

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**“PROPUESTA METODOLÓGICA PARA
ELABORACIÓN DE PLANOS DE TALLER DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO
REFORZADO EN EDIFICACIONES USANDO LAS
NORMATIVAS VIGENTES DE NUESTRO PAÍS
MEDIANTE UNA HERRAMIENTA INFORMÁTICA”**

PRESENTADO POR:

HENRY ALEXIS AYALA ALVARADO

ISAAC RIVERA ROMERO

JAIME REINALDO VILLATORO REYES

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO 2020

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

MSC. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :

Ph.D. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA

SECRETARIO :

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR :

ING. ANÍBAL RODOLFO ORTIZ

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título:

**“PROPUESTA METODOLÓGICA PARA
ELABORACIÓN DE PLANOS DE TALLER DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO
REFORZADO EN EDIFICACIONES USANDO LAS
NORMATIVAS VIGENTES DE NUESTRO PAÍS
MEDIANTE UNA HERRAMIENTA INFORMÁTICA”**

Presentado por:

HENRY ALEXIS AYALA ALVARADO

ISAAC RIVERA ROMERO

JAIME REINALDO VILLATORO REYES

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Asesores :

MSc. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO

ING. HERBER HERRERA COELLO

SAN SALVADOR, MAYO 2020

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Asesores :

MSc. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO

ING. HERBER HERRERA COELLO

DEDICATORIA

A MI MADRE DAYSI ALVARADO, este logro es por ti y para ti mamá, siempre fuiste mi motivación para querer ser profesional y devolverte un poco de lo muchísimo que has hecho por mí, gracias por todo el amor, el sacrificio y tus cuidados hacia mi persona, sos la mejor mamá que Dios me pudo dar.

A MI PADRE MANUEL AYALA, por ayudarme y apoyarme en cada uno de mis sueños y anhelos, por enseñarme que nunca hay que rendirse y porque siempre has querido lo mejor para mí. Gracias por todo el sacrificio que has hecho por mi hermano y mi persona.

A MI HERMANO ALBERTO AYALA, por ser ese amigo incondicional en quien puedo confiar y por estar dispuesto a siempre escucharme.

HENRY ALEXIS AYALA ALVARADO.

DEDICATORIA

A DIOS, por haberme dado las fuerzas necesarias para poder salir adelante, sobre todo en los momentos más dolorosos de mi vida que coincidieron con el periodo de mi formación académica.

A MI PADRE PABLO DE LOS ANGELES RIVERA MERINO, porque fue un hombre que lucho de manera inexplicable para que mi familia y yo saliéramos adelante, y aunque hoy el ya no esté con nosotros porque DIOS se lo llevó a un mejor lugar, yo sé que estaría muy orgulloso de mí por haber logrado culminar esta exigente pero maravillosa carrera.

A MI MADRE GREGORIA ROMERO DE RIVERA, que con tanto sacrificio y la ayuda de DIOS ha logrado que mi familia y yo salgamos adelante, ha trabajado duramente y siempre ha estado dispuesta a ayudarme cuando lo he necesitado.

A MI ABUELITA SANTOS MERINO, por haberme apoyado siempre hasta que dejo este mundo, muchos de sus consejos me ayudaron y los tengo siempre presentes.

A MIS HERMAN@S, porque de una manera u otra me han ayudado cuando lo he necesitado, y siempre nos hemos apoyado para salir adelante y poder lograr terminar con éxitos nuestras carreras profesionales, sabiendo lo difícil que era lograrlo por muchos aspectos de la vida que nos tocó enfrentar.

ISAAC RIVERA ROMERO

DEDICATORIA

A DIOS. Por la gracia de él, se logran las metas y dedicarle el éxito es parte de la gratitud que le tengo.

A MIS PADRES SILVIA MARGARITA REYES FERRER Y CARMEN REINALDO VILLATORO REYES. Porque detrás de cada acción y decisión tomada se encuentran ellos aconsejándome, brindándome su amor incondicional y apoyo en todos los sentidos. Porque si esta parte de mi vida me conlleva mucho esfuerzo, mis padres se esforzaron más, ya que, si soy un árbol, ellos vendrían siendo mis raíces y a veces mi sombra en días muy soleados, como explicarlo sé que ellos dan siempre más de lo que tiene, por vernos a mi hermano y a mi realizar nuestros sueños.

