL RECUBRIMIENTO SE MEDIRÁ ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DEL CONCRETO

LONGITUD DE DESARROLLO - AASHTO LRFD 5.12.2:
 SE PROPORCIONARÁ A TODAS LAS BARRAS LA LONGITUD NECESARIA A PARTIR DE DONDE SE REQUIEREN POR DISEÑO, SIENDO ESTA LONGITUD NO MENOR A: LA PROFUNDIDAD EFECTIVA DEL ELEMENTO, 15 VECES EL DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA O 1/20 DE LA LUZ LIBRE DEL TRAMO.

GANCHOS - AASHTO LRFD 5.10.2:
 -PARA LA ARMADURA LONGITUDINAL: GANCHOS CON UN ÁNGULO DE DOBLADO DE 180° MÁS UNA PROLONGACIÓN DE 4 VECES SU DIAMETRO NOMINAL (db), PERO NO MENOR QUE 7.5 cms EN EL EXTREMO LIBRE DE LA BARRA, O GANCHOS CON UN ÁNGULO DE DOBLADO DE 90° MÁS UNA PROLONGACIÓN DE 12 db EN EL EXTREMO LIBRE DE LA BARRA.
 -PARA LA ARMADURA TRANSVERSAL: BARRAS No. 5/8" Y MENORES GANCHOS CON UN ÁNGULO DE DOBLADO DE 90° MÁS UNA PROLONGACIÓN DE 6db EN EL EXTREMO LIBRE DE LA BARRA, BARRAS No. 3/4", 7/8", 1", GANCHOS CON UN ÁNGULO DE DOBLADO DE 90° MÁS UNA PROLONGACIÓN DE 12db EN EL EXTREMO LIBRE DE LA BARRA. BARRAS No. 1" Y MENORES, GANCHOS CON UN ÁNGULO DE DOBLADO DE DOBLADO DE 135° MÁS UNA PROLONGACIÓN DE 6db EN EL EXTREMO LIBRE DE LA BARRA.
 -GANCHOS SISMORESISTENTES DEBERÁN CONSISTIR EN UN GANCHO CON UN ÁNGULO DE DOBLADO DE 135° MÁS UNA PROLONGACIÓN NO MENOR DE 6db O 7.5 cm. EN SU EXTREMO LIBRE. SE DEBERÁN UTILIZAR GANCHOS SISMORESISTENTES PARA LA ARMADURA TRANSVERSAL EN REGIONES DONDE SE ANTICIPA FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS.

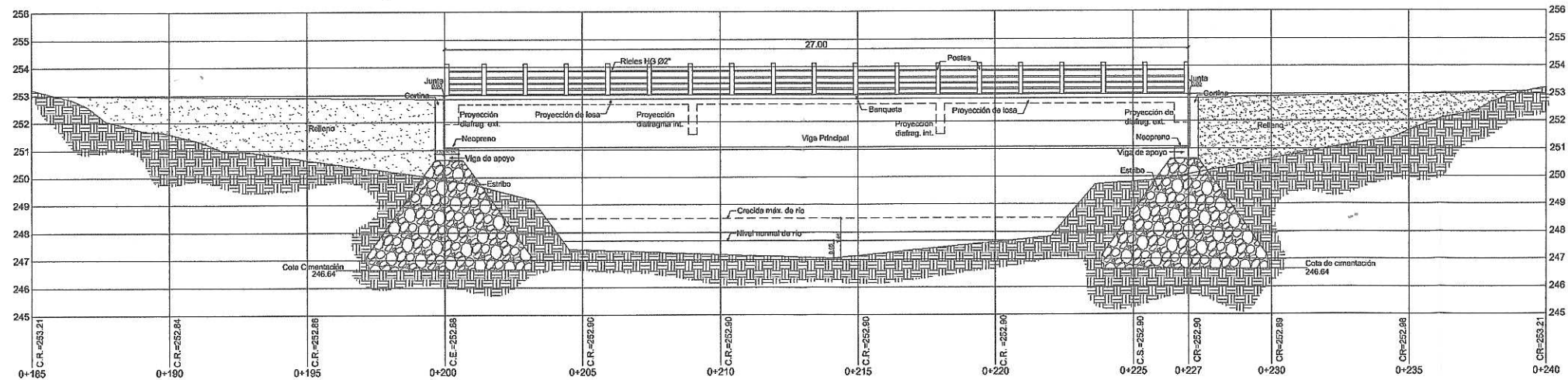
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN METROS.

- EL BORDILLO Y EL BARANDAL DEBERÁN FUNDIRSE DESPUES DE PERMITIR LA LIBRE DEFLEXIÓN DE LAS VIGAS.

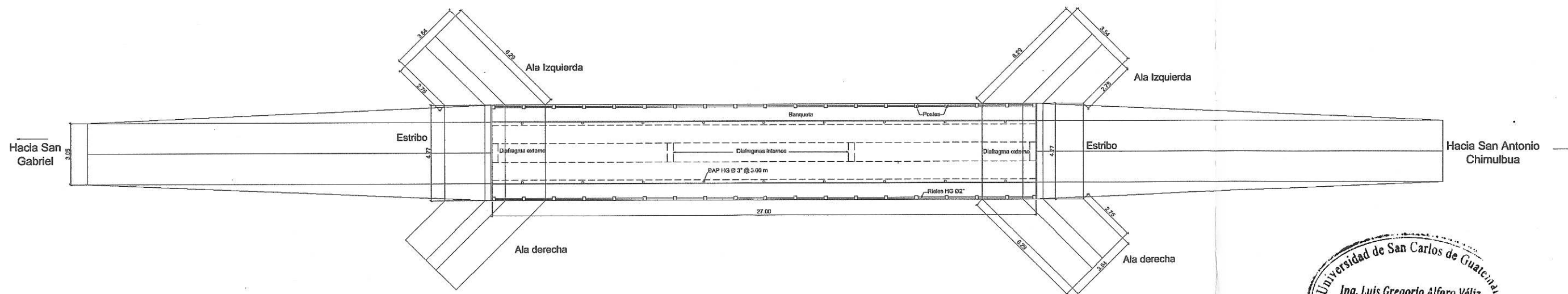


Universidad de San Carlos de Guatemala
 Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
 ASESOR - SUPERVISOR DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	MUNICIPALIDAD DE SAN GABRIEL, SUCHITEPEQUEZ PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA SAN GABRIEL, SUCHITEPEQUEZ
DISEÑO: DAVID GILDÁNNEZ CÁLCULO: DAVID GILDÁNNEZ DIBUJO: DAVID GILDÁNNEZ ESCALA: INDICADA FECHA: OCTUBRE 2014	CONTENIDO: UBICACIÓN DEL PUENTE SAN ANTONIO CHIMULBUA ESTUDIANTE: DAVID GILDÁNNEZ No. de: 01 06



PERFIL DE PUENTE VEHICULAR SAN ANTONIO CHIMULBUA
 ESCALA: 1 / 100



**PLANTA DE UBICACIÓN DEL PUENTE
 SAN ANTONIO CHIMULBUA**

ESCALA: 1 / 100

ESPECIFICACIONES:
 Las BAP en la fosa serán de tubo PVC Ø 3", según AASHTO LRFD 2.6.6.4. Y las secciones de la DGC 553.13 y 553.14


Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
 ASESOR - SUPERVISOR DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería



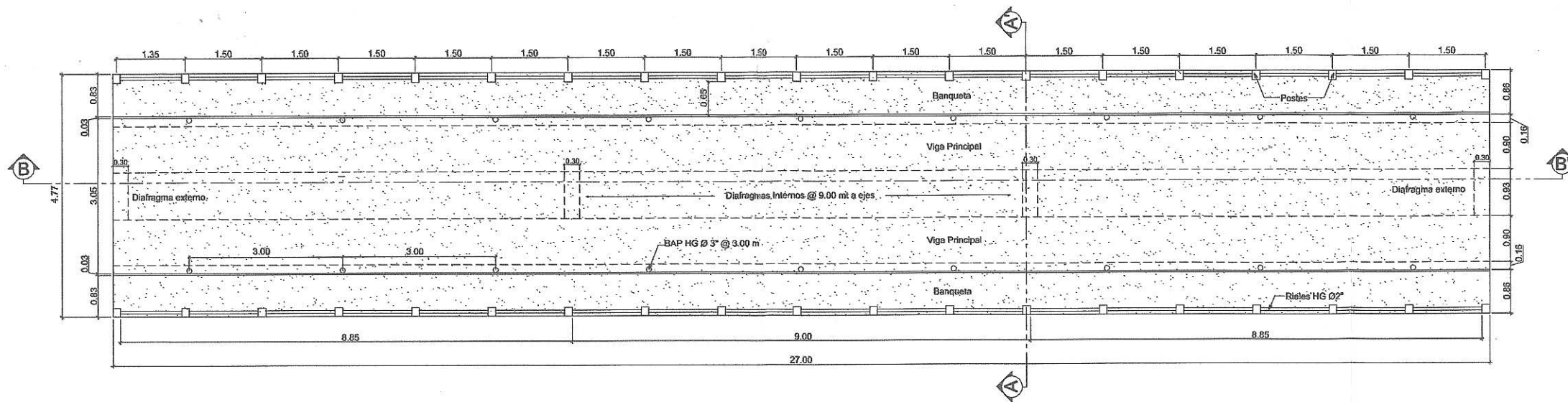
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ

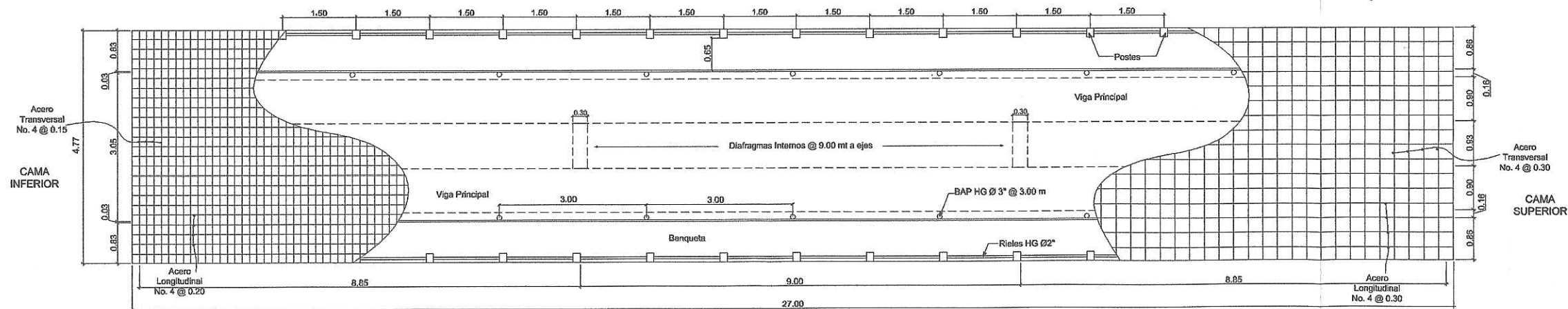
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA
 SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ

CONTENIDO: PERFIL Y UBICACIÓN DE PUENTE VEHICULAR

DISEÑO: DAVID GALDÁMEZ	ESTUDIANTE: JORGE DAVID GALDÁMEZ OSUNA	FECHA: 2007-09-07
CÁLCULO: DAVID GALDÁMEZ	Vo.Bo.:	02
DIBUJO: DAVID GALDÁMEZ		06
ESCALA: INVICADA		
FECHA: OCTUBRE 2014		



PLANTA ACOTADA DE PUENTE VEHICULAR
 ESCALA: 1 / 50



PLANTA DE ARMADO DE LOSA DEL PUENTE VEHICULAR
 ESCALA: 1 / 50


Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
 ASESOR - SUPERVISOR DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE SAN GABRIEL, SUCHITEPEQUEZ

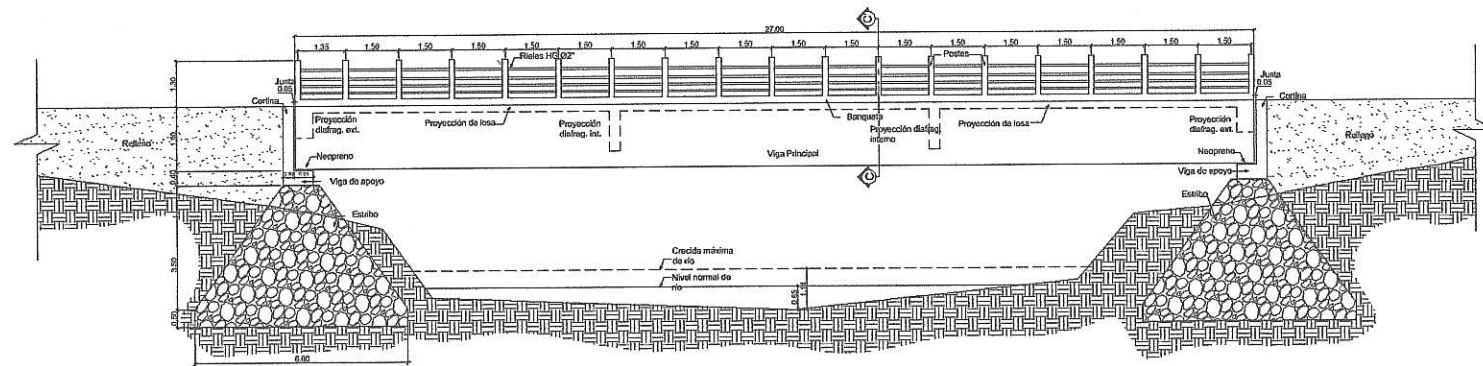
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA
 SAN GABRIEL, SUCHITEPEQUEZ

CONTENIDO: PLANTA ACOTADA Y PLANTA DE ARMADO DE LOSA

ESTUDIANTE: JORGE DAVID GARCIA GONZALEZ

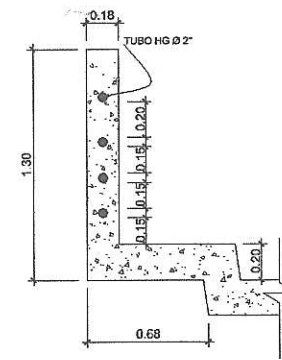
DISEÑO: DAVID GARCIA GONZALEZ
 CÁLCULO: DAVID GARCIA GONZALEZ
 DIBUJO: DAVID GARCIA GONZALEZ
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: OCTUBRE 2014

V.B.: 
 03
 06



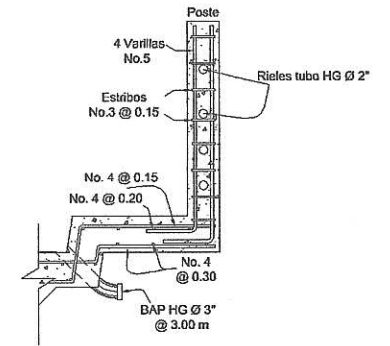
SECCIÓN LONGITUDINAL B - B'

ESCALA: 1 / 75



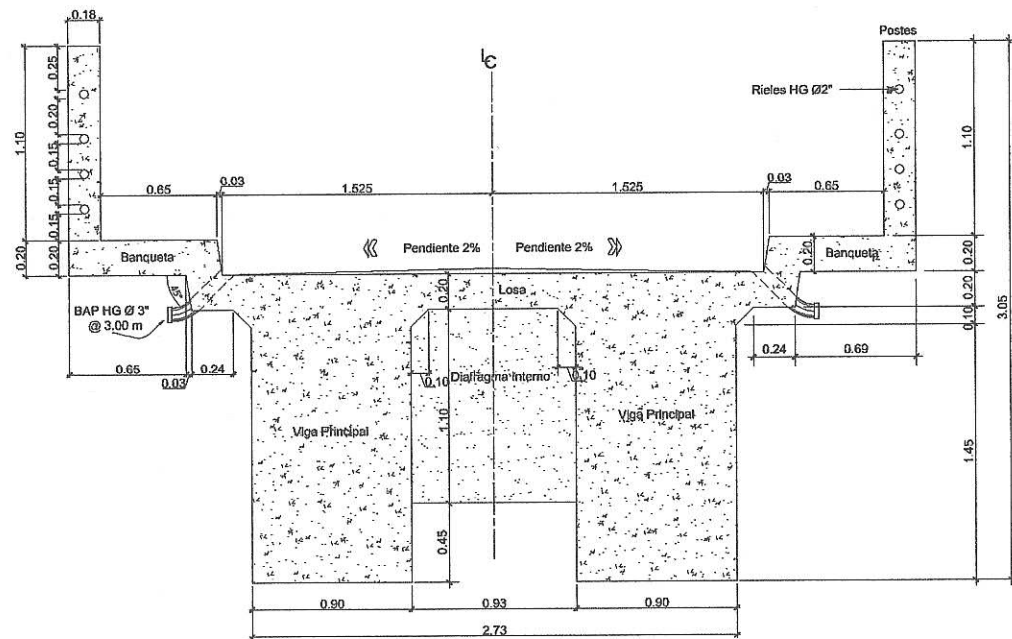
DETALLE TRANSVERSAL DE BARANDAL

ESCALA: 1 / 20



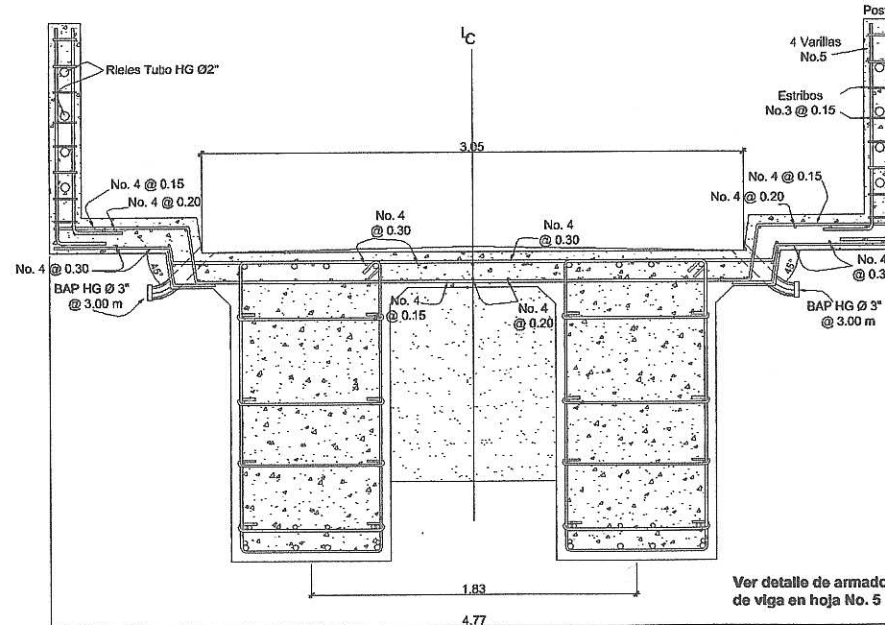
DETALLE DE ARMADO DE BARANDAL

ESCALA: 1 / 20



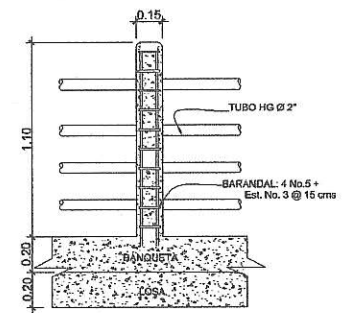
SECCIÓN TRANSVERSAL A - A'

ESCALA: 1 / 20



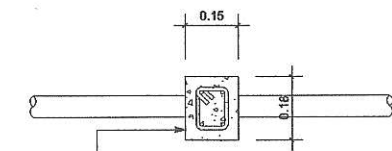
DETALLE DE ARMADO SECCIÓN C - C'