A MI HERMANO BALTAZAR DAGOBERTO VILLATORO REYES. Por ayudarme a mantenerme firme cada ciclo de mi carrera, por potenciarme a mejorar, debido a que soy el hermano mayor debo darle un buen ejemplo.

JAIME REINALDO VILLATORO REYES

AGRADECIMIENTOS

La vida es un don maravilloso que DIOS nos provee y algo grandioso de ella es que podemos compartir y disfrutar con quienes amamos, podemos ayudar y guiar a muchas personas con nuestros conocimientos y habilidades si ellas lo permiten, pero también podemos ser ayudados y guiados durante nuestra vida, es por ello que quiero exaltar la labor de todos aquellos que formaron parte de mi formación académica y desarrollo de este trabajo de graduación.

A MI PADRE CELESTIAL, por brindarme la vida, la salud, la protección y la sabiduría a lo largo de estos años. Además, por darme fortaleza, perseverancia y la dedicación necesaria para culminar con éxito mi carrera.

A MI MADRE, Daysi Alvarado, por ser la promotora de poder cumplir mis sueños, por su amor incondicional, por sus sabios consejos, por siempre creer en mí y alentarme a dar lo mejor en todo lo que hago.

A MI PADRE, Manuel Ayala, por todo el apoyo brindado, por sus consejos, por su sacrificio, por siempre alegrarse de mis triunfos y por ayudarme a ser mejor persona cada día.

A MI HERMANO, Alberto, por estar siempre conmigo como mi amigo escuchando todo lo nuevo que aprendía y creer en mi potencial y habilidades.

A LIC. Elia Velásquez, por tu apoyo incondicional a lo largo de estos años, por todo tu amor, por tu comprensión, y por nunca dudar de mis capacidades y habilidades.

A LOS QUE YA NO ESTÁN, mi Abuelo Segundo y mi primo Adalberto, gracias porque siempre creyeron en mí y me ayudaron a ser mejor persona, lamentablemente partieron al descanso durante mi formación, pero su legado y enseñanzas siempre formaran parte de mí.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS, Isaac Rivera y Reinaldo Villatoro, por trabajar hombro a hombro con mucho empeño y dedicación para poder culminar con éxito este trabajo de graduación. Gracias por toda su ayuda, compañerismo y amistad. Les deseo el mayor de los éxitos en sus vidas.

A MI DOCENTE ASESORA, MSc. Adry Vivina Flores Alvarado, por brindarnos su ayuda, consejos, enseñanzas y experiencia a lo largo de este proceso, que nos ayudará en nuestra vida profesional.

A ING. MARVIN CHAVEZ, por contribuir con su conocimiento en programación para obtener nuestra aplicación informática.

A MIS AMIG@S, porque han formado parte de este proceso, por alegrarse de mis triunfos y por toda su ayuda.

HENRY ALEXIS AYALA ALVARADO.

AGRADECIMIENTOS

A DIOS, por darme la voluntad y la fuerza para luchar por ingresar a estudiar una carrera universitaria cuando el panorama de mi situación no era nada alentador y por darme ya dentro de la Universidad la sabiduría y la paciencia necesaria para poder terminar con éxito esta carrera.

A MI PADRE PABLO DE LOS ANGELES RIVERA MERINO, por todos los consejos que me dio y por haber dicho las palabras idóneas para que días después de haberse ido de este mundo yo no decidiera dejar de estudiar. Le agradezco enormemente el haber confiado en que yo podía salir adelante y por haber hecho todo lo posible por cuidar de mi madre, hermanos y yo. Lamento enormemente que él no esté presente en este momento tan importante para mí, pero sé que la alegría de él fuese incluso mayor a la mía por haber logrado terminar esta carrera con éxito. Siempre le estaré agradecido.

A MI MADRE GREGORIA ROMERO DE RIVERA, por todo el apoyo que me ha dado especialmente a lo largo de mi carrera y por no darse por vencida a pesar de las dificultades y momentos de dolor que nos ha tocado vivir. Gran parte de este esfuerzo es para que ella se sienta orgullosa de este logro en mi vida, ya que después de DIOS ella y mis hermanos son lo más importante para mí. Saber que este éxito le genera a ella felicidad me enorgullece grandemente.

A MI ABUELITA SANTOS MERINO, por preocuparse siempre por mí, por preguntar cómo me iba en la universidad y por los consejos que me daba. Y sobre

todo le agradezco por escucharme en los momentos en que me sentía desesperado. Hoy ya no está conmigo, pero está en un lugar mejor y estoy seguro que sería tan feliz como yo de saber que he logrado este paso tan importante en mi vida.

A MIS HERMAN@S, por haberme ayudado cuando los he necesitado y por haber sabido entender los momentos de estrés que genera una carrera tan demandante como esta. A ellos también les deseo todo lo mejor en sus vidas, en sus respectivas carreras profesionales y en sus trabajos.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS, Henry Ayala y Reinaldo Villatoro, por haber puesto el empeño necesario para poder sacar adelante este trabajo de graduación.

A MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS, por haber formado un maravilloso grupo de estudio en el que compartimos una infinidad de experiencias, buenos y malos momentos, especialmente a Gerson Flores, Julio Moran, Gladis Vásquez, Reinaldo Villatoro, Henry Ayala, Oscar Galán, Julio Samayoa, Miguel Anzora, Ángel Flores, Daniel Ramos y Zamora. Así también a todos los demás amigos/as de las diferentes carreras: David, Luis, Kenia, con quienes compartí en las materias en común.

A MI DOCENTE ASESORA MSc. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO, por haber compartido sus conocimientos y habernos orientado para desarrollar este trabajo que será de mucha utilidad en nuestra vida profesional.

A LOS ING. FREDY COELLO Y ANDRES LANDAVERDE, por brindarnos de manera desinteresada conocimientos adquiridos en la práctica de su profesión.

AL ING. MARVIN CHAVEZ, por su aporte como Ing. En Sistemas en el desarrollo de la herramienta informática proporcionada en este trabajo de graduación.

A LOS CATEDRATICOS, por las clases que me impartieron y por ser parte de mi formación académica.

AL LIC. HIDALGO , por su apoyo durante el proceso como estudiante becario.

ISAAC RIVERA ROMERO

AGRADECIMIENTOS

La vida parece un videojuego, cada meta cruzada es un nivel superado, y para lograrlo nos basamos en la experiencia de otros, la motivación y la voluntad de nuestros seres querido, cuando se cree que la nuestra se agotado. En esta oportunidad quiero agradecer primeramente a Dios, porque gracias a él y su sabiduría he podido elegir el camino correcto para llegar a este momento, le agradezco por colocarme en la familia ideal para mí.

Ahora quiero agradecerle a las personas e instituciones que ayudaron directamente o indirectamente a la realización de este trabajo de graduación.

A MIS PADRES. Por su apoyo incondicional, por sus consejos acertados, por la disciplina y valores inculcados desde pequeño, por su manera de comprender y motivarme siempre, gracias por esas platicas largas de reflexión. GRACIAS.

A MI HERMANO. Por ayudarme con sus ideas espontáneas que ayudaron a resolver verdaderos problemas.

A MIS AMIGOS DE CARRERA. Por compartir parte de su inteligencia e ingenio conmigo, porque gracias al intelecto en conjunto se pudo superar cada ciclo de esta bella carrera.

A MIS AMIGOS. Por su apoyo en la motivación por la superación en mi vida académica y personal.

A COMPAÑEROS DE TESIS. A gradezco a Isaac Romero y a Henry Alvarado, por amistad y compañerismo en la realización de este trabajo de graduación.

A LA UNIDAD DE ESTUDIO SOCIOECONOMICO. Por proporcionarme una beca remunerada a partir del tercer año de estudio de mi carrera, y por confiar en mí, extendiendo la beca hasta el periodo de realización de la tesis.

A MI ASESORA. Inga. Adry Flores por su tiempo y ayuda en la realización del trabajo de graduación en base su experiencia en la carrera de Ingeniería Civil, por compartir parte de su sabiduría que nos hará crecer como profesional.

A ING. FREDY COELLO Y ING. ANDRES LANDAVERDE. Por brindarnos conocimientos prácticos para la realización de la propuesta expuesta en este trabajo de graduación.

A ING. MARVIN CHAVEZ. Por su ayuda profesional como ingeniero en sistemas, en la construcción del código informático para la aplicación propuesta en este trabajo de graduación.

A LOS INGENIEROS CATEDRATICOS. Por ser parte de mi formación académica como profesional.