ESCALA: 1 / 20



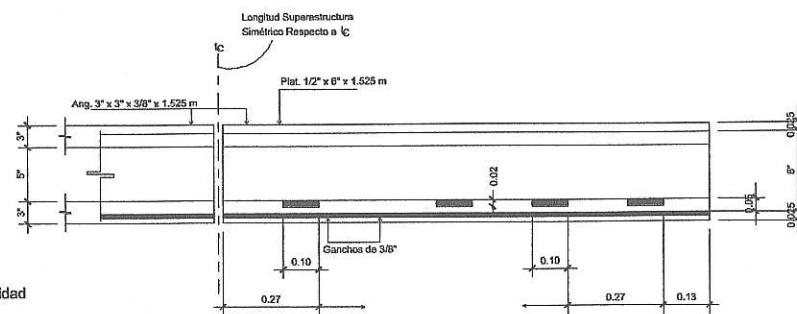
DETALLE LONGITUDINAL DE BARANDAL

ESCALA: 1 / 20



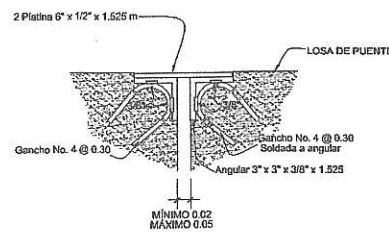
DETALLE DE ARMADO DE POSTE

ESCALA: 1 / 10



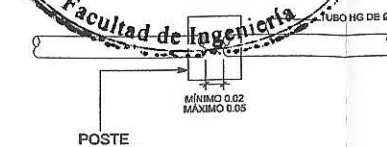
DISTRIBUCIÓN DE AGUJEROS PARA SOLDADURA EN PLATINA

ESCALA: 1 / 10



DETALLE DE JUNTA

SIN ESCALA



JUNTA EN RIELES

ESCALA: 1 / 10

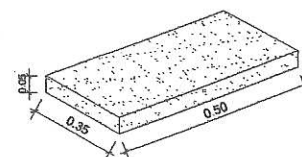
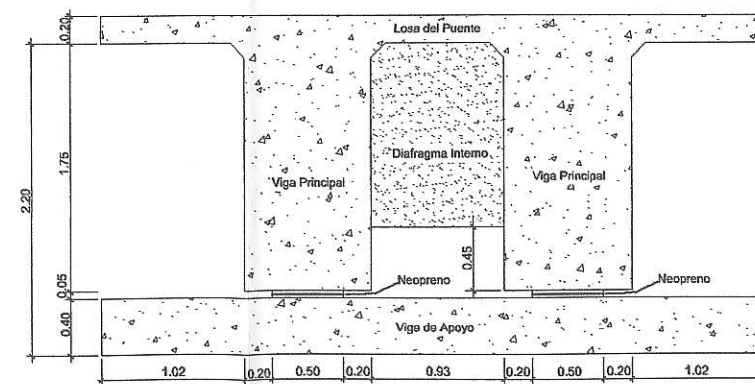
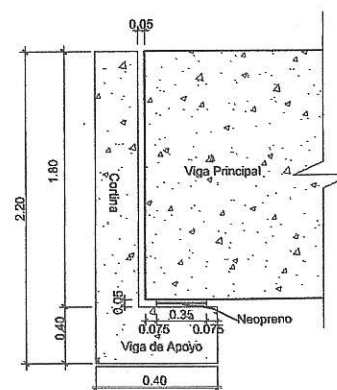
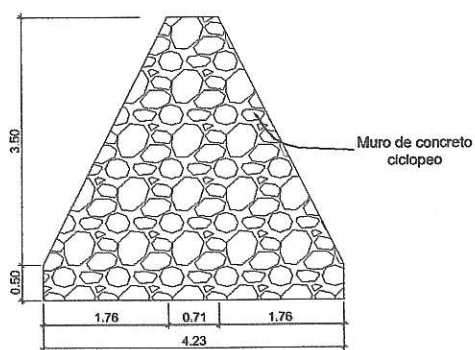
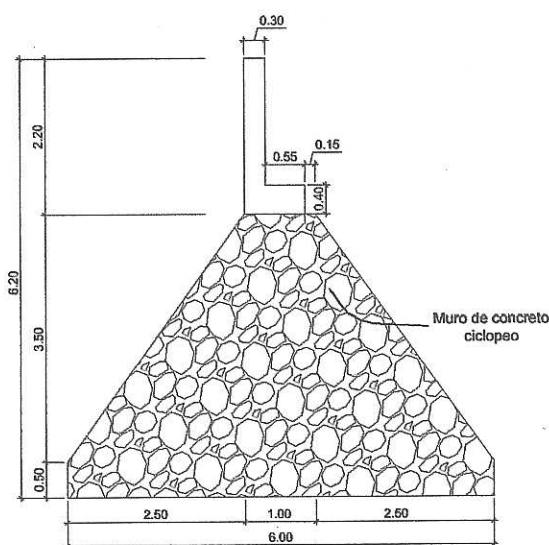
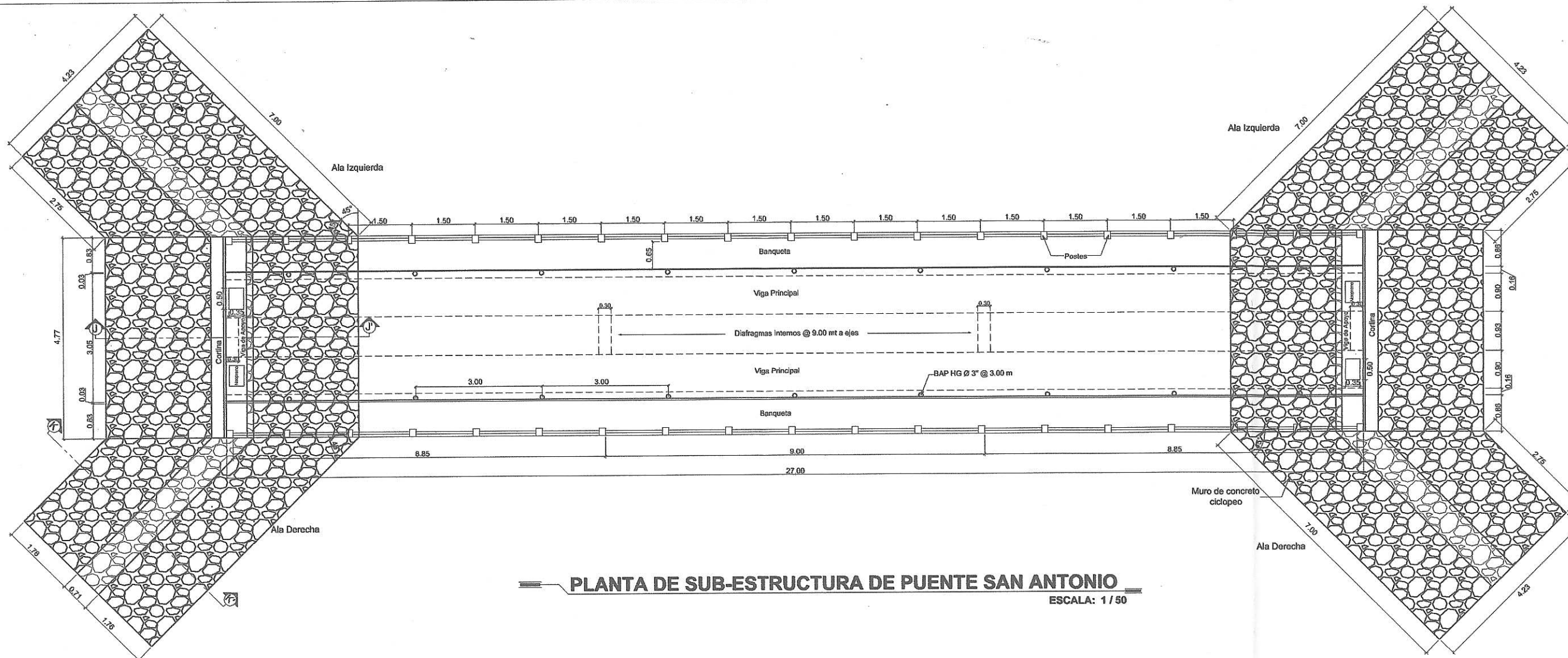
Especificación de junta:

Según DGC sección 553.10 incisos a, b, c y d.

Según las especificaciones especiales de la unidad ejecutora COVIAL la sección 507.01. Que dice:

Se deben anclar los angulares a las "U" de acero corrugado y estos a su vez anclarse al refuerzo del puente, aplicar soldadura con electrodos 60/11 para raíz flexible y 70/18 para relleno con soldadura industrial como mínimo de 200 amperios. En la plancha superior se coloca soldadura adicional en agujeros perforados en ella.

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
MUNICIPIALIDAD DE SAN GABRIEL, SUCHITEPEQUEZ.		PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA SAN GABRIEL, SUCHITEPEQUEZ	
CONTENIDO: SECCIONES LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES		ESTUDIANTE: JORGE DAVID GALDÁMEZ GARCÍA	
DISEÑO: DAVID GALDÁMEZ	CÁLCULO: DAVID GALDÁMEZ	DIBUJO: DAVID GALDÁMEZ	ESCALA: INDICADA
FECHA: OCTUBRE 2014		06	

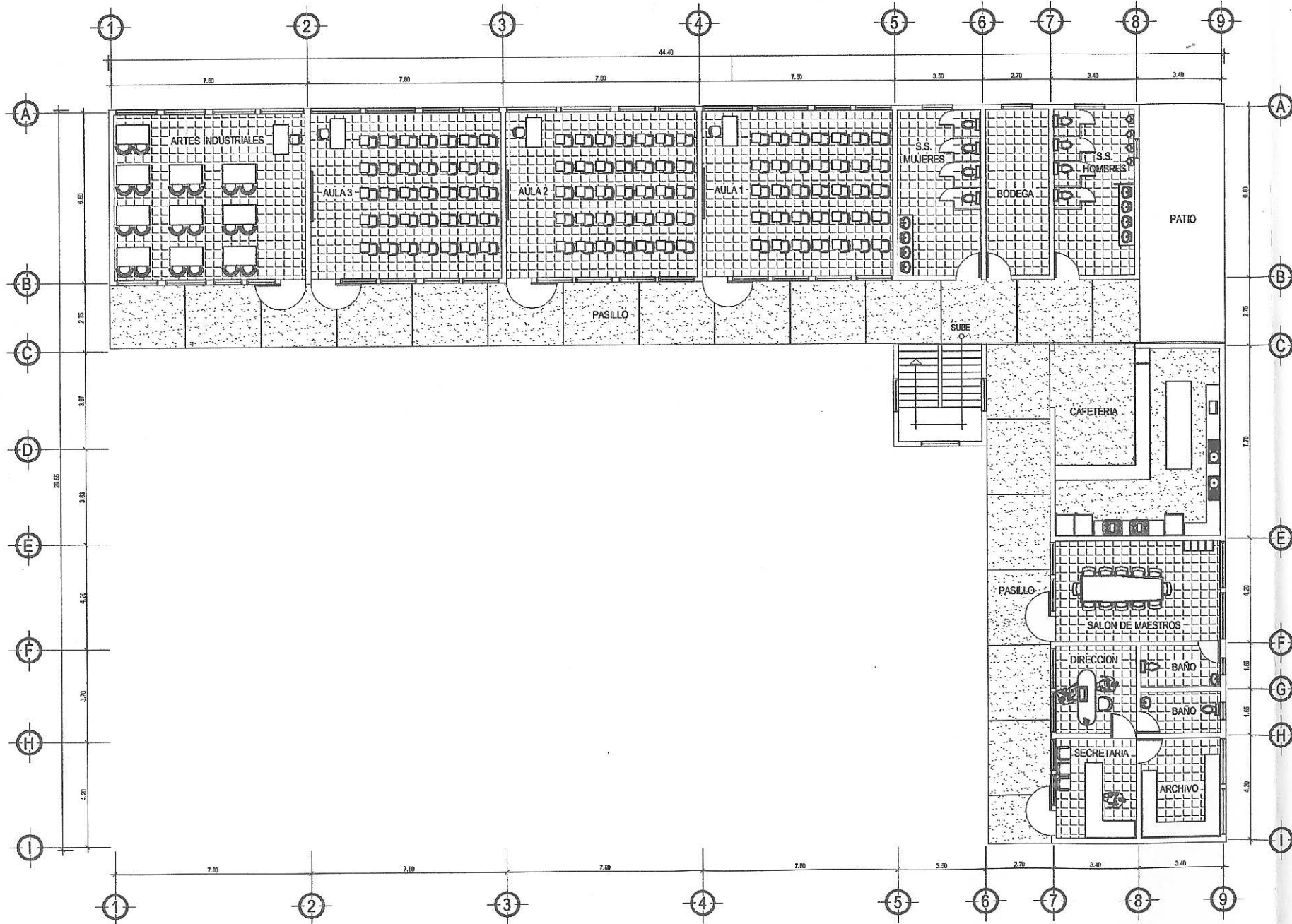


ESPECIFICACIONES DE NEOPRENO:
 Dureza: 60° Shore
 Dimensiones:
 Base: 50 cm
 Ancho: 35 cm
 Espesor: 5 cm
 2 planchas neopreno de 2.35 cm
 1 plancha de acero A36 de 3 mm

DETALLE DE NEOPRENO
 SIN ESCALA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
MUNICIPALIDAD DE SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN ANTONIO CHIMULBUA SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
CONTENIDO: SUB-ESTRUCTURA DE PUENTE SAN ANTONIO	
DISEÑO: DAVID GARDÁNEZ CÁLCULO: DAVID GARDÁNEZ DIBUJO: DAVID GARDÁNEZ ESCALA: INDICADA FECHA: OCTUBRE 2014	CARTE: 2017-00017 No.Bo: 0024 06



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

La resistencia última a la compresión del concreto a los 28 días deberá ser de: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia a la fluencia del acero:

- $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ o 40,000 psi
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ o 60,000 psi (únicamente en varillas longitudinales para las columnas principales C1-1 y C1-2, y en las varillas longitudinales dentro de la losa).

Recubrimientos (ACI 318-05 - CAP. 7.7):

- Vigas: 4cm
- Columnas: 4cm
- Losas: 2cm

Los ganchos de refuerzo, las longitudes de desarrollo y los empalmes se realizarán conforme a lo estipulado en el plano No. 12.

El doblar de las varillas de acero debe realizarse in situ, por ningún motivo debe calentarse el acero y tampoco utilizar soldaduras.

En paredes se utilizará block de concreto de 0.19x0.19x0.39 y con una resistencia de: $f_m = 70 \text{ kg/cm}^2$

El cemento a utilizar será tipo Portland I, que cumple la norma ASTM C150.

Los agregados deberán cumplir la norma ASTM C33, y su tamaño máximo no deberá exceder de 0.75 veces la separación mínima entre barras de refuerzo del elemento a fundir.

El agua deberá ser limpia, libre de residuos de aceite, ácidos, alcalis, sales, materia orgánica u otra sustancia que puedan ser dañinas para la mezcla o cualquier metal embetido en el concreto.

La relación agua-cemento, para la mezcla de concreto a utilizar en elementos estructurales principales como cimentaciones, vigas, columnas y losas no deberá de exceder del 0.50.

Cualquier tipo de aditivo a utilizar en la mezcla deberá de ser aprobado previamente por la supervisión.

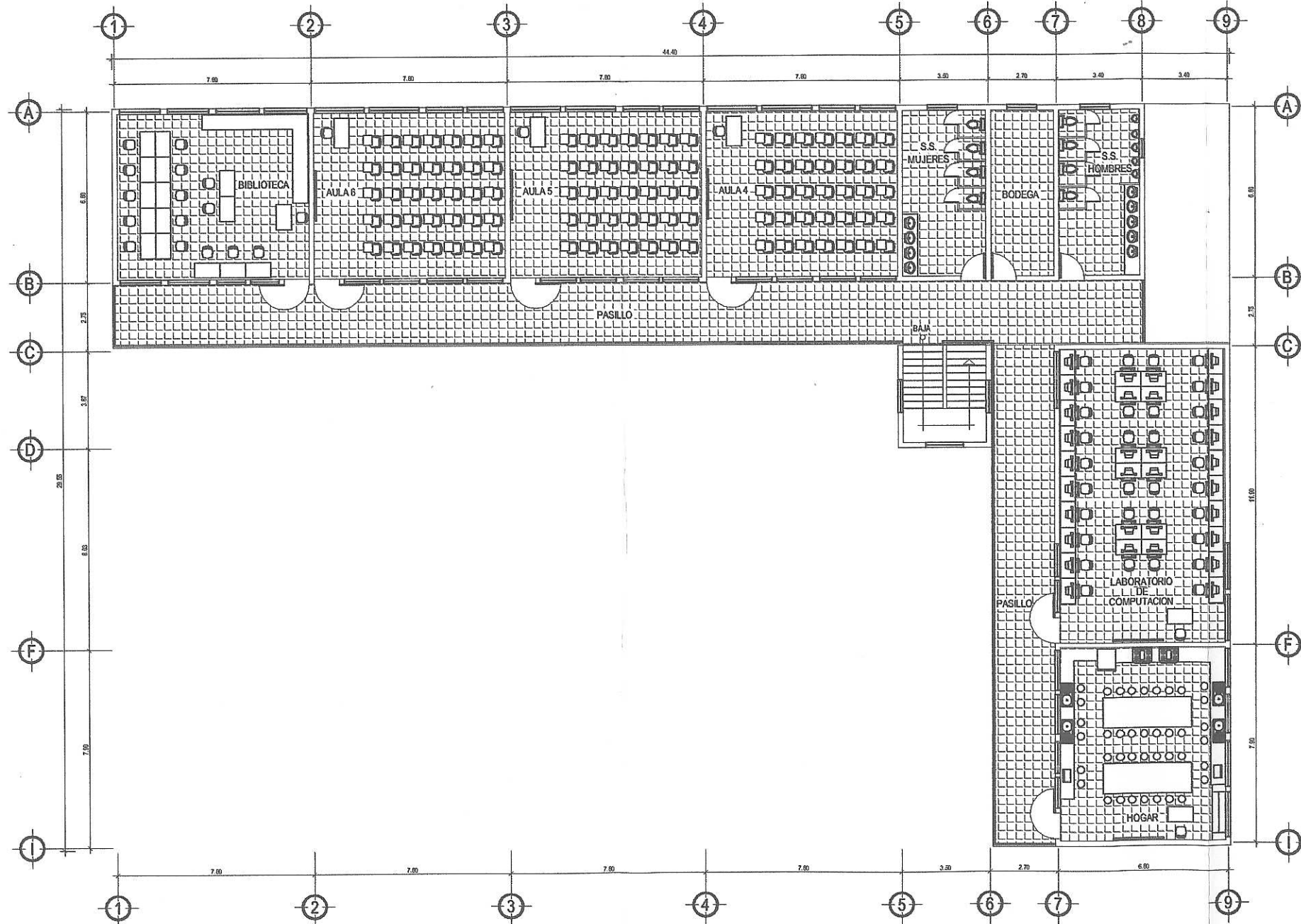
Para la colocación del concreto en losas deberán utilizarse vibradores para lograr un adecuado acondicionamiento de las partículas.

La calidad del concreto se verificará a través de pruebas de resistencia a la compresión de cilindros elaborados, curados y ensayados de acuerdo a las normas ASTM C31 y C39.

PLANTA ARQUITECTONICA
PRIMER NIVEL ESCALA 1:100

Universidad de San Carlos de Guatemala
Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
DISEÑO: DAVID GARCÍA	PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL	CONTENIDO: PLANTA ARQUITECTONICA
CÁLCULO: DAVID GARCÍA	ESTUDIANTE: JOSÉ DAVID GARCÍA	CAP.: 20/10/2014
DIBUJO: DAVID GARCÍA	No. de:	HOJA:
ESCALA: 1 / 100	FECHA: OCTUBRE 2014	27



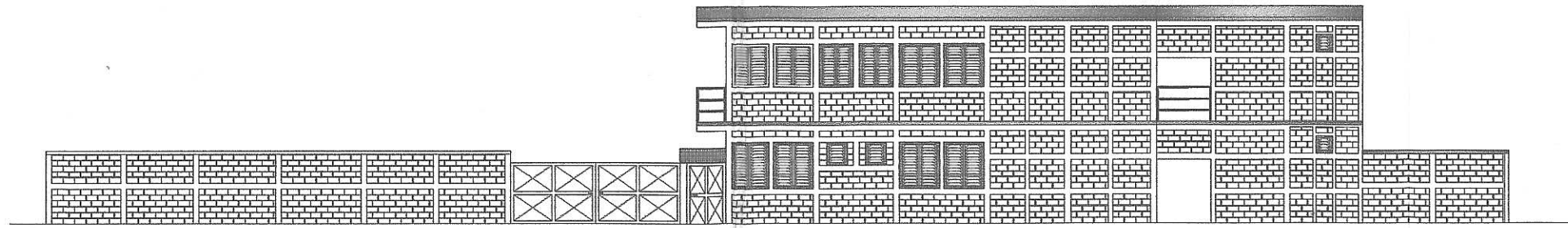
PLANTA ARQUITECTÓNICA

SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:100

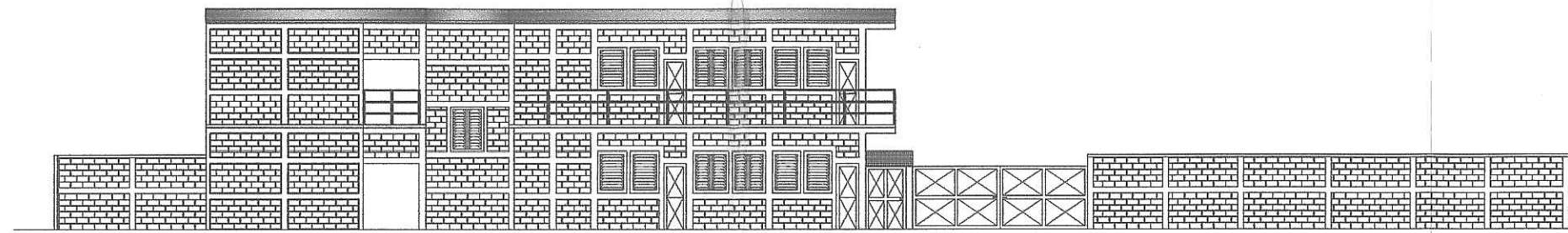


	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
	SAN GABRIEL, SUCHITEPEQUEZ		
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL			
CONTENIDO: PLANTA ARQUITECTÓNICA			
DESENÑO: DAVID GALDAMEZ	CÁLCULO: DAVID GALDAMEZ	ESTUDIANTE: JORGE DAVID GALDAMEZ GUERRA	CORNE: 1607-30587
DEBUIJO: DAVID GALDAMEZ	ESCALA: 1 / 100	FECHA: OCTUBRE 2014	HOJA 02
			27



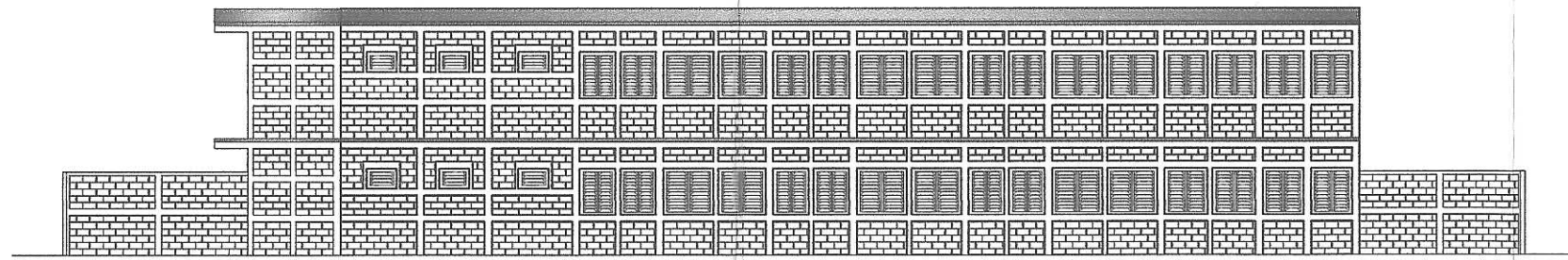
Fachada Frontal de Instituto

Escala Indicada



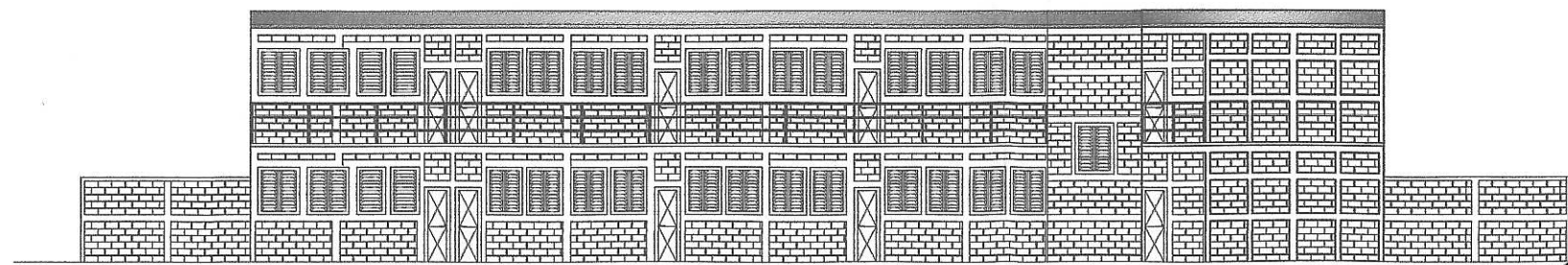
Fachada Posterior Interna de Instituto

Escala Indicada



Fachada Lateral Derecha de Instituto

Escala Indicada

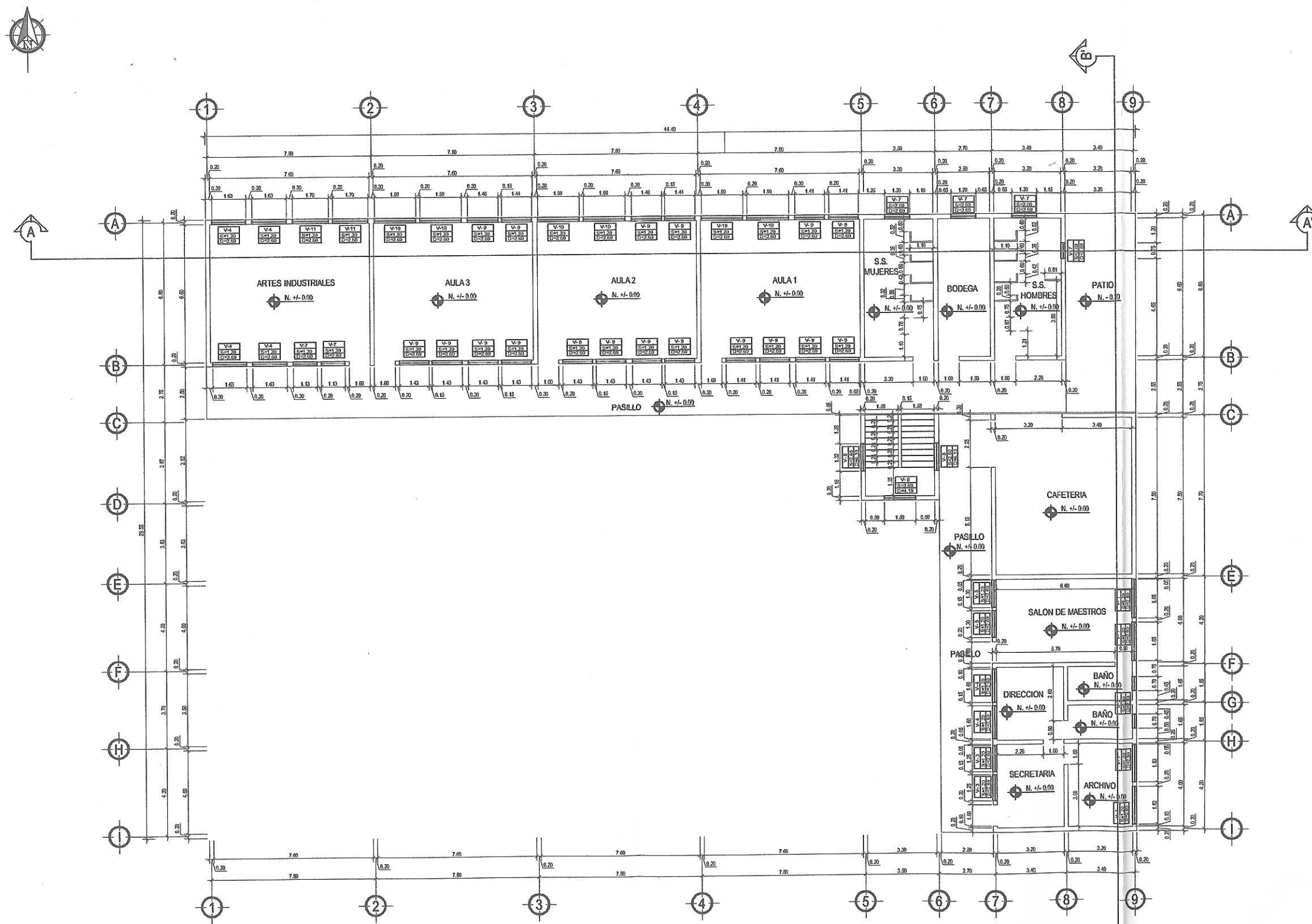


Fachada Lateral Izquierda de Instituto

Escala Indicada



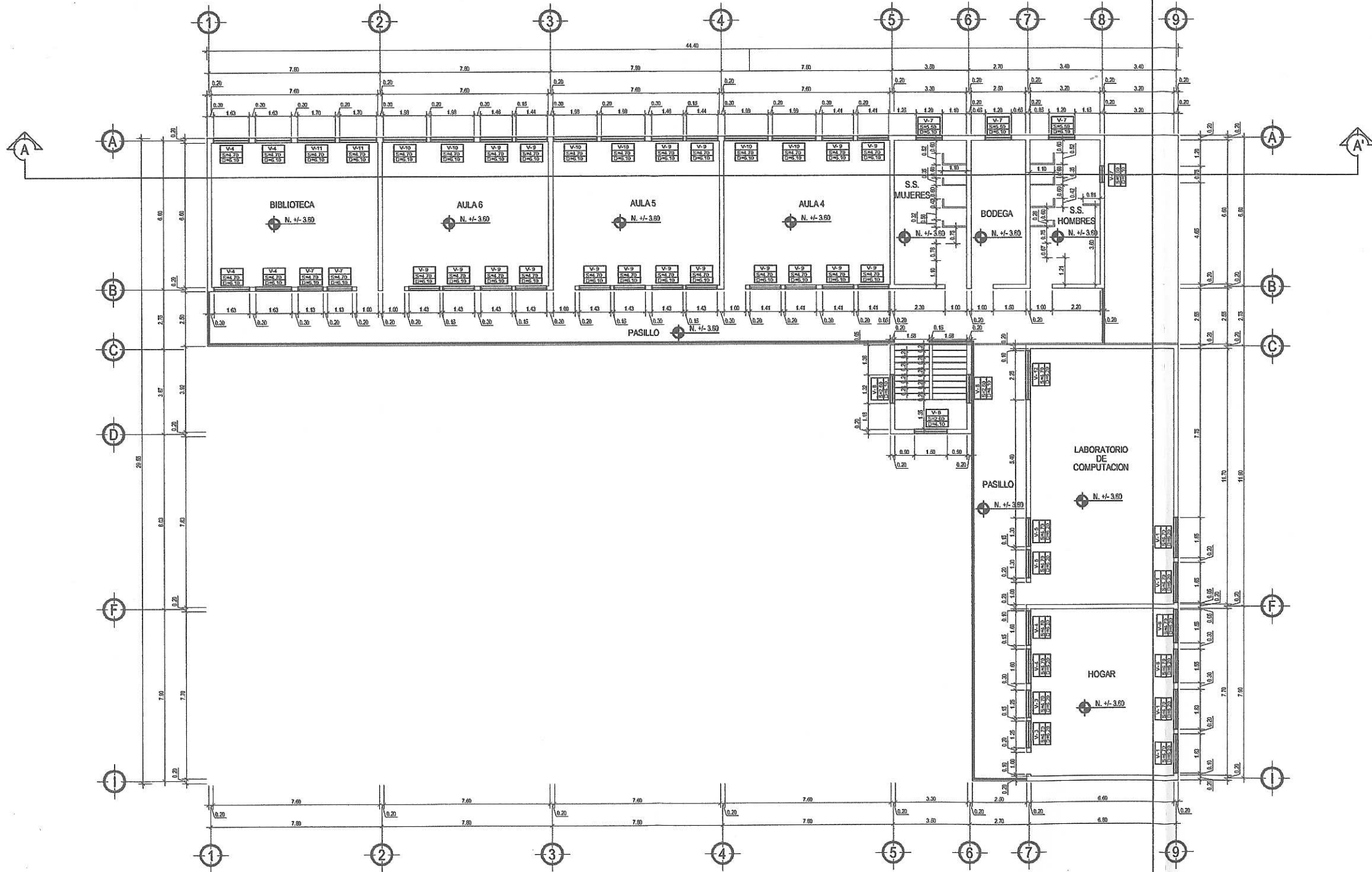
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ		
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL		
CONTENIDO: FACHADAS ARQUITECTONICAS		
DISEÑO: DAVID DALDÁVEZ	ESTUDIANTE: JORGE DAVID DALDÁVEZ QUIRÓS	CARNE: 2007-30597
CÁLULO: DAVID DALDÁVEZ	Val. de	HOJA
DBUJO: DAVID DALDÁVEZ		03
ESCALA: 1 / 100		27
FECHA: OCTUBRE 2014		



PLANTA ACOTADA
PRIMER NIVEL ESCALA 1:100

Universidad de San Carlos de Guatemala
Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACION BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL	CONTENIDO: PLANTA ACOTADA	
DISEÑO: DAVID DALGÁMEZ	ESTUDIANTE: JORGE DAVID DALGÁMEZ QUIRGA	C.A.N.E.: 107-30587
CÁLCULO: DAVID DALGÁMEZ	HOJA 04	
DIBUJO: DAVID DALGÁMEZ	ESCALA: 1 / 100	
FECHA: OCTUBRE 2014	27	



PLANTA ACOTADA

SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:100



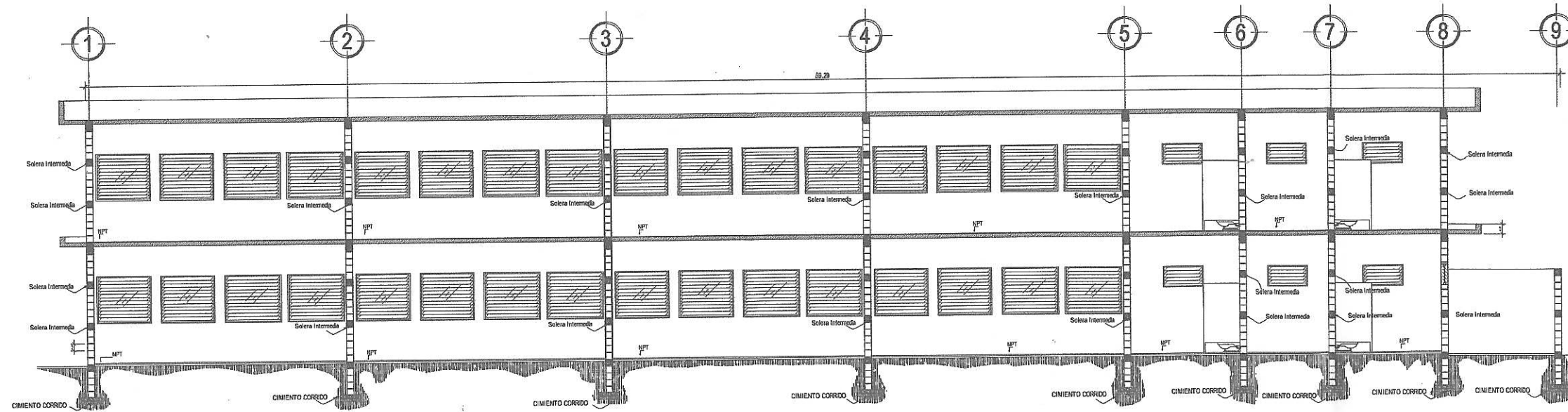
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ

PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL

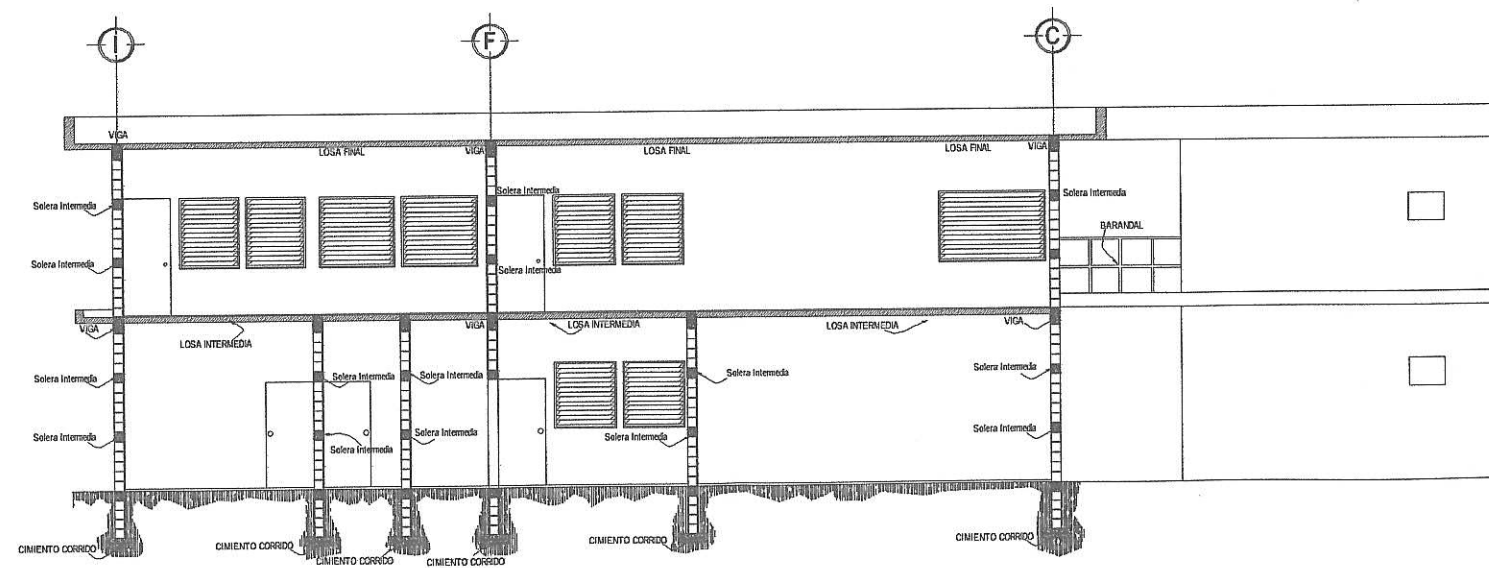
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA

DISEÑO: DAVID DALDUEZ	ESTUDIANTE: JORGE DAVID DALDUEZ	CARNÉ: 2007-30587	HOJA: 25
CÁLCULO: DAVID DALDUEZ	FECHA: OCTUBRE 2014		27



CORTE A - A'

ESCALA 1:75



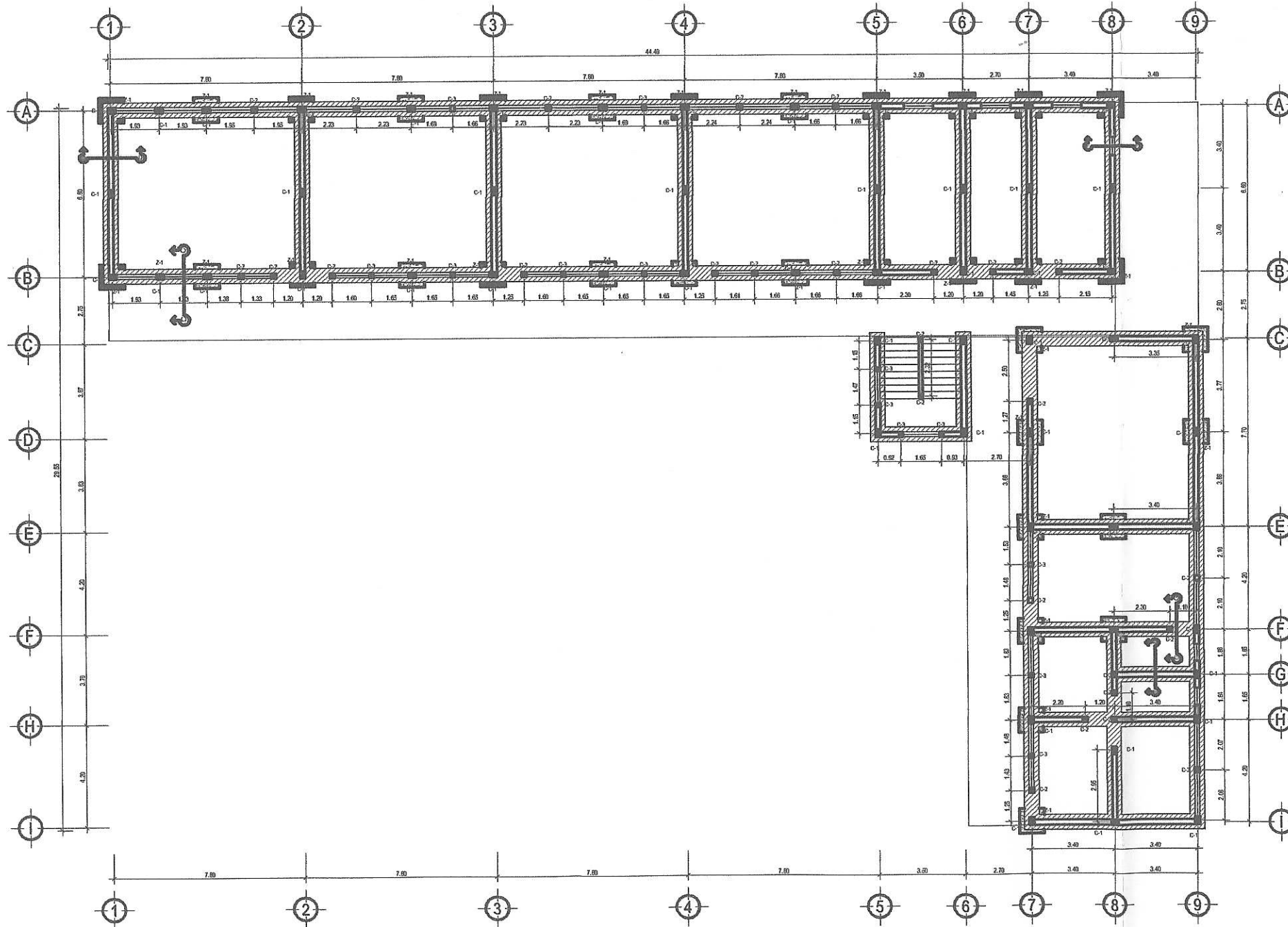
CORTE B - B'

ESCALA 1:75

NOTA: VER DETALLE DE SOLERAS Y VIGAS EN DETALLES DE CIMENTACIONES



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL	CONTENIDO: CORTES DE COTAS	
ESTUDIANTE: DAVID BALDÍEZ	CARNÉ: 2207-20597	HOJA 06
ESCALA: 1 / 100	FECHA: OCTUBRE 2014	27



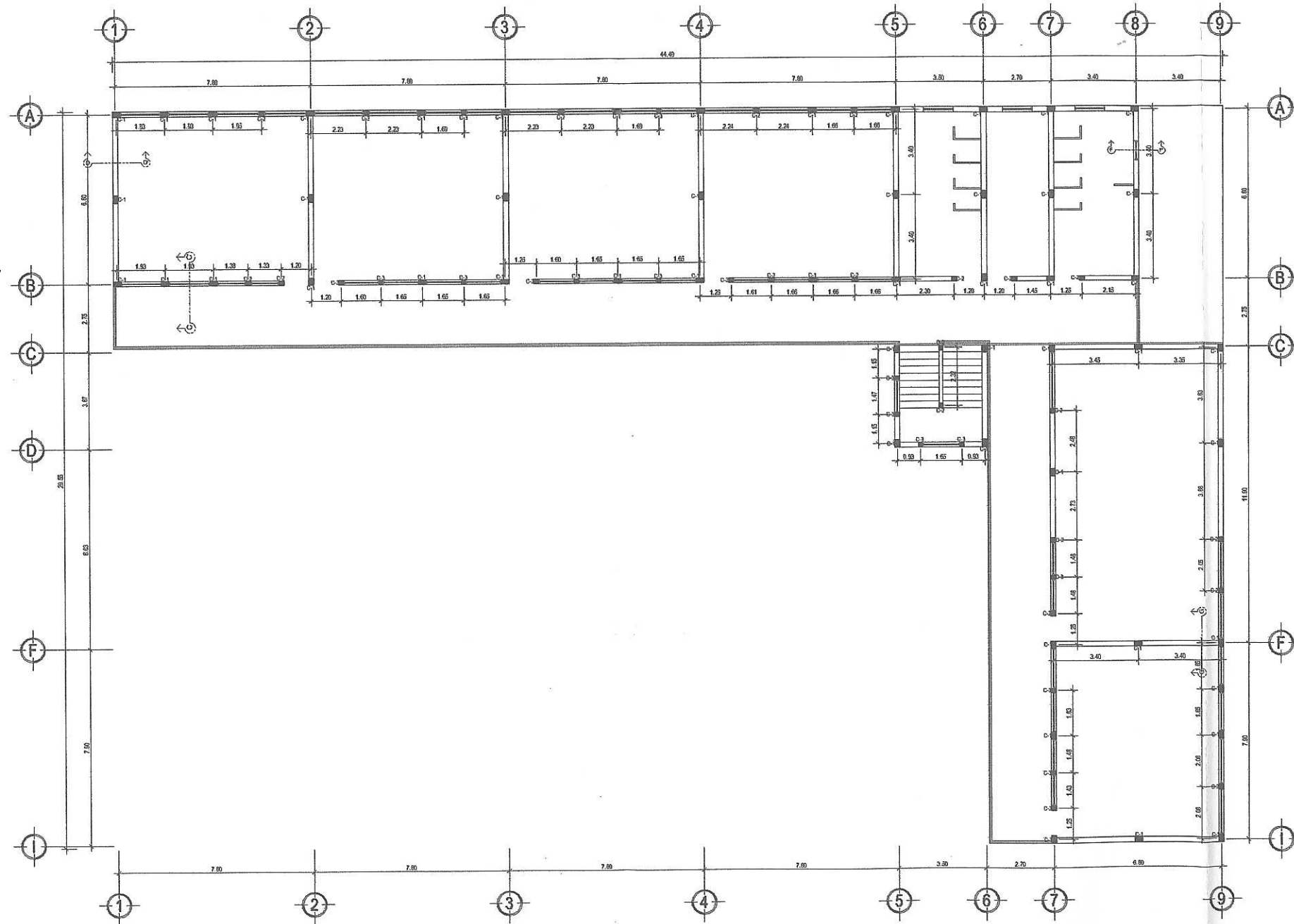
PLANTA DE CIMIENTOS

PRIMER NIVEL

ESCALA 1:100

Universidad de San Carlos de Guatemala
Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
PROYECTO	INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL	
CONTENIDO	PLANTA DE CIMIENTOS	
DISEÑO: DAVID DAVALOS	ESTUDIANTE: JOSÉ DAVID GALDAMEZ	CARNE: 2007-30597
CÁLCULO: DAVID DAVALOS	FECHA: OCTUBRE 2014	HOJA 07 27



PLANTA DE CIMIENTOS

SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ

PROYECTO:
INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA
PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL

CONTENIDO: PLANTA DE CIMIENTOS

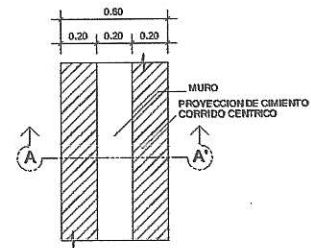
ESTUDIANTE: JORGE DAVID GARCÍA GARCÍA

FECHA: 17/10/2014

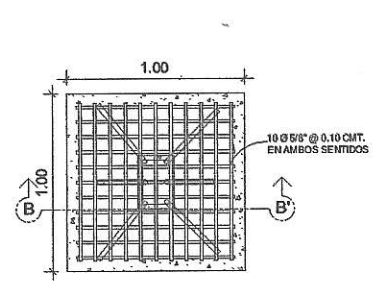
Hoja No. 08

ASESOR: LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

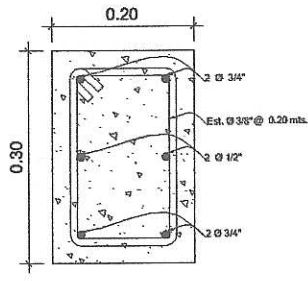
FECHA: OCTUBRE 2014



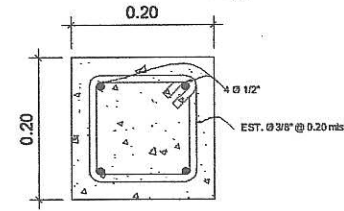
PLANTA DE C.C.C.
ESCALA 1:20



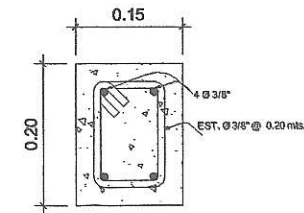
PLANTA ZAPATA Z-1
ESCALA 1:20



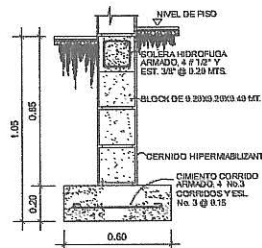
DETALLE DE COLUMNA C-1
Escala 1:05



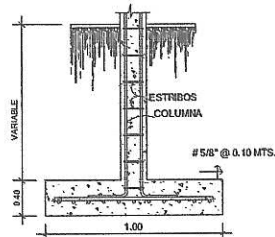
DETALLE DE COLUMNA C-2
Escala 1:05



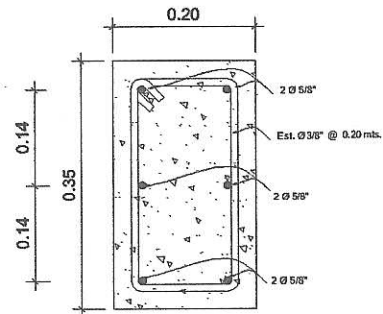
DETALLE DE COLUMNA C-3
Escala 1:05



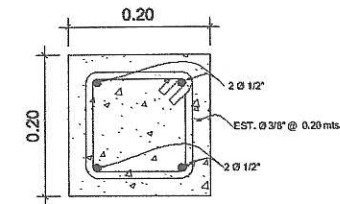
CORTE A-A'
ESCALA 1:20



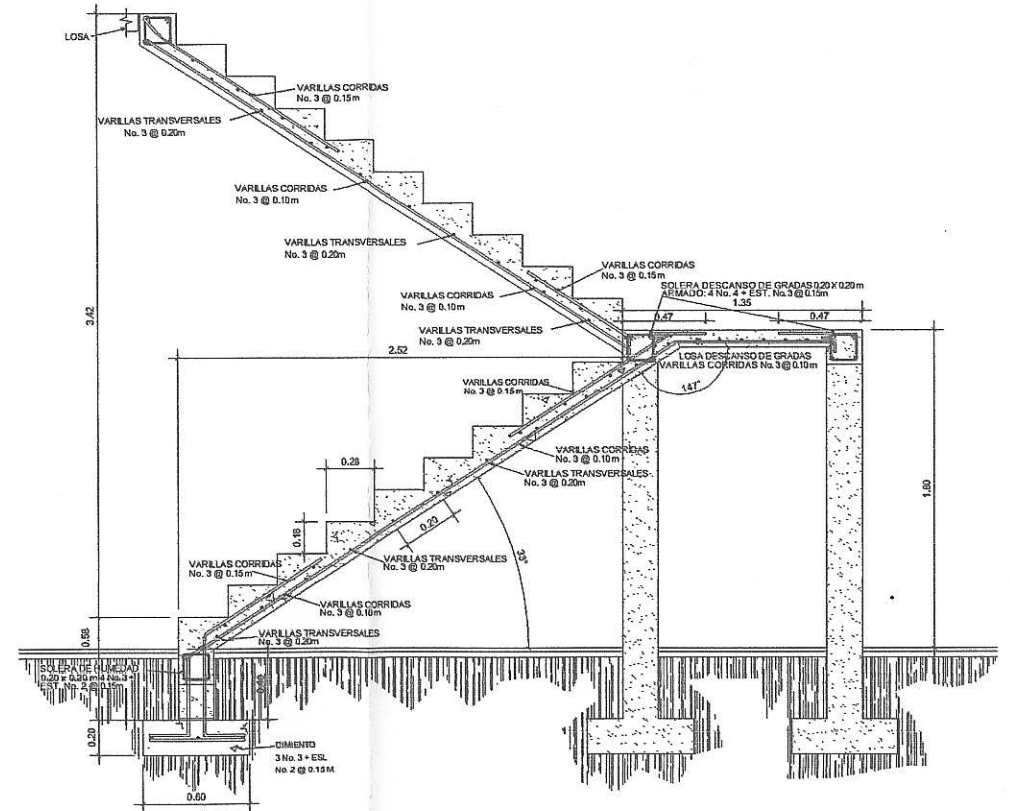
CORTE B-B'
ESCALA 1:20



DETALLE DE SOLERA FINAL
Escala 1:05

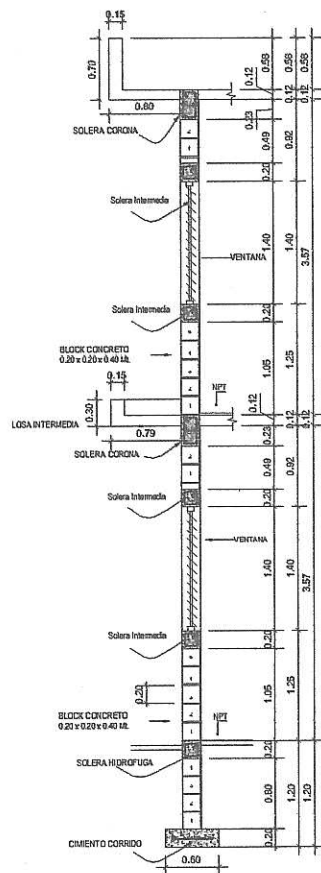


Detalle de Soleras
Hidrofuga e Intermedia
Escala 1:05

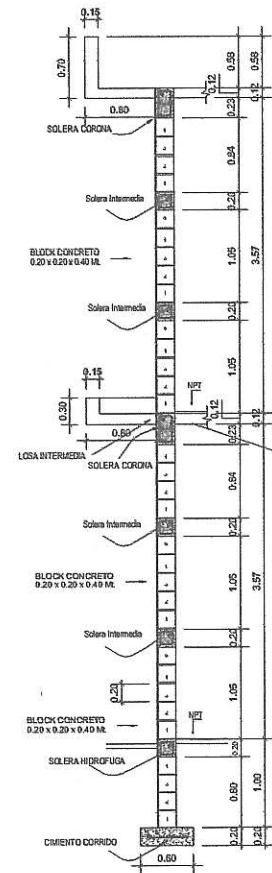


DETALLE DE GRADAS

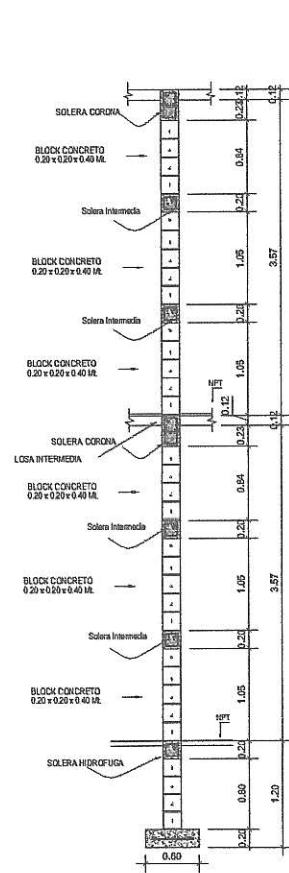
ESCALA 1:20



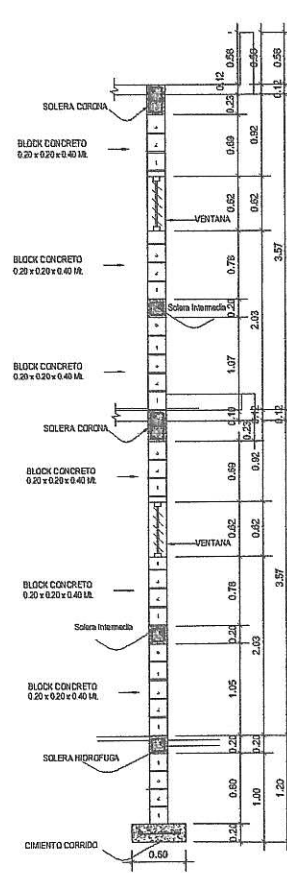
CORTE C - C'
ESCALA 1:40



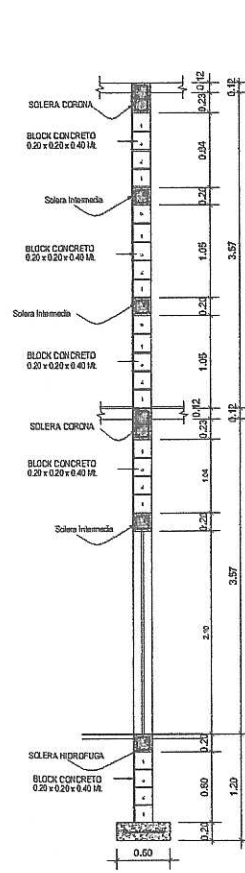
CORTE D - D'
ESCALA 1:40



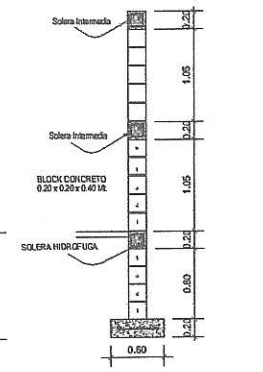
CORTE E - E'
ESCALA 1:40



CORTE F - F'
ESCALA 1:40



CORTE G - G'
ESCALA 1:40



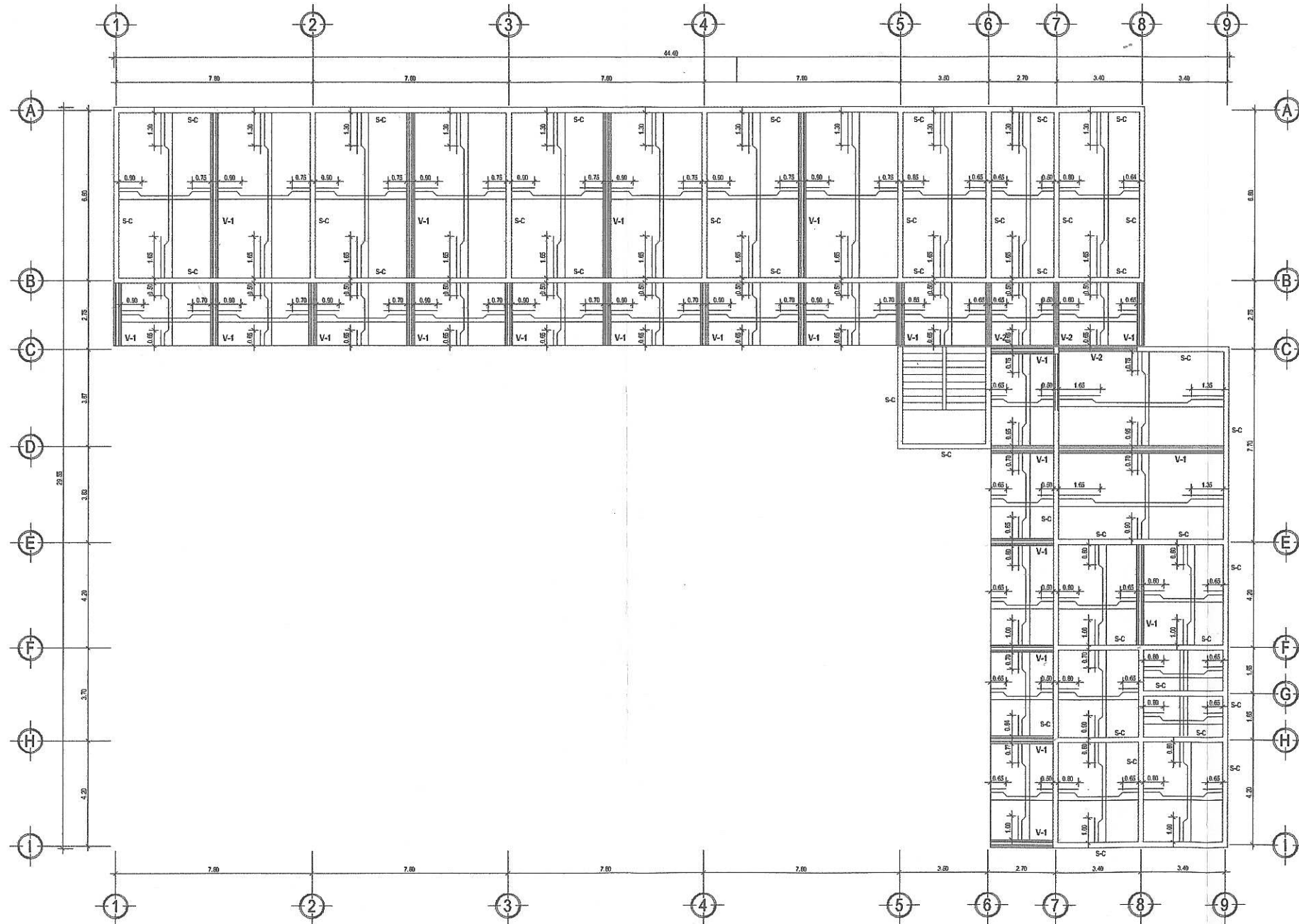
M. PERIMETRAL
ESCALA 1:40

MUROS TÍPICOS

ESCALA 1:40



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL	
CONTENIDO: DETALLES DE COLUMNAS Y MUROS TÍPICOS	
DESENÑO: DAVID GALDAMEZ	ESTUDIANTE: JOSÉ DAVID GALDAMEZ CORONA
CÁLCULO: DAVID GALDAMEZ	FECHA: 07-20-2014
DEBILLO: DAVID GALDAMEZ	HOJA: 09
ESCALA: 1 / 100	FECHA: OCTUBRE 2014

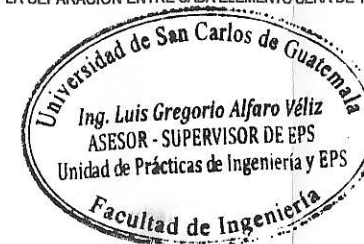


SIMBOLOGIA: PLANTA DE LOSA	
	RIEL
	TENSION L/S
	BASTON L/4
	VIGA TIPO 1
	VIGA TIPO 2
	SOLERA CORDON

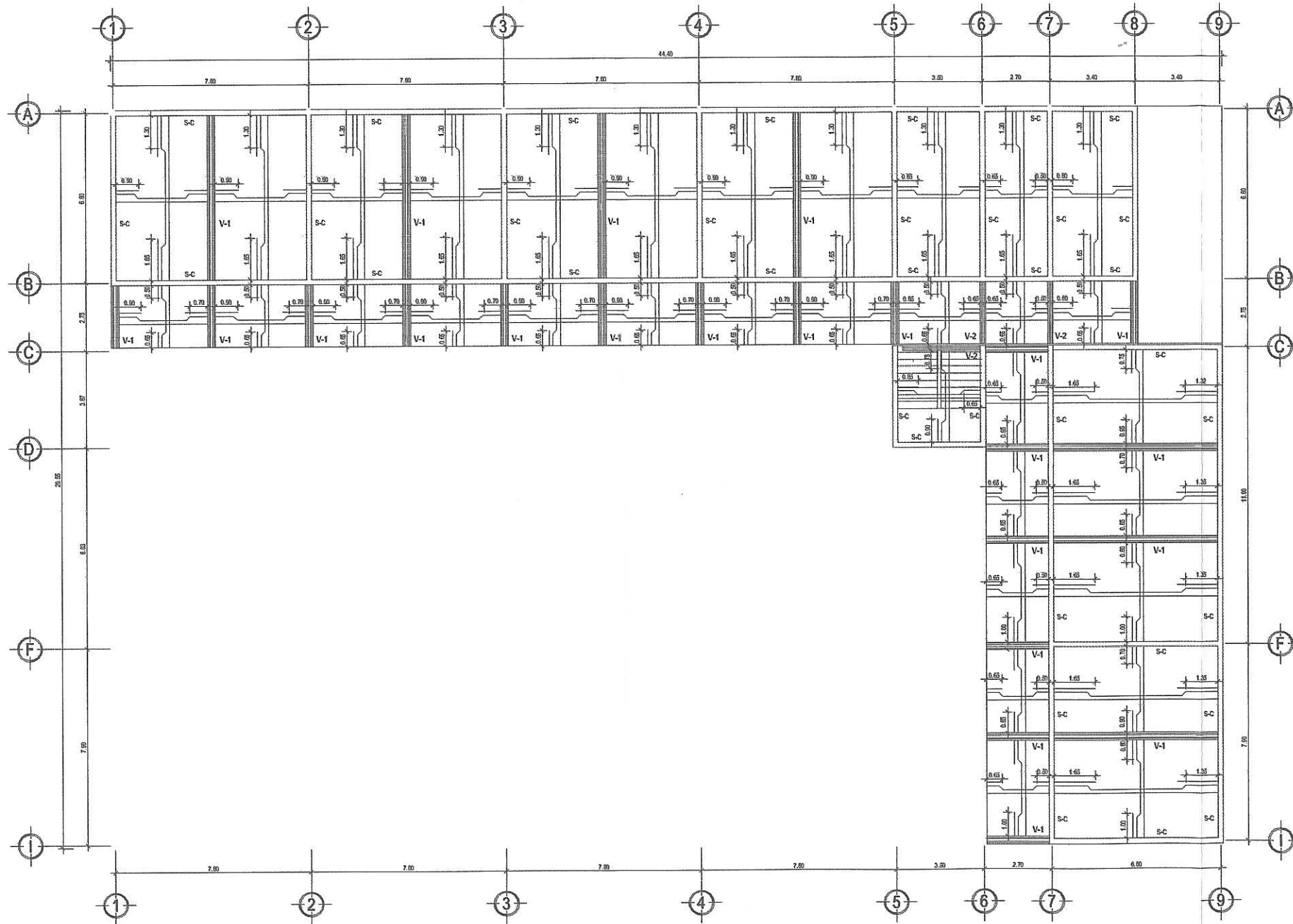
PLANTA DE LOSA

PRIMER NIVEL ESCALA 1:100

NOTA: LA SEPARACIÓN ENTRE CADA RIEL SERÁ DE 30 CMS, ASÍ TAMBIÉN LA SEPARACIÓN ENTRE TENSIONES Y BASTONES. LA SEPARACIÓN ENTRE CADA ELEMENTO SERÁ DE 15 CMS



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL		
CONTENIDO: PLANTA DE LOSA		
DISEÑO: DAVID DALDÁVEZ	ESTUDIANTE: JOSÉ DAVID DALDÁVEZ	CARRERA: 2007-30597
CÁLCULO: DAVID DALDÁVEZ	Vista	
DELLIJO: DAVID DALDÁVEZ	HOJA 10	
ESCALA: 1 / 100	FECHA: OCTUBRE 2014	
		27



**SIMBOLOGIA:
PLANTA DE LOSA**

	RIEL
	TENSION L-5
	BASTON L-4
	VIGA TIPO 1
	VIGA TIPO 2
	SOLERA CORONA

PLANTA DE LOSA

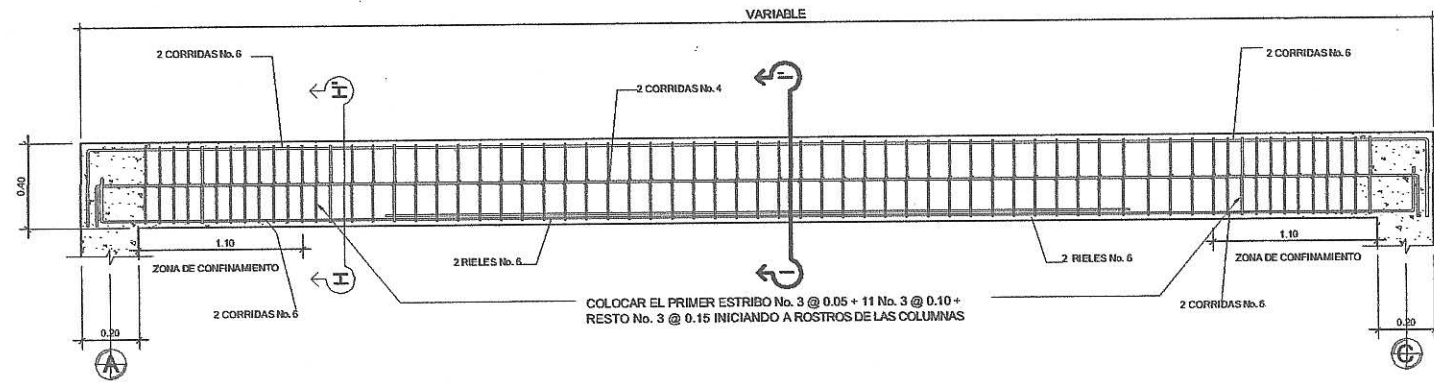
SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:100

NOTA: LA SEPARACIÓN ENTRE CADA RIEL SERÁ DE 30 CMS, ASÍ TAMBIÉN LA SEPARACIÓN ENTRE TENSIONES Y BASTONES. LA SEPARACIÓN ENTRE ELEMENTOS SERÁ DE 45 CMS

Universidad de San Carlos de Guatemala
Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

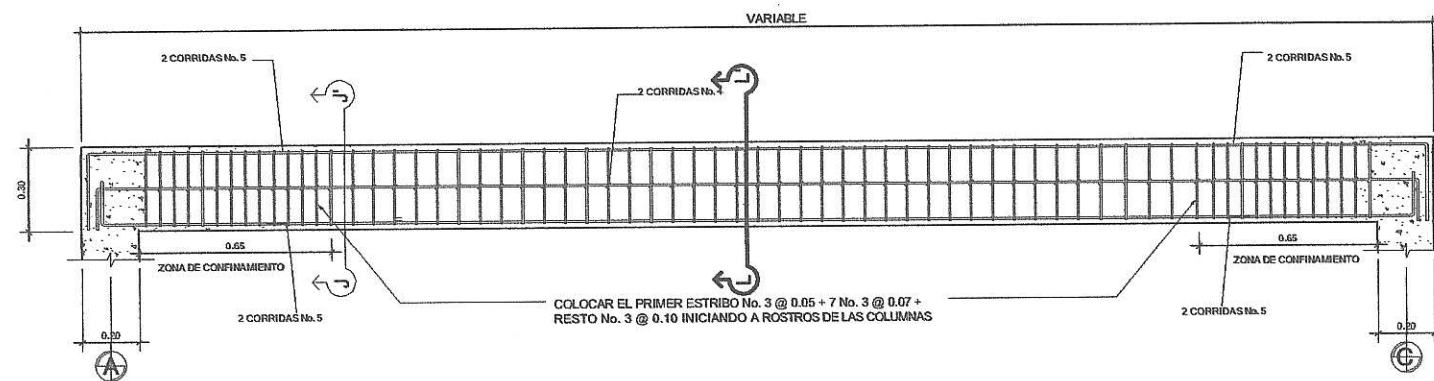


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
SAN GABRIEL, SUCHITEPEQUEZ	
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL	
CONTENIDO: PLANTA LOSA	
ESTUDIANTE: DAVID GALDAMEZ	CARNE: 1007-50557
Hoja No. 1	
FECHA: OCTUBRE 2014	