JAIME REINALDO VILLATORO REYES

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	XLV
--------------------	-----

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1. ANTECEDENTES	2
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.3. OBJETIVOS	6
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	6
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	6
1.4. ALCANCES	7
1.5. LIMITACIONES	8
1.6. JUSTIFICACIÓN	9
1.7. PROBLEMAS QUE SE IDENTIFICAN EN LAS CONSTRUCCIONES SIN PLANOS DE TALLER	11
1.8. PATOLOGÍA DEL ACERO	13
1.8.1. CORROSIÓN DEL ACERO	13
1.8.2. CONCRETOS MODIFICADOS Y SISTEMAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN EN EL ACERO DE REFUERZO	18

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO	20
---	----

2.1.1.	HISTORIA Y EVOLUCIÓN	20
2.1.2.	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL CONCRETO REFORZADO.	24
2.1.3.	USO DEL CONCRETO REFORZADO EN OBRAS CIVILES.....	25
2.2.	MATERIALES DEL CONCRETO REFORZADO.....	31
2.2.1.	CONCRETO SIMPLE.....	32
2.2.1.1.	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	33
2.2.2.	ACERO DE REFUERZO.	39
2.2.2.1.	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	41
2.2.2.2.	UBICACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.....	44
2.2.2.3.	IMPORTANCIA DEL ACERO DE REFUERZO.....	45
2.2.3.	INTERACCIÓN ENTRE EL CONCRETO Y EL ACERO DE REFUERZO.....	46
2.2.4.	CARGAS.	47
2.2.4.1.	TIPOS DE CARGA.	47
2.2.4.2.	CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A SU TIPO CARGA.	48
2.2.4.3.	ANÁLISIS DE CARGAS.....	51
2.3.	ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.....	53
2.3.1.	CIMENTACIONES.....	53
2.3.1.1.	CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	56

2.3.1.2.	CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	97
2.3.2.	PEDESTALES.....	116
2.3.3.	COLUMNAS	119
2.3.3.1.	MATERIALES	120
2.3.3.2.	CLASIFICACIÓN	122
2.3.3.3.	DISEÑO SEGÚN ACI 318S-14.....	128
2.3.4.	PAREDES ESTRUCTURALES	132
2.3.4.1.	CLASIFICACIÓN DE PAREDES ESTRUCTURALES.	134
2.3.4.2.	USO DE PAREDES.....	137
2.3.4.3.	MÉTODOS DE DISEÑO.....	137
2.3.5.	VIGAS.....	138
2.3.5.1.	CLASIFICACIÓN	138
2.3.5.2.	DISEÑO SEGÚN ACI 318S-14.....	139
2.3.6.	LOSAS.....	145
2.3.6.1.	CLASIFICACIÓN DE LOSAS.....	146
2.3.6.2.	LOSA MACIZA REFORZADA EN DOS DIRECCIONES.	149
2.3.7.	SOLERA INTERMEDIA O DE CORONAMIENTO Y NERVIOS.	153
2.4.	DETALLADO DE ACERO DE REFUERZO.	154
2.4.1.	NORMAS DE DISEÑO EN EL SALVADOR.	154

2.4.1.1.	ACI 318-14.....	155
2.4.2.	DETALLADO.....	156
2.4.2.1.	LONGITUDES DE DESARROLLO (L_d).....	158
2.4.2.2.	ESPACIAMIENTO.....	162
2.4.2.3.	EMPALMES.....	164
2.4.2.4.	GANCHOS Y DOBLECES.....	183
2.4.2.5.	RECUBRIMIENTO.....	193
2.4.2.6.	COLOCACIÓN.....	195
2.5.	PLANOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL.....	196
2.5.1.	CONCEPTO.....	196
2.5.2.	INDIVIDUALIDAD DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES.....	197
2.5.3.	CONTENIDO DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES.....	197
2.5.4.	NOTAS ESTRUCTURALES.....	202
2.5.5.	IMPORTANCIA.....	202
2.5.6.	ÁREAS DE APLICACIÓN.....	203
2.6.	PLANOS DE TALLER.....	204
2.6.1.	CONCEPTO.....	204
2.6.2.	IMPORTANCIA.....	205
2.6.3.	REQUISITOS GENERALES.....	206

2.6.4.	FORMATOS DE PLANOS DE TALLER.	207
2.6.5.	ÁREAS DE APLICACIÓN.....	207

CAPÍTULO III: DESARROLLO DE LA PROPUESTA METODOLÓGICA

3.1.	INTRODUCCIÓN	211
3.2.	REQUISITOS PARA LA ELABORACIÓN DE PLANOS DE TALLER ...	214
3.3.	ASPECTOS QUE SE DEBEN TOMAR EN CUENTA EN LOS PLANOS DE TALLER.	219
3.4.	PROPUESTA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE PLANOS DE PLANOS DE TALLER.....	223
3.4.1.	PASOS PREVIOS.	223
3.4.2.	CONTENIDO DE PROPUESTA METODOLÓGICA.....	225
3.5.	DESCRIPCIÓN TÉCNICA DE APLICACIÓN JHICalAcero.....	240
3.5.1.	FICHA TÉCNICA	240
3.5.2.	ALCANCE Y LIMITACIONES DE LA APLICACIÓN JHICALACERO: 241	
3.5.3.	ALGORITMO NARRADO	242

CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DE LA PROPUESTA METODOLÓGICA

4.1.	INTRODUCCIÓN:	253
------	---------------------	-----

4.2.	UBICACIÓN	255
4.3.	DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL SISTEMA SISMORESISTENTE. 256	
4.4.	DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.	256
4.4.1.	FUNDACIONES.	257
4.4.2.	DESCRIPCIÓN DE ELEMENTOS COMUNES DE ENTREPISOS.	266
4.5.	DEMOSTRACIÓN DE CÁLCULO DE DETALLADO PARA LA ELABORACION DE PLANOS DE TALLER.	289
4.5.1.	CÁLCULO MANUAL.....	289
4.5.2.	CÁLCULO MEDIANTE LA HERRAMIENTA JHICalAcero.....	296

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE LA APLICACIÓN

5.1.	INTRODUCCIÓN	306
5.2.	RAZONES DEL ANÁLISIS COMPARATIVO	307
5.3.	CONSIDERACIONES DEL ANÁLISIS COMPARATIVO:.....	307
5.4.	CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO.....	308
5.4.1.	ANÁLISIS COMPARATIVO PARCIAL.....	308
5.4.2.	ANÁLISIS COMPARATIVO SEMI-GLOBAL.....	323
5.5.	COMPARACIÓN DE TIEMPO.	328

5.5.1. CONSIDERACIONES DEL ANÁLISIS COMPARATIVO DE TIEMPO.	
328	
5.6. RELACIÓN MANO DE OBRA-TIEMPO.....	332
5.6.1. CONSIDERACIONES DE LA RELACIÓN MANO DE OBRA Y TIEMPO:.....	332
5.6.2. RESULTADOS EN FORMA GRÁFICA DE LA RELACIÓN MANO DE OBRA - TIEMPO.....	334

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES.	337
6.2. RECOMENDACIONES.....	339
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	342
ANEXOS.....	348

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

Figura 1. 1 Corrosión del acero de refuerzo.	13
Figura 1. 2 Pérdida de adherencia entre el acero y el concreto.....	14
Figura 1. 3 Carbonatación del concreto.	15

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Figura 2. 1 Línea de tiempo de la evolución del concreto.....	20
Figura 2. 2 Edificio Burj Kalifa.....	26
Figura 2. 3 Edificio Torres Abraj Al B.....	27
Figura 2. 4 Edificio One World Trade Center.....	27
Figura 2. 5 Edificio Taipei 101.....	28
Figura 2. 6 Edificio Shanghái World Financial Center.....	28
Figura 2. 7 Carretera de concreto hidráulico.....	29
Figura 2. 8 Puente de concreto reforzado.....	30
Figura 2. 9 Presa de concreto reforzado.....	30
Figura 2. 10 Túnel de concreto reforzado.....	31
Figura 2. 11 Bóveda de concreto reforzado.....	31
Figura 2. 12 Composición del concreto reforzado.....	32
Figura 2. 13 Composición del concreto simple.....	32
Figura 2. 14 Curvas esfuerzo-deformación del concreto (Nilson, 2001).	34
Figura 2. 15 Diagrama de esfuerzo-deformación (Comportamiento estructural, Ing. Joel Curreri).	35
Figura 2. 16 Prueba para la resistencia a tensión (Comportamiento estructural, Ing. Joel Curreri).	37
Figura 2. 17 Ensayos para determinar resistencia a tensión del concreto por flexión.	38