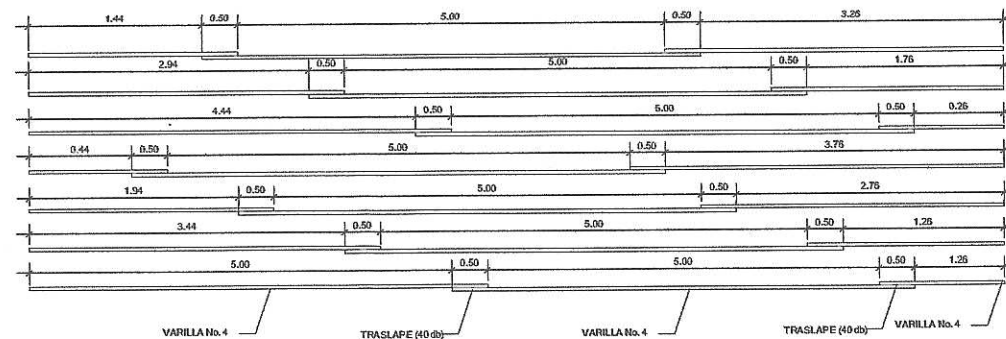
DETALLE VIGA V - 1

ESCALA V. 1:12.5
H. 1:25



DETALLE VIGA V - 2

ESCALA V. 1:12.5
H. 1:25



DETALLE DE COLOCACION DE VARILLAS

ESCALA 1:50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

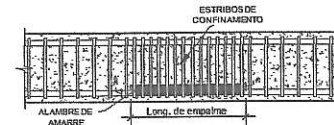
RECUBRIMIENTOS (ACI 318-05 - CAP. 7.7):

- Vigas: 4cm
- Columnas: 4cm
- Losas: 2.5cm

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ o 40,000 psi

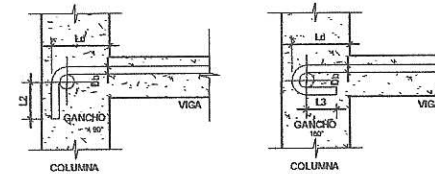
EMPALMES POR TRASLAPO (ACI 318-05):

- Las barras en paquete se empalman traspasando barras individuales a lo largo de la longitud del paquete (CAP. R12.14.2.2).
- Nunca se deben empalmar barras en la zona de confinamiento ni en los nudos uniones viga-columna (CAP. 21.3.2.3).
- Cuando se realice un empalme por traslape se deben disponer de estribos por confinamiento a lo largo de la longitud del empalme (CAP. 21.3.2.3).
- Para las vigas con un peralte de 0.35m separar los estribos en toda la longitud del empalme a 0.07m y para las vigas con un peralte de 0.60m separar los estribos en toda la longitud del empalme a 0.10m.
- Las varillas empalmadas por traslape deben de unirse con alambre de amarre, en ningún caso se aceptarán soldaduras.



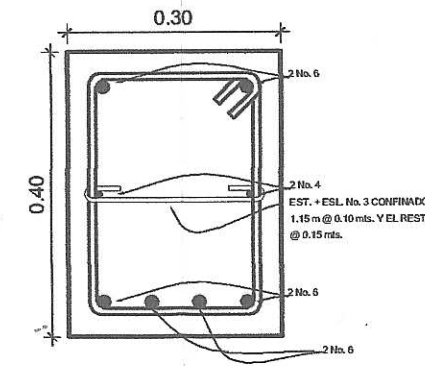
DETALLE DE EMPALME EN VIGA

SIN ESCALA



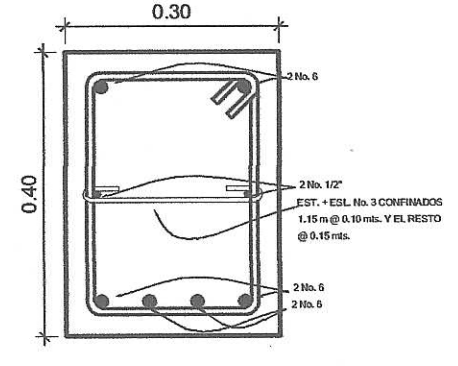
DETALLE DE GANCHOS Y LONGITUD DE DESARROLLO

SIN ESCALA



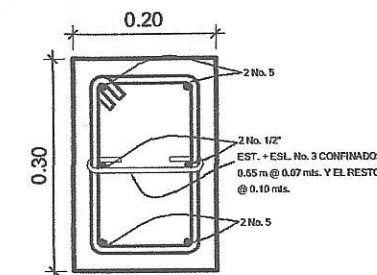
CORTE H-H'

ESCALA 1:05



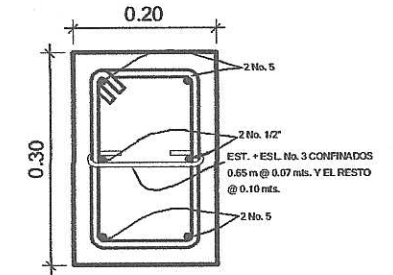
CORTE I-I'

ESCALA 1:05



CORTE J-J'

ESCALA 1:05



CORTE L-L'

ESCALA 1:05

No.	Di	Ld
2	0.64	11.00
3	0.95	16.00
4	1.27	21.00
5	1.59	26.00
6	1.91	32.00
7	2.22	37.00
8	2.54	42.00
9	2.85	47.00
10	3.18	52.00
11	3.49	58.00

GANCHOS DE REFUERZO Y LONGITUD DE DESARROLLO		No.	Di (cm)	L1	L2	L3	Ld	Long. de desarrollo
GANCHO 135°		2	0.64	0.05	0.05	0.05	0.30	0.40
		3	0.95	0.05	0.12	0.05	0.30	0.40
		4	1.27	0.05	0.15	0.05	0.30	0.40
GANCHO 90°		5	1.59	0.10	0.20	0.07	0.30	0.40
		6	1.91	0.12	0.23	0.08	0.32	0.45
		7	2.22	0.14	0.27	0.09	0.37	0.50
GANCHO 180°		8	2.54	0.15	0.31	0.11	0.42	0.55
		9	2.85	—	0.35	0.12	0.47	0.65
		10	3.18	—	0.39	0.13	0.52	0.70
11	3.49	—	0.42	0.14	0.58	0.80		

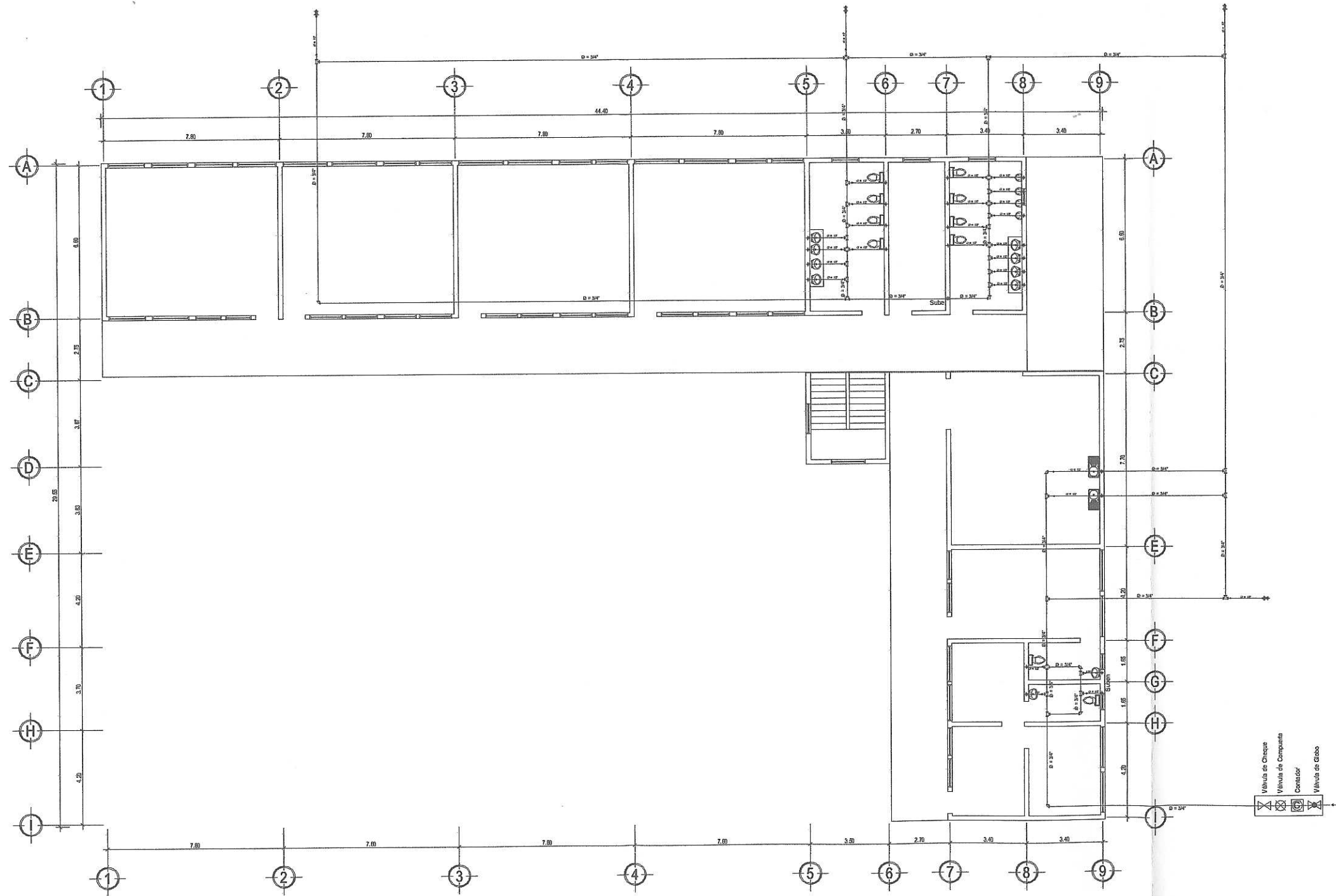
GANCHOS DE REFUERZO ACI 318-05 CAP. 7.1
LONGITUD DE DESARROLLO ACI 318-05 CAP. 12.5
LONGITUD DE EMPALME ACI 318-05 CAP. 12.15.1

NOTA:

- La primer varilla del armado irá completa debiendo realizar el gancho correspondiente de 180° para el anclado de igual forma en el extremo opuesto, siendo el gancho de 4db pero no mayor a 6 cms (No. 4) según ACI 318-05 Cap. 7.1.1
- El traslape mínimo deberá ser de 0.50 metros de longitud, el traslape no podrá estar colocado de forma paralela, deberá ir en diagonal respecto al armado anterior cada vez que se coloca. (ver detalle de colocación de varillas)
- Se deberá respetar la colocación indicada ya que se hizo la distribución según los momentos actuantes en las losas.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL	CONTENIDO: DETALLES DE LOSA Y VIGA
ESTUDIANTE: JOSÉ DAVID DALDÍEZ QUIROA	CARNE: 2007-30507
DBENQ: DAVID DALDÍEZ	CÁLCULO: DAVID DALDÍEZ
DEBUIQ: DAVID DALDÍEZ	ESCALA: 1 / 100
FECHA: OCTUBRE 2014	HOJA: 12 / 27



Nomenclatura	
	Codo de Ø 3/4" a 90° Horizontal
	Codo de Ø 1/2" a 90° Vertical
	Tee de Ø 3/4" Horizontal
	Tee de Ø 3/4" Vertical
	Tubería PVC de Ø 3/4" 250 PSI
	Cruz PVC de Ø 3/4"
	Grifo o Chomo
	Lavamanos
	Sanitario
	Contenedor
	Válvula de Compuerta
	Válvula de Cheque
	Válvula de Globo

PLANTA AGUA POTABLE

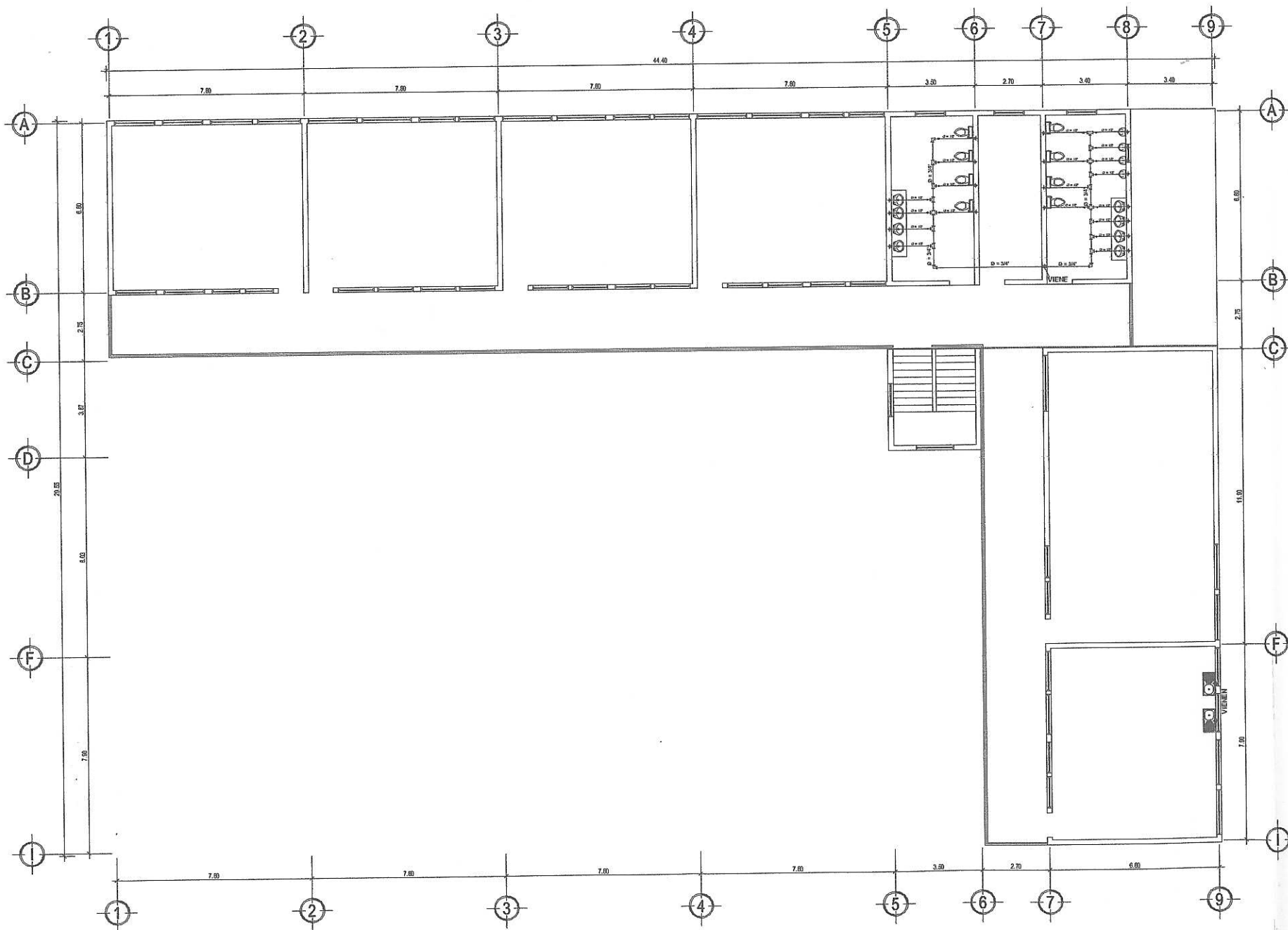
PRIMER NIVEL

ESCALA 1:100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL	
CONTENIDO: PLANTA AGUA POTABLE	
ESTUDIANTE: JORGE DAVID DALDÍEZ QUIRÓS	FECHA: 10/2014
Hoja No. 27	HOJA 27

DISEÑO: DAVID DALDÍEZ
CALCULO: DAVID DALDÍEZ
DEBILJO: DAVID DALDÍEZ
ESCALA: 1 / 100
FECHA: OCTUBRE 2014



PLANTA AGUA POTABLE

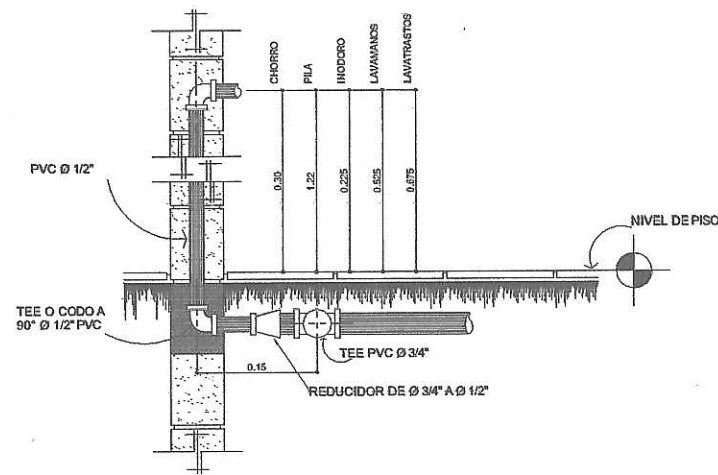
SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:100

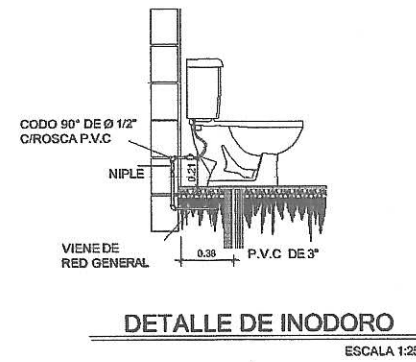
Nomenclatura	
	Codo de Ø 3/4" a 90° Horizontal
	Codo de Ø 1/2" a 90° Vertical
	Tee de Ø 3/4" Horizontal
	Tee de Ø 3/4" Vertical
	Tubo PVC Ø 3/4" 250 PSI
	Cruz PVC de Ø 3/4"
	Grifo o Chromo
	Lavamanos
	Sanitario
	Contador
	Válvula de Compuerta
	Válvula de Cheque
	Válvula de Globo



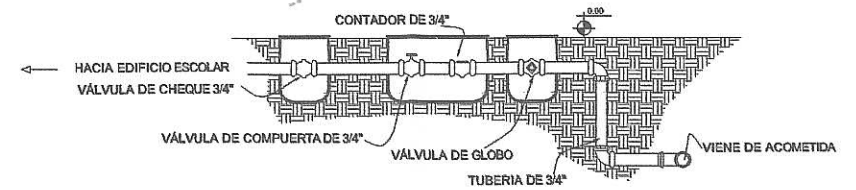
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL	CONTENIDO: PLANTA AGUA POTABLE	
DISEÑO: DAVID GALDAMEZ CÁLCULO: DAVID GALDAMEZ DIBUJO: DAVID GALDAMEZ ESCALA: 1 / 100 FECHA: OCTUBRE 2004	ESTUDIANTE: JORGE DAVID GALDAMEZ ORTIZ No. de...	P.A.R.N.E.: 2007-30597 HOJA: 14 27



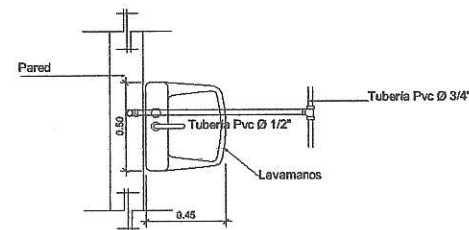
DETALLE DE SALIDA DE TUBERIA HACIA ARTEFACTOS
ESCALA 1:10



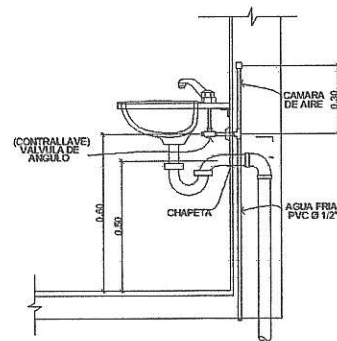
DETALLE DE INODORO
ESCALA 1:25



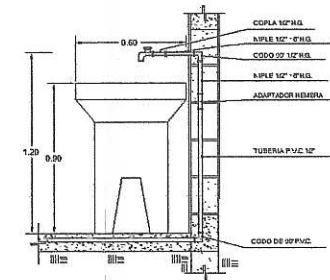
DETALLE DE ACOMETIDA
SIN ESCALA



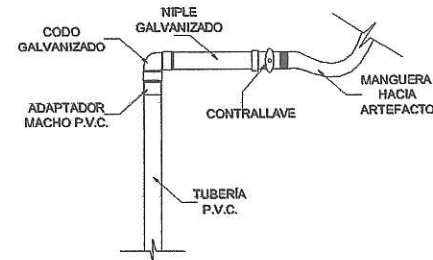
PLANTA ACOMETIDA DE AGUA DE LAVAMANOS
ESCALA: 1/20



**ELEVACION LATERAL
DETALLE DE LAVAMANOS**
SIN ESCALA



DETALLE DE GRIFO DE PILA
ESCALA 1:25



DETALLE DE CONEXIONES HACIA ARTEFACTOS
SIN ESCALA

NOTA:
LAS UNIONES ENTRE TUBERÍA Y ACCESORIOS DE P.V.C.,
DEBEN HACERSE CON CEMENTO SOLVENTE DE SECADO
RÁPIDO TANGIT.
EN LAS UNIONES DE ROSCA SE UTILIZARÁ CINTA TEFLÓN.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ

PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA
PARA GANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL

CONTENIDO: DETALLES DE AGUA POTABLE

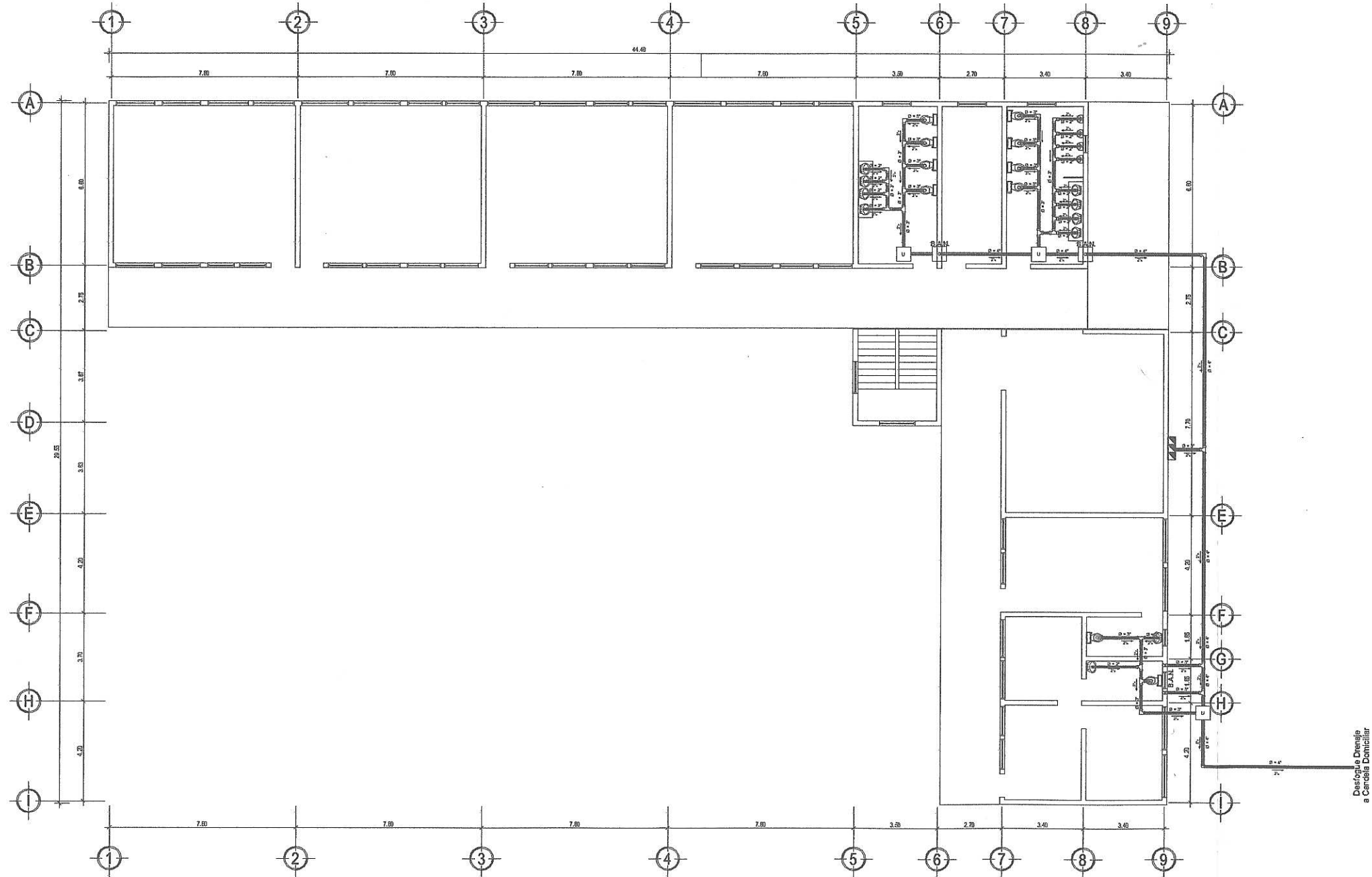
DISEÑO: DAVID GALDÁMEZ
CÁLCULO: DAVID GALDÁMEZ
DEBILJO: DAVID GALDÁMEZ
ESCALA: 1 / 100
FECHA: OCTUBRE 2014

ESTUDIANTE: JOSÉ GABRIEL GALDÁMEZ GARCÍA C.I.N.E.: 107-30557

Va. No. HOJA

15

27



Nomenclatura	
	Tubería de Aguas Negras
	Tee PVC Horizontal 4" con reductor a 3"
	Codo PVC de 4" a 90° Horizontal
	Tee PVC Horizontal de 4"
	Codo Pvc a 90° Vertical
	Lavamanos
	Sanitario
	Dirección de Aguas Negras
	B.A.N. Bajo de Aguas Negras
	Caja de Unión
	Caja Trampa Grasa en Lavastatos

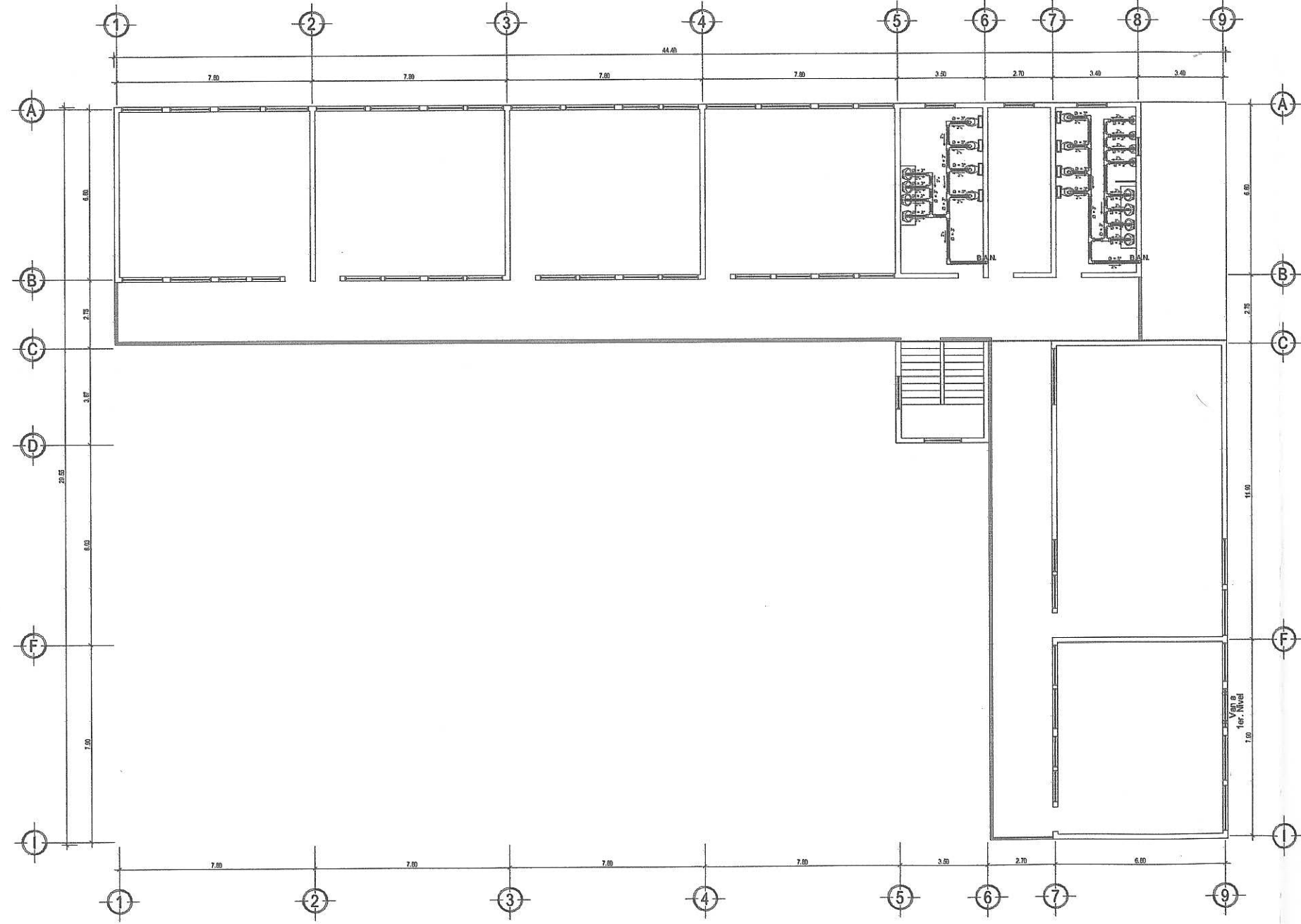
PLANTA DE DRENAJES

PRIMER NIVEL

ESCALA 1:100



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL		
CONTENIDO: PLANTA DE DRENAJES		
DISEÑO: DAVID GALDAMEZ	ESTUDIANTE: JORGE DAVID GALDAMEZ QUIROGA	CARNÉ: 2007-30587
CÁLCULO: DAVID GALDAMEZ	HOJA: 16	FECHA: OCTUBRE 2014
DIBUJO: DAVID GALDAMEZ	HOJA: 16	FECHA: OCTUBRE 2014
ESCALA: 1 / 100	HOJA: 16	FECHA: OCTUBRE 2014
FECHA: OCTUBRE 2014	HOJA: 16	FECHA: OCTUBRE 2014



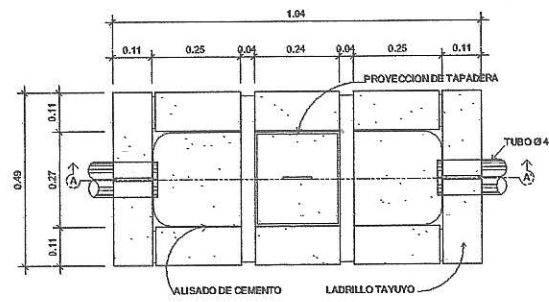
PLANTA DE DRENAJES

SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:100

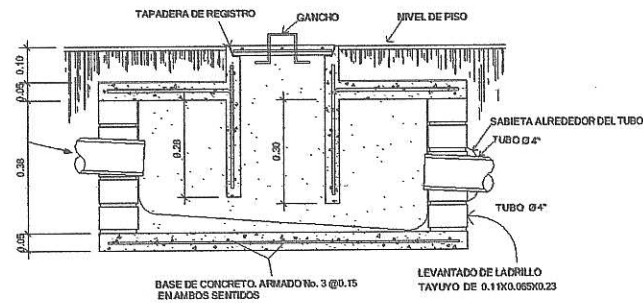
Nomenclatura	
	Tubería de Aguas Negras
	Tee PVC Horizontal 4" con reductor a 3"
	Codo PVC de 4" a 90° Horizontal
	Tee PVC Horizontal de 4"
	Codo Pvc a 90° Vertical
	Lavamanos
	Sanitario
	Dirección de Aguas Negras
	B.A.N. Bajada de Aguas Negras
	Caja de Unión
	Caja Trampa Grasa en Lavabos



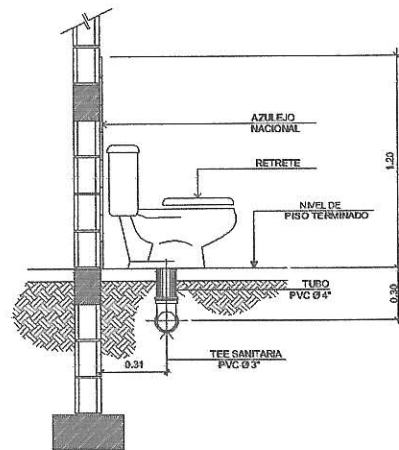
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	SAN GABRIEL, SUCHITEPEQUEZ	
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL		
CONTENIDO: PLANTA DE DRENAJES		
DISEÑO: DAVID GALDAMEZ CÁLCULO: DAVID GALDAMEZ DIBUJO: DAVID GALDAMEZ ESCALA: 1 / 100 FECHA: OCTUBRE 2014	ESTUDIANTE: JORGE DAVID GALDAMEZ CARNÉ: 2007-30557 Va. Bn.	HOJA 17 27



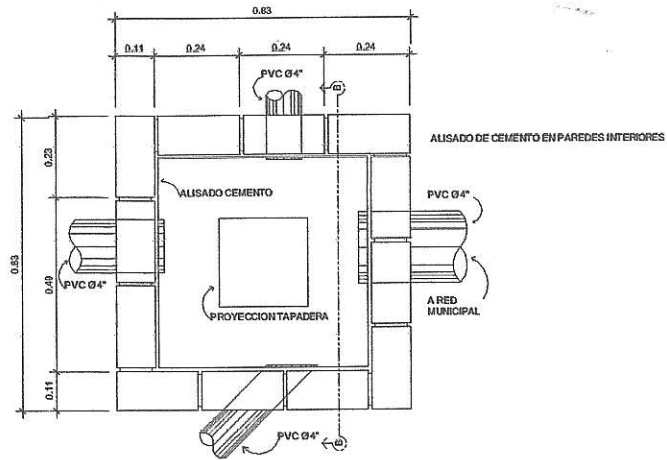
CAJA TRAMPA DE GRASA
ESCALA 1:20



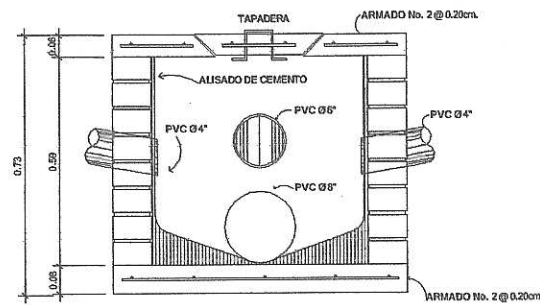
SECCION A-A'
ESCALA 1:20



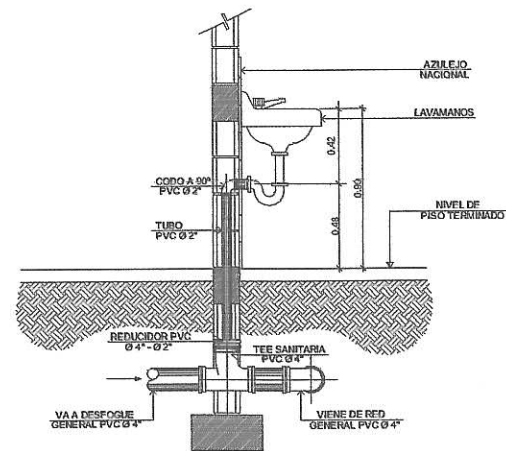
DETALLE DE DRENAJE DE RETRETE
ESCALA 1:10



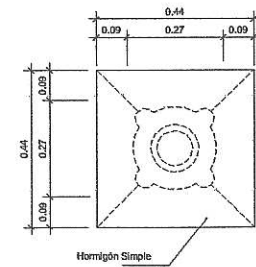
CAJA UNIFICADORA DE REGISTRO
ESCALA 1:10



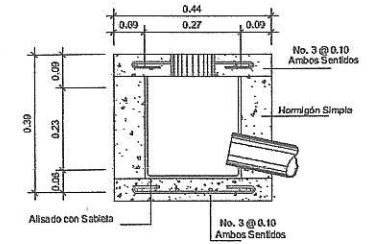
SECCION B-B'
ESCALA 1:10



DETALLE DE DRENAJE PARA LAVAMANOS
ESCALA 1:10



CAJA DE REPOSADERA
ESCALA 1:20



DETALLE CAJA DE REPOSADERA
ESCALA 1:10

Universidad de San Carlos de Guatemala
Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

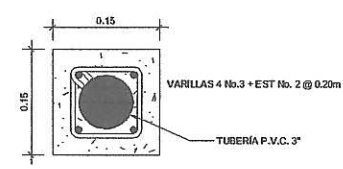
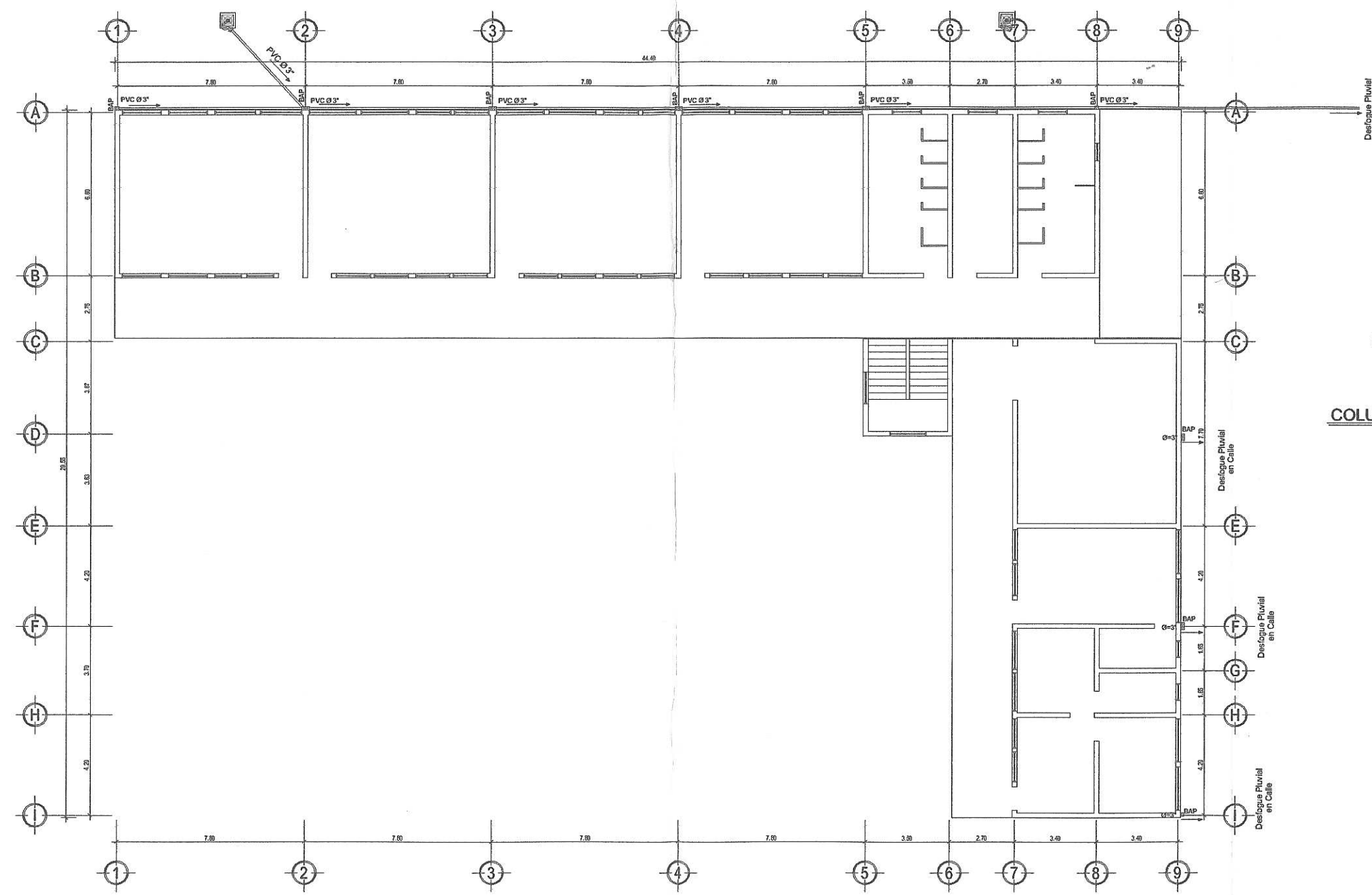
SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ

PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA
PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL

CONTENIDO: PLANTA ARQUITECTÓNICA

DESEN: DAVID GALDÁMEZ	ESTUDIANTE: JORGE DAVID GALDÁMEZ QUIRÓ	FECHA: 2007-2008	HOJA
CÁLCULO: DAVID GALDÁMEZ			
DEBIDO: DAVID GALDÁMEZ			
ESCALA: 1 / 100			
FECHA: OCTUBRE 2014			

18
27



COLUMNA DE BAJADA DE AGUA
Escala 1:95

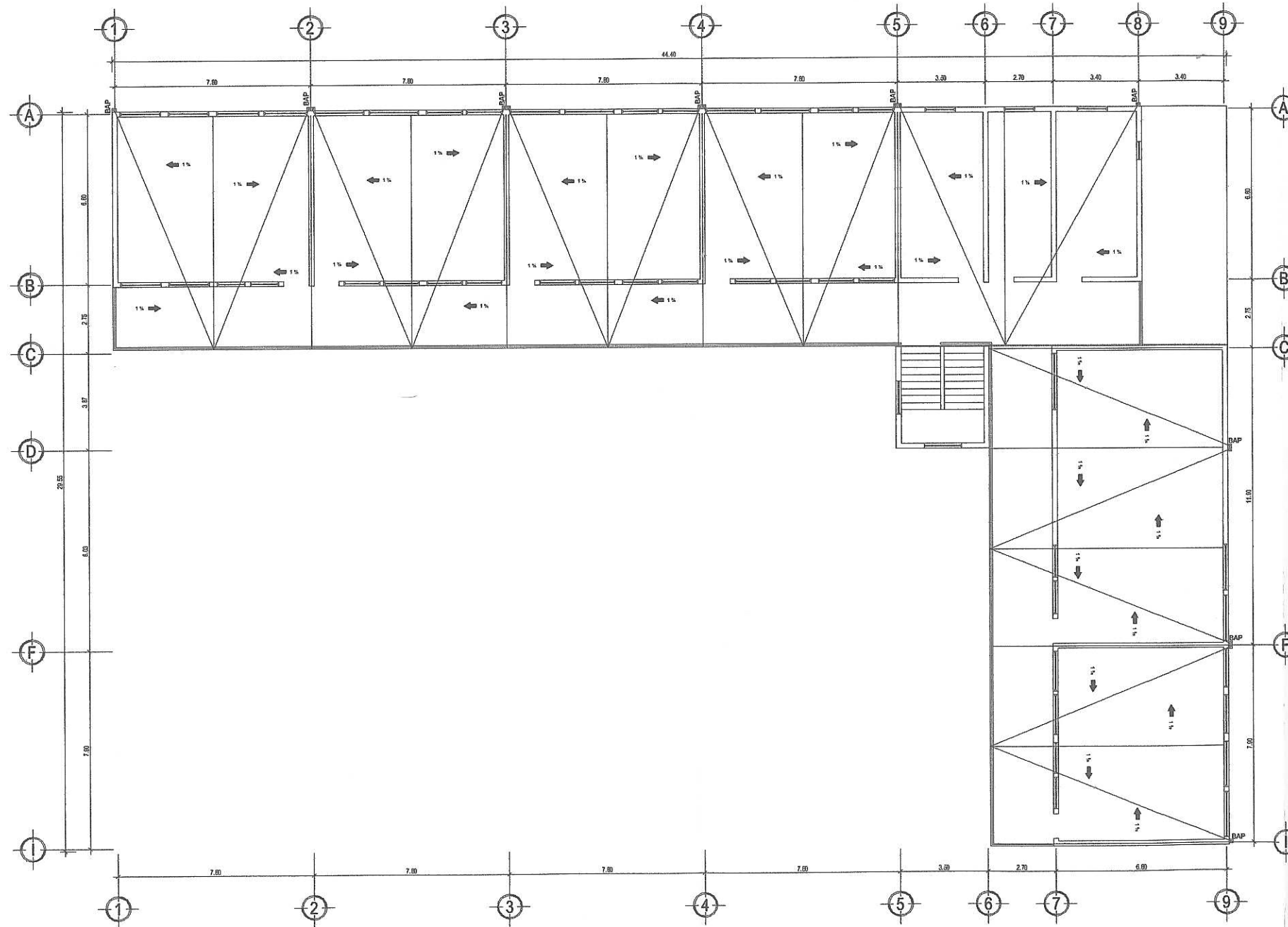
NOMENCLATURA	
	Tubería de Aguas Negras
	Tubería de Agua Pluvial
	Codo Pvc a 45° Horizontal
	Yee Pvc a 45° Horizontal
	Codo Pvc a 90° Vertical
	Lavamanos
	Sanitario
	Dirección de Aguas Negras
	Bajada de Agua Pluvial
	Caja Trampa Grasa en Pila