Figura 2. 18 Varilla corrugada (Ingeniería de Materiales, Ing. Lesly E. Mendoza).	39
Figura 2. 19 Identificación de las varillas de refuerzo (Comportamiento estructural, Ing. Joel Curreri).....	40
Figura 2. 20 Curva esfuerzo - deformación del acero (Comportamiento estructural, Ing. Joel Curreri).....	42
Figura 2. 21 Curva esfuerzo-deformación de diferentes grados de acero (Comportamiento estructural, Ing. Joel Curreri).....	44
Figura 2. 22 Zapata aislada.	58
Figura 2. 23 Ancho equivalente por sección transversal.....	61
Figura 2. 24 Zapata combinada en forma rectangular.	62
Figura 2. 25 Zapata combinada con forma trapezoidal.....	63
Figura 2. 26 Zapata combinada con forma de T.	65
Figura 2. 27 Zapata corrida.....	66
Figura 2. 28 Zapatas conectadas mediante viga de fundación.....	67
Figura 2. 29 Zapata atirantada.....	70
Figura 2. 30 Losa o platea de cimentación.	72
Figura 2. 31 Distribución de presiones.....	75
Figura 2. 32 Excentricidad por momento.	76
Figura 2. 33 Excentricidad por geometría.	77
Figura 2. 34 Transferencia de presiones uniforme, no hay excentricidad.....	78

Figura 2. 35 Excentricidad por momento en una sola dirección (sobre el lado B).	78
Figura 2. 36 Excentricidad con resultante de carga en la frontera del núcleo de compresión.	80
Figura 2. 37 Excentricidad con resultante de carga fuera del núcleo de compresión.	81
Figura 2. 38 Flexión Biaxial en zapata.	82
Figura 2. 39 Deformación por flexión.	86
Figura 2. 40 Ubicación de las secciones críticas para determinar el máximo momento mayorado en una zapata.	87
Figura 2. 41 Plano para determinar la fuerza cortante.	89
Figura 2. 42 Secciones críticas.	90
Figura 2. 43 Secciones críticas.	90
Figura 2. 44 Secciones críticas.	91
Figura 2. 45 Mecanismo de falla por punzonado.	93
Figura 2. 46 Sección crítica de Punzonamiento.	93
Figura 2. 47 Sección para determinar el área de punzonado.	94
Figura 2. 48 Ilustración de la longitud de desarrollo.	95
Figura 2. 49 Ubicación de A1 y A2 en planta, tomada del ACI 318S-14.	96
Figura 2. 50 Cimentación profunda de muros pantalla.	99
Figura 2. 51 Pilote que trabaja por punta.	102
Figura 2. 52 Pilote que trabaja por punta y rozamiento lateral.	103

Figura 2. 53 Pilote trabajando por rozamiento del fuste.....	104
Figura 2. 54 Pilotes prefabricados.	105
Figura 2. 55 Pilotes de Desplazamiento con Azuche.....	106
Figura 2. 56 Pilotes de Desplazamiento con Tapón de Gravas.	107
Figura 2. 57 Pilotes de extracción con entubación recuperable.....	108
Figura 2. 58 Colocación del refuerzo para en vaciado posterior.....	108
Figura 2. 59 Descabezado de pilotes.....	111
Figura 2. 60 Encepado de pilotes.	111
Figura 2. 61 Pedestal para columnas.	117
Figura 2. 62 Detalle para ganchos a 90° en pedestales.	118
Figura 2. 63 Detalle constructivo para ganchos a 90° de pedestales.	119
Figura 2. 64 Columnas de acero estructural.	120
Figura 2. 65 Columnas de madera.....	121
Figura 2. 66 Columnas de concreto reforzado.....	121
Figura 2. 67 Columnas cuadradas o rectangulares.	122
Figura 2. 68 Columnas de forma circular.	123
Figura 2. 69 Geometría para columnas.	129
Figura 2. 70 Tipos de paredes según su sección transversal.....	134
Figura 2. 71 Colocación de huecos en las paredes.	135
Figura 2. 72 Geometría en vigas.....	140
Figura 2. 73 Formación de articulaciones plásticas.	144
Figura 2. 74 Losa maciza reforzada en dos direcciones.....	147