PLANTA DRENAJE PLUVIAL

PRIMER NIVEL ESCALA 1:100



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL	CONTENIDO: PLANTA DE DRENAJE PLUVIAL	
ESTUDIANTE: JORGE DAVID DALAÑEZ OSUNA	No. de...	FECHA: 07-20-2017
DISEÑO: DAVID DALAÑEZ	CÁLCULO: DAVID DALAÑEZ	HOJA 27
DEBUIJO: DAVID DALAÑEZ	ESCALA: 1 / 100	FECHA: OCTUBRE 2014



PLANTA DRENAJE PLUVIAL

SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:100

NOMENCLATURA	
	Tubería de Aguas Negras
	Tubería de Agua Pluvial
	Codo Pvc a 45° Horizontal
	Yee Pvc a 45° Horizontal
	Codo Pvc a 90° Vertical
	Lavamanos
	Sanitario
	Dirección de Aguas Negras
	BAP Bajada de Agua Pluvial
	Caja de Reposadera
	Caja Trampa Grasa en Pila



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ

PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL

CONTENIDO: PLANTA DE DRENAJE PLUVIAL

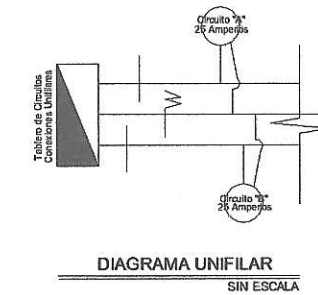
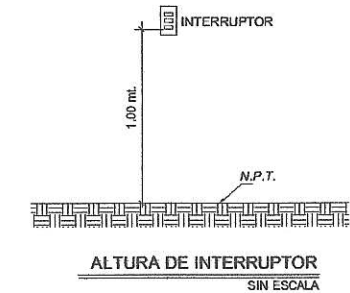
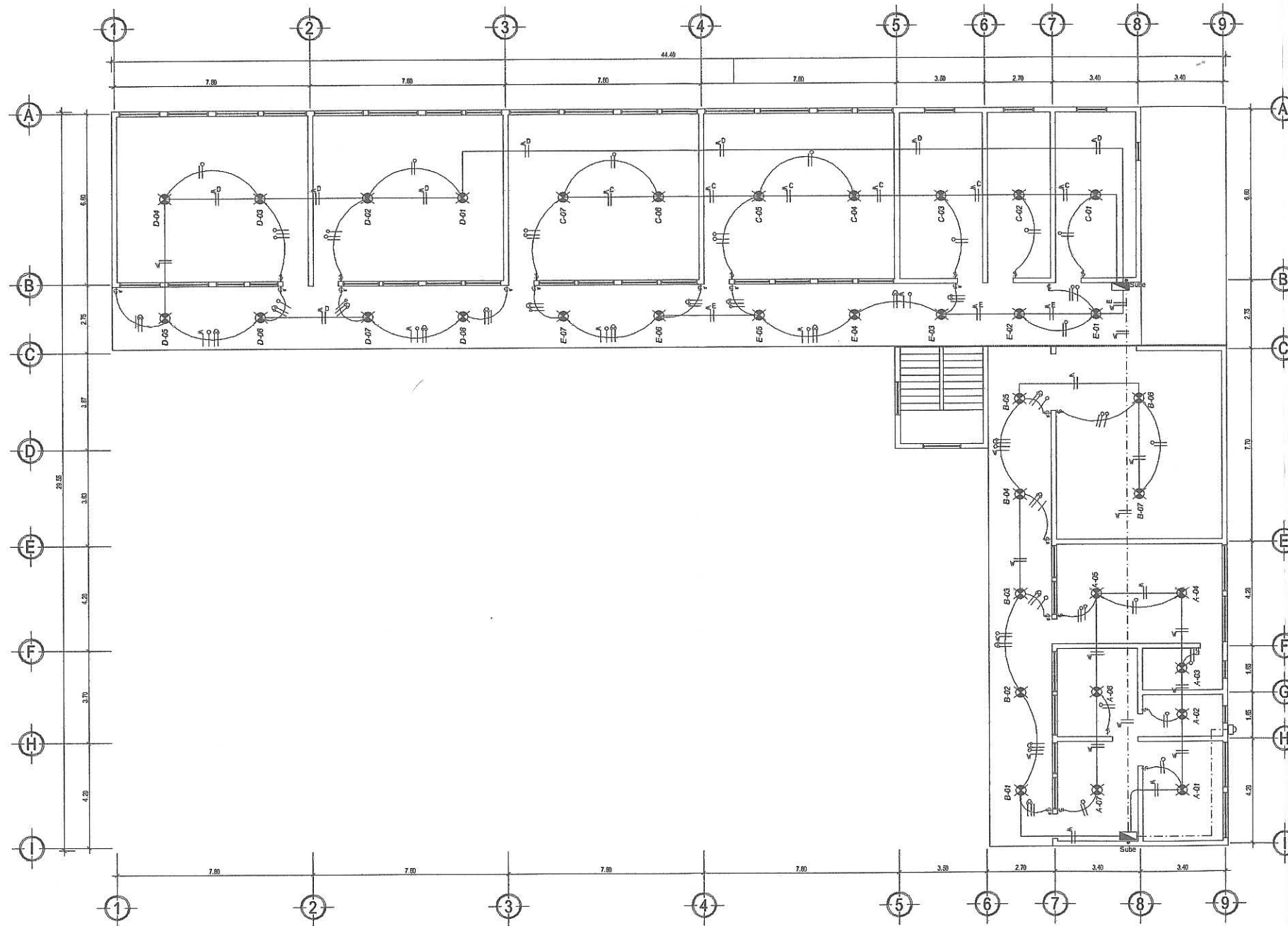
ESTUDIANTE: JORGE DAVID GARCÍA GARCÍA

FECHA: 2014

DISEÑO: DAVID GARCÍA GARCÍA
 CÁLCULO: DAVID GARCÍA GARCÍA
 DIBUJO: DAVID GARCÍA GARCÍA
 ESCALA: 1:100
 FECHA: OCTUBRE 2014

HOJA 20

27



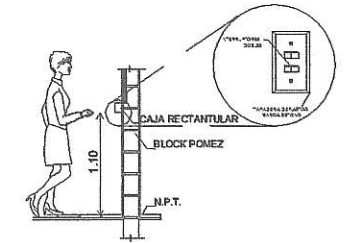
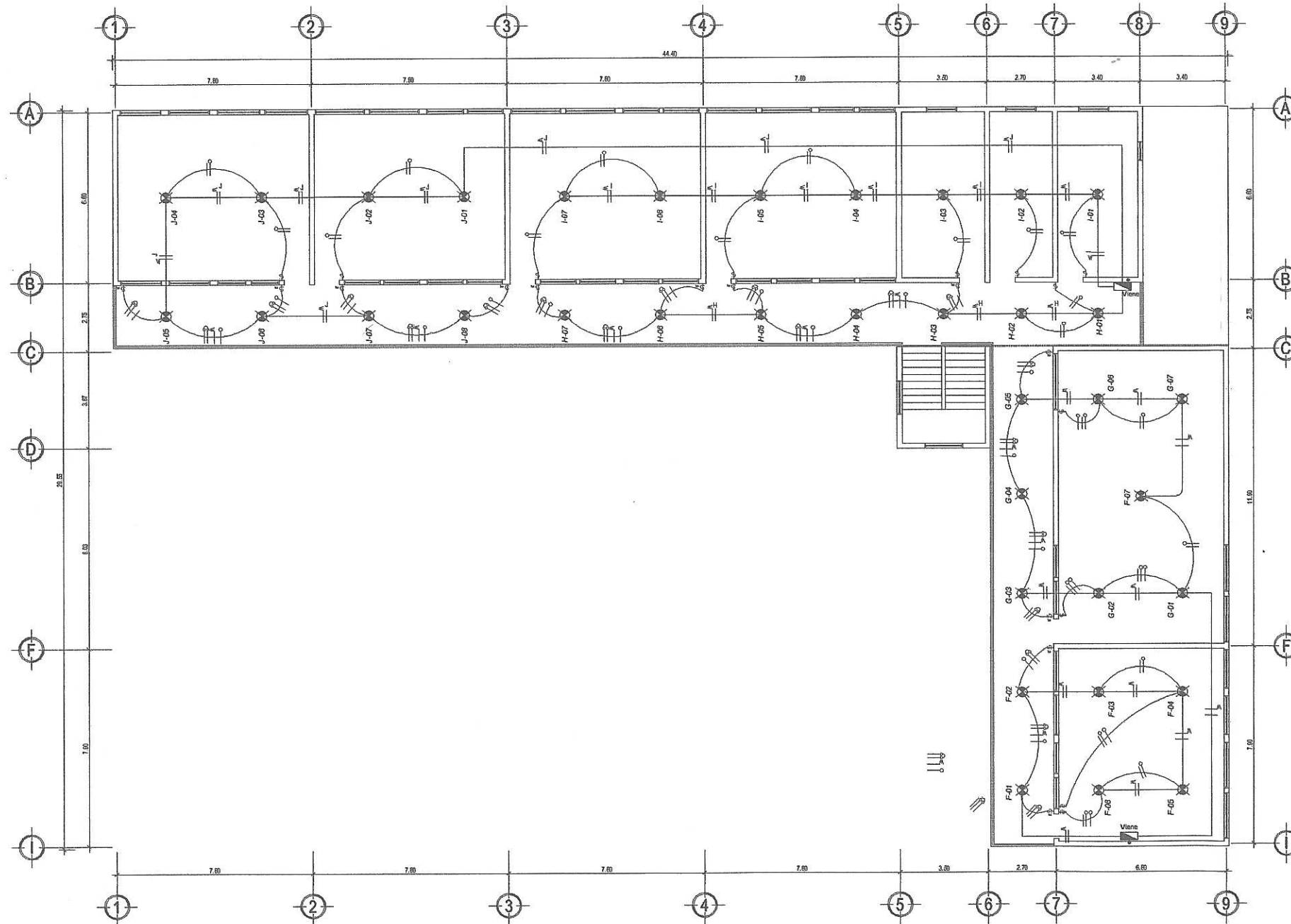
Nota:
Todos los circuitos serán de 25 Amperios
El alambre a utilizar para las instalaciones de iluminación será de calibre No. 12

NOMENCLATURA ILUMINACIÓN	
	Indica Contador
	Indica Tablero de Control
	Interruptor Simple
	Interruptor Doble
	Interruptor Trípode
	Foco y Pistonera
	Red Eléctrica Principal Adm.
	Poliducto en Interruptores
	Línea de Retorno
	Línea Viva o Conductor
	Línea de Tierra o Neutro
A, B, C, D	Indica Circuito
A., A.E., A3	Indica Unidad de Circuito

PLANTA ELECTRICA ILUMINACION
PRIMER NIVEL ESCALA 1:100



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL	CONTENIDO: PLANTA ELECTRICA ILUMINACION	
DISEÑO: DAVID DALDÍVEZ CÁLCULO: DAVID DALDÍVEZ DIBUJO: DAVID DALDÍVEZ ESCALA: 1 / 100 FECHA: OCTUBRE 2014	ESTUDIANTE: JORGE DAVID DALDÍVEZ CARNÉ: 2007-30597	HOJA 21 27



Nota:
 Todos los circuitos serán de 25 Amperios
 El alambre a utilizar para las instalaciones de iluminación será de calibre No. 12

NOMENCLATURA ILUMINACIÓN	
	Índice Contador
	Índice Tablero de Control
	Interruptor Simple
	Interruptor Doble
	Interruptor Trípala
	Foco y Plafónera
	Red Eléctrica Principal Área
	Políswitch en Interruptores
	Línea de Retorno
	Línea Viva o Conductor
	Línea de Tierra o Múltiple
	Indica Circuito
	Indica Unidad de Circuito

PLANTA ELECTRICA ILUMINACION

SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1:100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

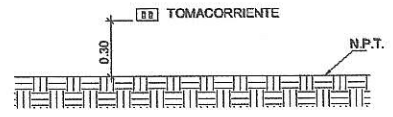
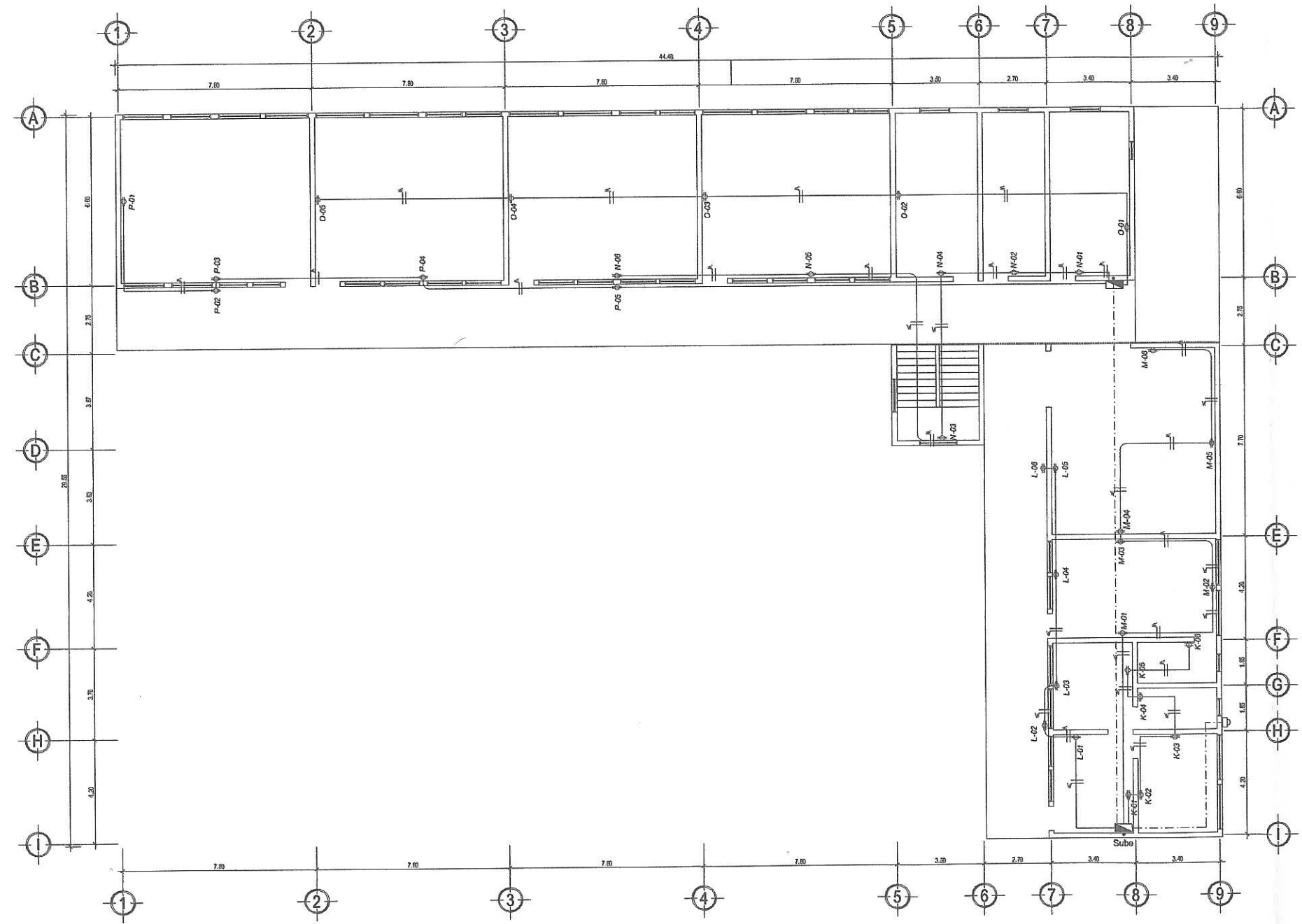
SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ

PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL

CONTENIDO: PLANTA ELECTRICA ILUMINACION

DBENÓ: DAVID GALDÁMEZ
 CÁLCULO: DAVID GALDÁMEZ
 DIBUJO: DAVID GALDÁMEZ
 ESCALA: 1 / 100
 FECHA: OCTUBRE 2014

ESTUDIANTE: JOSÉ DAVID GALDÁMEZ
 N.R.N.E.: 1007-30587
 HOJA: 28
 27



ALTURA DE TOMACORRIENTE
SIN ESCALA

NOMENCLATURA DE FUERZA	
	Indica Contador
	Indica Tablero de Control
	Tomacorriente Doble
	Red Eléctrica Principal Aire
	Línea Viva o Conductor
	Línea de Tierra o Neutro
	Indica Circuito
	Indica Unidad de Circuito

Nota:
 Todos los circuitos serán de 25 Amperios
 El alambre a utilizar para las instalaciones de fuerza será de calibre No. 10

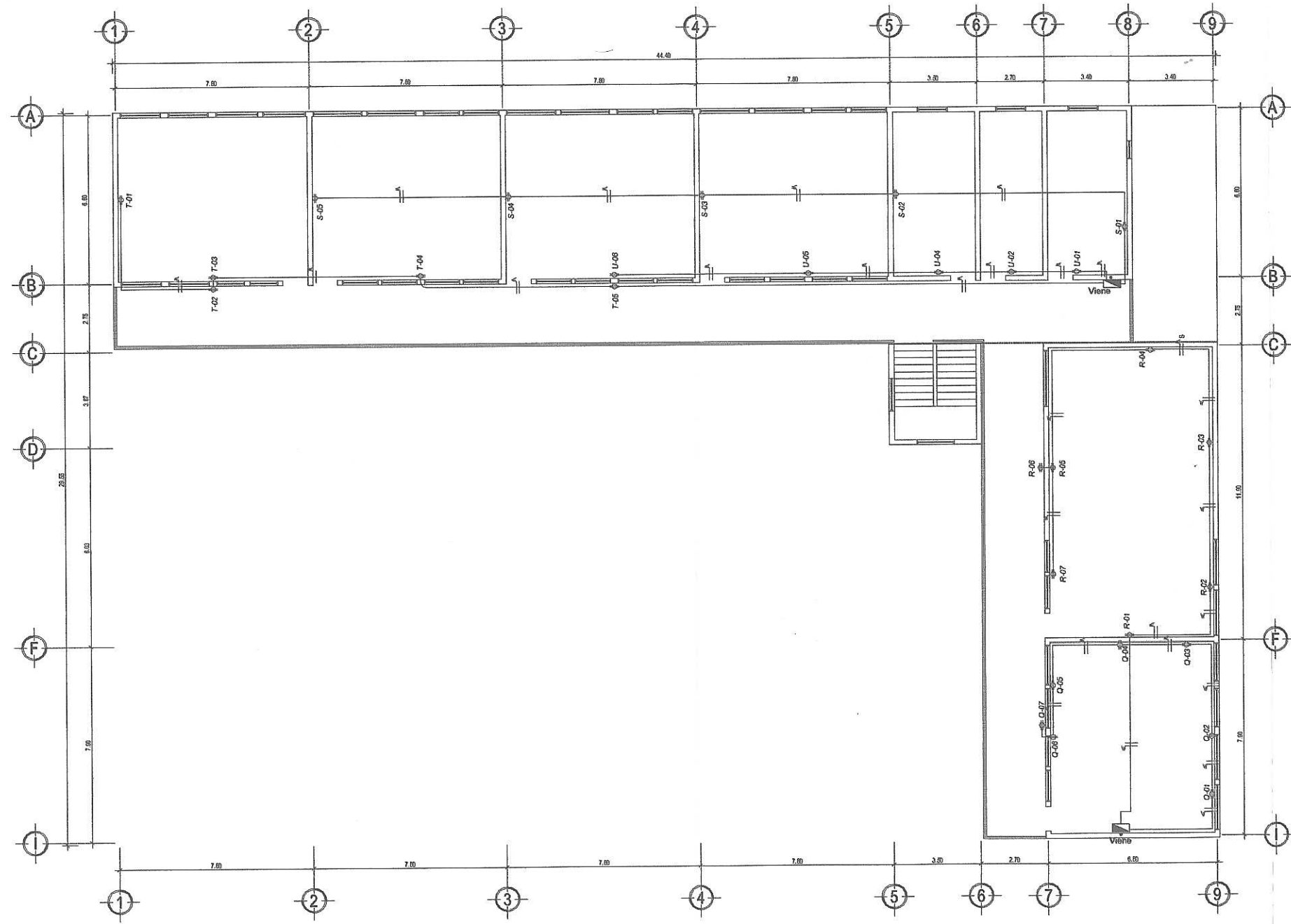
PLANTA ELECTRICA DE FUERZA

PRIMER NIVEL

ESCALA 1:100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL	
CONTENIDO: PLANTA ELECTRICA FUERZA	
DISEÑO: DAVID GONZÁLEZ	ESTUDIANTE: JOSÉ DAVID GONZÁLEZ GARCÍA
CÁLCULO: DAVID GONZÁLEZ	CARRERA: 2007-30597
DIBUJO: DAVID GONZÁLEZ	FECHA: 2007-30597
ESCALA: 1/100	HOJA: 23
FECHA: OCTUBRE 2014	27



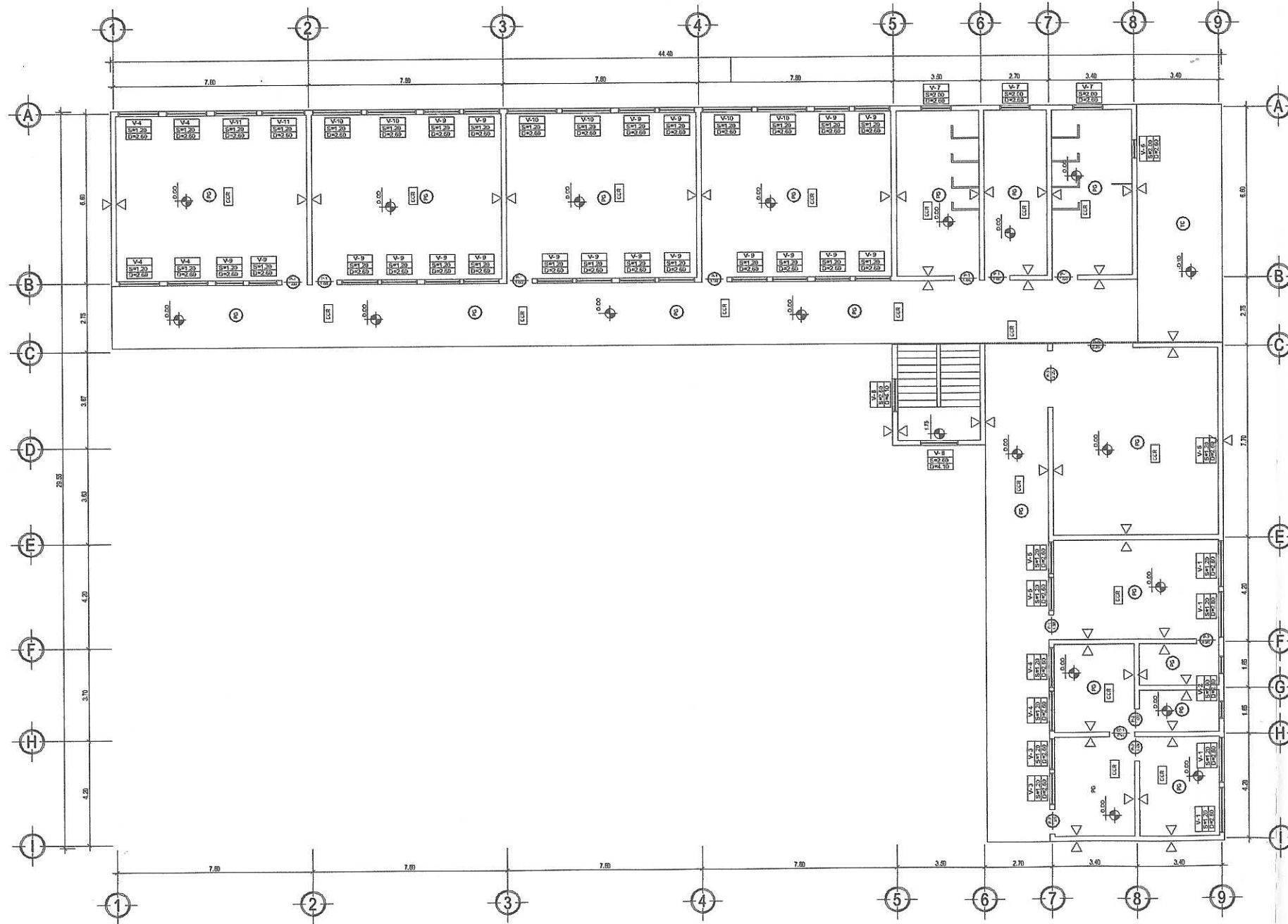
NOMENCLATURA DE FUERZA	
	Indica Contador
	Indica Tablero de Control
	Tomacorriente Doble
	Red Eléctrica Principal Ados
	Línea Viva o Conductor
	Línea de Tierra o Neutro
	D, E, F, Indica Circuito
	D., D2, D3, Indica Unidad de Circuito

Nota:
 Todos los circuitos serán de 25 Amperios
 El alambre a utilizar para las instalaciones de fuerza será de calibre No. 10

PLANTA ELECTRICA DE FUERZA
 SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:100



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL	CONTENIDO: PLANTA ELECTRICA FUERZA
DISEÑO: DAVID DALDÁMEZ	ESTUDIANTE: JOSÉ DAVID GALDAMEZ
CÁLCULO: DAVID DALDÁMEZ	No. HOJA
DEBUIJO: DAVID DALDÁMEZ	24
ESCALA: 1 / 100	27
FECHA: OCTUBRE 2014	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz



PLANTA DE ACABADOS

PRIMER NIVEL ESCALA 1:100

Nomenclatura	
	Pared con Block Visto Cizado
	Torta de Cemento
	Piso Granito
	Ciclo con Cernido Remolinado
	Indica Nivel de Piso Terminado

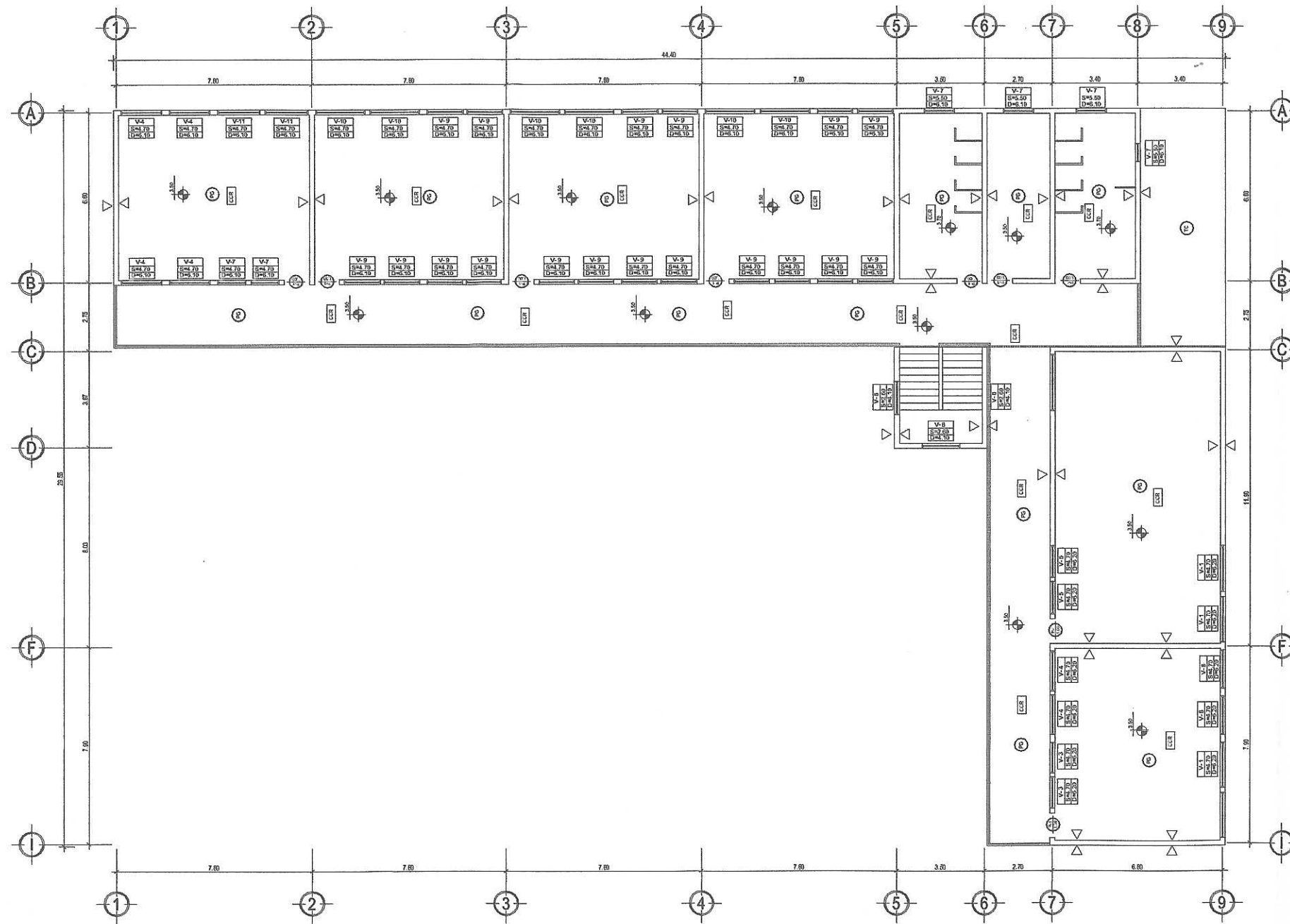
Universidad de San Carlos de Guatemala
 Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
 ASESOR - SUPERVISOR DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
 DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

SAN GABRIEL, SUCHITEPEQUEZ
 PROYECTO:
 INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACIÓN BÁSICA
 PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL

DISEÑO: DAVID GARCÍA	ESTUDIANTE: JORGE DAVID GARCÍA	FECHA: OCTUBRE 2014	HOJA 27
CÁLCULO: DAVID GARCÍA			
DEBIDO: DAVID GARCÍA			
ESCALA: 1 / 100			



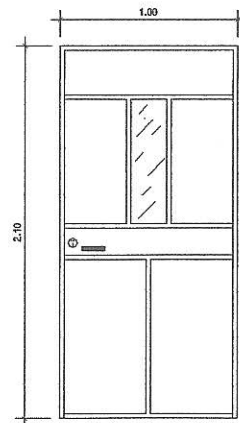
PLANTA DE ACABADOS

SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:100

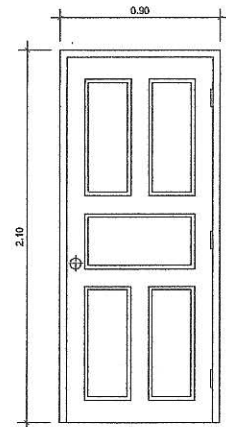


Nomenclatura	
	Pared con Bloque Visto Cizado
	Torta de Cemento
	Piso Granito
	Cielo con Cernido Remolinado
	Indica Nivel de Piso Terminado

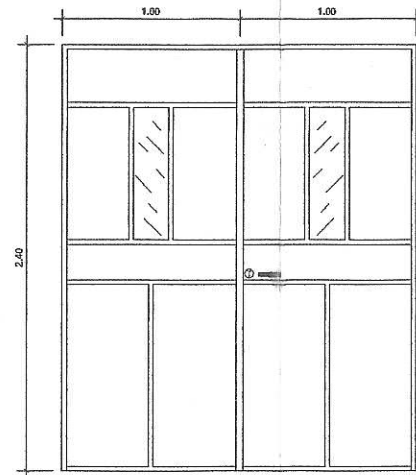
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ	
PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACION BASICA PARA CANTON ALTOS DE SAN GABRIEL	CONTENIDO: PLANTA DE ACABADOS	
DISEÑO: DAVID GALDAMEZ CÁLCULO: DAVID GALDAMEZ DIBUJO: DAVID GALDAMEZ ESCALA: 1 / 100 FECHA: OCTUBRE 2014	ESTUDIANTE: JORGE DAVID GALDAMEZ GARCIA No. de:	CARTEL: 0007-30597 HOJA: 26 / 27



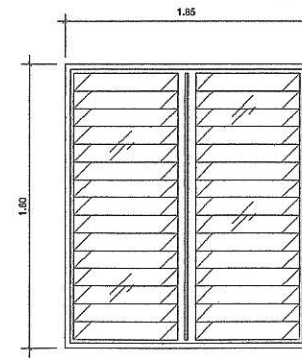
PUERTA No. 1
Escala 1:20



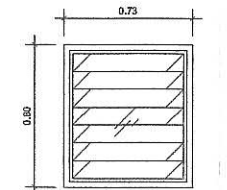
PUERTA No. 2
Escala 1:20



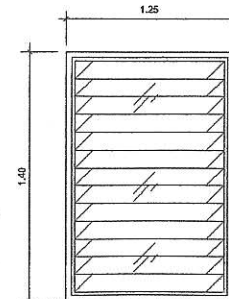
PUERTA ENTRADA PRINCIPAL
Escala 1:20



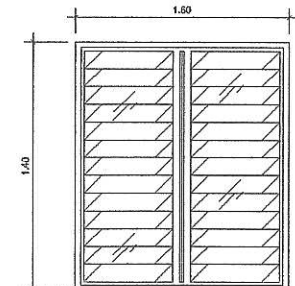
Ventana V-1
Escala 1:20



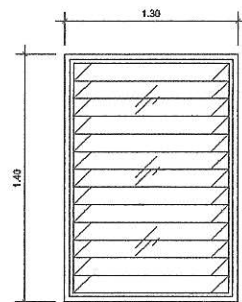
VIDRIO CLARO DE 5mm
Ventana V-2
Escala 1:20



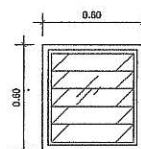
VIDRIO CLARO DE 5mm
Ventana V-3
Escala 1:20



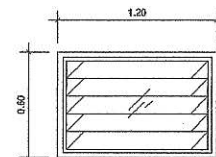
VIDRIO CLARO DE 5mm
Ventana V-4
Escala 1:20



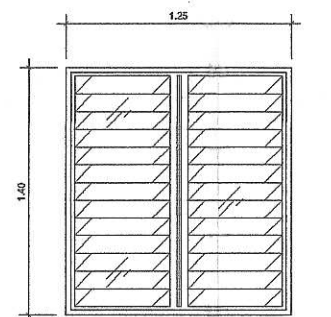
VIDRIO CLARO DE 5mm
Ventana V-5
Escala 1:20



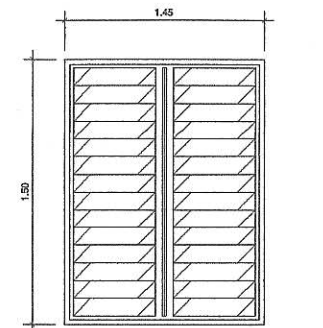
VIDRIO CLARO DE 5mm
Ventana V-6
Escala 1:20



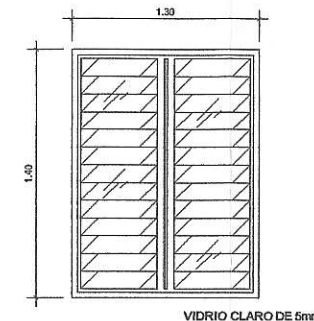
VIDRIO CLARO DE 5mm
Ventana V-7
Escala 1:20



VIDRIO CLARO DE 5mm
Ventana V-11
Escala 1:20



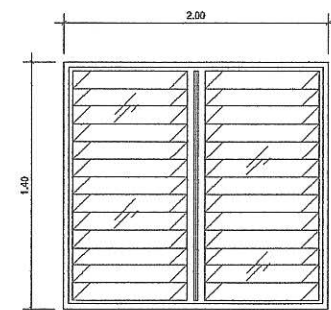
VIDRIO CLARO DE 5mm
Ventana V-8
Escala 1:20



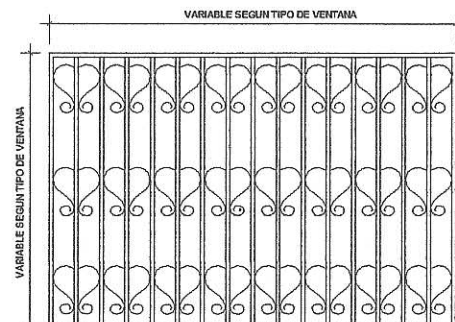
VIDRIO CLARO DE 5mm
Ventana V-9
Escala 1:20

PLANILLA DE PUERTAS

TIPO	ANCHO	ALTO	UNIDADES	MATERIAL
P-1	1.00	2.10	20	METAL
P-2	1.00	2.10	5	MADERA
P-3	2.00	2.40	1	METAL
P-4	2.50	2.40	1	PORTÓN CORREDIZO DE METAL

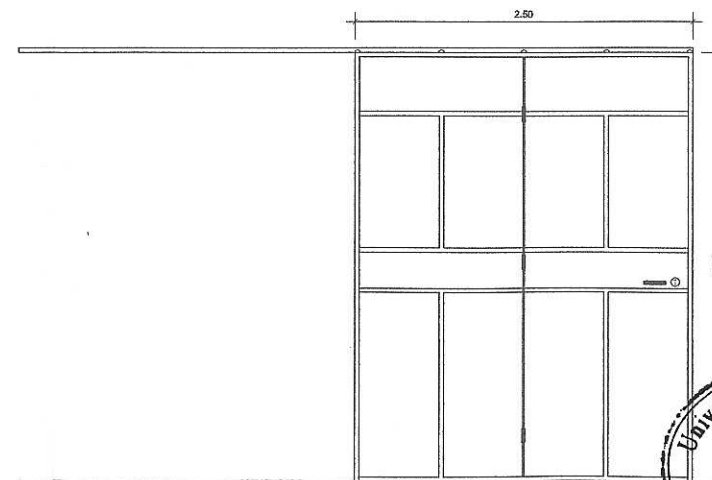


VIDRIO CLARO DE 5mm
Ventana V-10
Escala 1:20



VARIABLE SEGUN TIPO DE VENTANA
BALCÓN TÍPICO
Escala 1:20

SE COLOCARÁ BALCÓN DE METAL EN TODAS LAS VENTANAS COMO SE MUESTRA EN EL PLANO DE ELEVACIONES



PORTON CORREDIZO ENTRDA A INSTITUTO
Escala 1:20

PLANILLA DE VENTANAS

TIPO	ANCHO	ALTO	SILLAR	DINTEL	UNIDADES	MATERIAL
V-1	1.85	1.60	1.20	2.80	8	ALUMINIO
V-2	0.70	0.80	2.00	2.80	2	ALUMINIO
V-3	1.25	1.40	1.20	2.60	8	ALUMINIO
V-4	1.60	1.40	1.20	2.60	12	ALUMINIO
V-5	1.30	1.40	1.20	2.60	4	ALUMINIO
V-6	0.60	0.80	2.00	2.60	2	ALUMINIO
V-7	1.20	0.80	2.00	2.60	6	ALUMINIO
V-8	1.50	1.50	2.60	4.10	3	ALUMINIO
V-9	1.30	1.40	1.20	2.60	36	ALUMINIO
V-10	2.00	1.40	1.20	2.60	12	ALUMINIO
V-11	1.25	1.50	1.20	2.60	4	ALUMINIO

Universidad de San Carlos de Guatemala
Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

SAN GABRIEL, SUCHITEPÉQUEZ

PROYECTO: INSTITUTO NACIONAL DE EDUCACION BÁSICA PARA CANTÓN ALTOS DE SAN GABRIEL

CONTENIDO: DETALLES DE ACABADOS

DISEÑO: DAVID GALDAMEZ
CÁLCULO: DAVID GALDAMEZ
DIBUJO: DAVID GALDAMEZ
ESCALA: 1 / 100
FECHA: OCTUBRE 2014

ESTUDIANTE: JORGE DAVID GALDAMEZ CARRERA: 2007-30597

Hoja No. 27

27

ANEXOS

Anexo 1. Resultados del ensayo de compresión triaxial para el puente vehicular



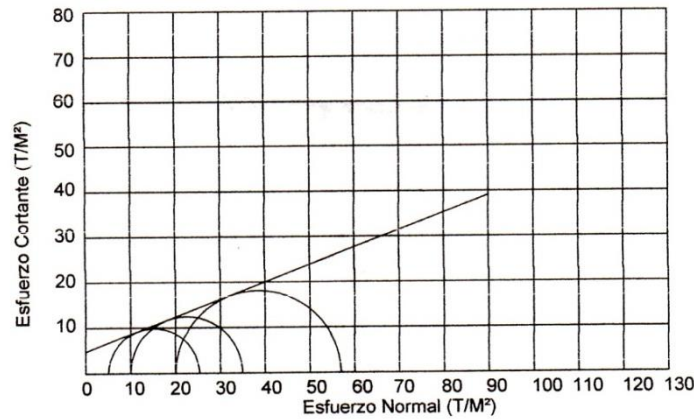
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0203 S.S. O.T.: 29,928

INTERESADO: Francisco Javier Minchec Ordoñez
PROYECTO: EPS- Diseño de Puente Vehicular ubicado en la Aldea Ixconlaj, Colotenango, Huehuetenango.
Fecha: 20 de junio de 2012.
pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 20.90^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 4.78 \text{ Ton/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arcilloso color café
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	15.19	22.41	38.45
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	3.0	5.5	7.0
DENSIDAD SECA (Ton/m ³)	1.44	1.44	1.44
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.72	1.72	1.72
HUMEDAD (%H)	21.3	21.3	21.3

Vo. Bo.

[Signature]
Inga. Dilma Yanet Mejicanos Jol
DIRECTORA a.i. CII/USAC



[Signature]
Ing. Omar Enrique Mejicano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA-USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 476-3992. Planta 443-9500 Ext. 1502. FAX: 476-3993
E-mail: cii@ing.usac.edu.gt

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, USAC.

Anexo 2. **Resultados del ensayo de compresión triaxial para el instituto nacional de educación básica**



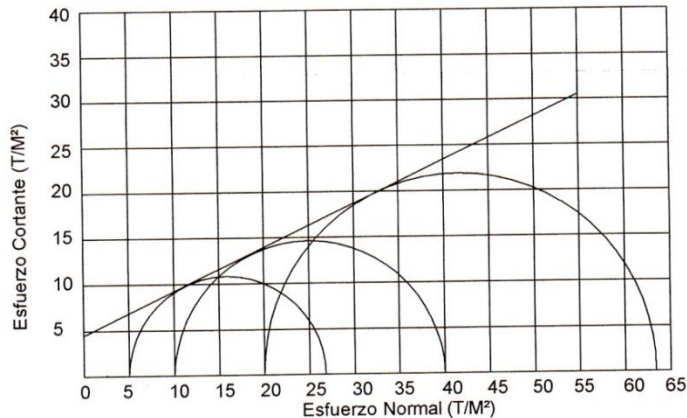
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 25297

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 027 S.S. O.T.: 28,943
 INTERESADO: Francisco Javier Minchez Ordoñez
 PROYECTO: EPS- Diseño de un Edificio Comunal de dos niveles
 Ubicación: Caserío Santo Domingo, Aldea la Vega
 Fecha: 06 de febrero del 2012
 pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 25.34$	COHESIÓN: $C_u = 4.46$
---	------------------------

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arcilla limosa Color Café Consolidada con Partículas de Grava
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	3.92	26.59	49.30
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.0	3.5	5.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.55	1.55	1.55
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.90	1.90	1.90
HUMEDAD (%H)	18.4	18.4	18.4

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Teima Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Omar Enrique Médrano Méndez
Ing. Omar Enrique Médrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, USAC.

Anexo 3. **Coefficientes para momentos negativos en losas**

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95		0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90		0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85		0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80		0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75		0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70		0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65		0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60		0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55		0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50		0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

Fuente: NILSON, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. p. 378.

Anexo 4. **Coefficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas**

Relación	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9	
l_b	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	
1.00	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	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	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	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	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	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	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	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	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	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	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	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	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	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	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	0.074 0.013	0.032 0.006	0.054 0.014	0.050 0.009	0.036 0.004	0.054 0.007	0.065 0.014	0.044 0.009	0.034 0.005
0.60	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	0.081 0.010	0.034 0.004	0.062 0.011	0.053 0.007	0.037 0.003	0.056 0.006	0.073 0.012	0.048 0.007	0.036 0.004
0.55	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	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	$C_{a,dl}$ $C_{b,dl}$	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

Fuente: NILSON, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. p. 379.

Anexo 5. **Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas**

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	$C_{a,II}$ 0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	$C_{b,II}$ 0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	$C_{a,II}$ 0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	$C_{b,II}$ 0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	$C_{a,II}$ 0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
	$C_{b,II}$ 0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	$C_{a,II}$ 0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	$C_{b,II}$ 0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	$C_{a,II}$ 0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	$C_{b,II}$ 0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	$C_{a,II}$ 0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	$C_{b,II}$ 0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.013
0.70	$C_{a,II}$ 0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	$C_{b,II}$ 0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	$C_{a,II}$ 0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	$C_{b,II}$ 0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	$C_{a,II}$ 0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	$C_{b,II}$ 0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	$C_{a,II}$ 0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	$C_{b,II}$ 0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	$C_{a,II}$ 0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	$C_{b,II}$ 0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

Fuente: NILSON, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. p. 380.