Figura 2. 75 Losa aligerada.	147
Figura 2. 76 Losacero.	148
Figura 2. 77 Placa fácil.	148
Figura 2. 78 Refuerzo de losa densa.	150
Figura 2. 79 Longitud de desarrollo de una barra de acero corrugada empotrada en concreto.	158
Figura 2. 80 Ejemplificación de longitud de desarrollo de una barra en tensión.	160
Figura 2. 81 Separación mínima de varillas individuales en una viga.	163
Figura 2. 82 Sección típica de empalme traslapado según sección 25.5 del ACI 318-14.	165
Figura 2. 83 Ejemplificación de traslapes.	169
Figura 2. 84 Zonas de traslapes en vigas y columnas.	171
Figura 2. 85 Tipos de empalmes soldados en varillas de acero.	172
Figura 2. 86 Soldadura de varillas de acero en campo.	173
Figura 2. 87 Perfil aceptable de soldadura de filete.	175
Figura 2. 88 Perfil aceptable de soldadura de ranura.	175
Figura 2. 89 Empalme traslapado y empalme mecánico en barras de acero.	178
Figura 2. 90 Empalmes mecánicos en vigas.	179
Figura 2. 91 Colocación de empalmes mecánicos en columnas.	179
Figura 2. 92 Elementos que componen un gancho (l_{dh} , l_{ext} , d_b , Diámetro de doblez).	184

Figura 2. 93 Gancho estándar a 90° y 180° del acero longitudinal. Tomada del ACI 318-14.....	184
Figura 2. 94 Gancho estándar a 90° y 135° del acero transversal. Basado del ACI 318-14.....	186
Figura 2. 95 Gancho estándar a 180° del acero transversal. Basado del ACI 318-14.....	186
Figura 2. 96 Recubrimiento de una viga.	193
Figura 2. 97 Recubrimiento del acero en una vigueta.....	194
Figura 2. 98 Ejemplificación de Planta de losa y Planta de sótano.....	198

CAPÍTULO III: DESARROLLO DE LA PROPUESTA METODOLÓGICA

Figura 3. 1 Ejemplo de tabla en un plano de taller.....	212
Figura 3. 2 Plano estructural de vivienda de dos plantas.....	216
Figura 3. 3 Acero de refuerzo.	218
Figura 3. 4 Distribución en planos de taller.....	220
Figura 3. 5 Detallado de varillas de acero de refuerzo.....	221
Figura 3. 6 Recepción de planos estructurales.	224
Figura 3. 7 Interpretación de planos estructurales.	225
Figura 3. 8 Longitud de desarrollo de un gancho estándar.....	229
Figura 3. 9 Gancho estándar a 180 grados, tomado de ACI 318S-14, sección 2.3.1.....	230

Figura 3. 10 Gancho estándar a 90 grados, tomado de ACI 318S-14, sección 25.3.1.....	230
Figura 3. 11 Gancho estándar a 90 grados para estribos, tomado de ACI 318S-14, sección 25.3.2.....	232
Figura 3. 12 Gancho estándar a 135 grados para estribos, tomado de ACI 318S-14, sección 25.3.2.....	232
Figura 3. 13 Gancho estándar a 180 grados para estribos, tomado de ACI 318S-14, sección 25.3.2.....	232
Figura 3. 14 Logo de aplicación.....	240
Figura 3. 15 Ventana de inicio de la aplicación.....	244
Figura 3. 16 Campos para poder editar o eliminar un proyecto.	245
Figura 3. 17 Ventana recolectora de información.	246
Figura 3. 18 Ventana de introducción de datos.....	249
Figura 3. 19 Tercer pantalla.....	250

CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DE LA PROPUESTA METODOLÓGICA

Figura 4. 1 Planta de la ubicación del edificio.....	255
Figura 4. 2 Planta de ubicación de zapatas.....	257
Figura 4. 3 Detalle en planta de zapata Z-1.....	258
Figura 4. 4 Detalle en elevación de Z-1.....	259
Figura 4. 5 Detalle en planta de zapata Z-2.....	260
Figura 4. 6 Detalle en elevación de Z-2.....	260

Figura 4. 7 Detalle de zapata Z-3.....	261
Figura 4. 8 Detalle en elevación de Z-3.	262
Figura 4. 9 Planta de ubicación de tensores y soleras.....	263
Figura 4. 10 Planta de ubicación de columnas.	267
Figura 4. 11 Planta de ubicación de losas.	271
Figura 4. 12 Detalle de losa densa.	272
Figura 4. 13 Detalle de apoyo intermedio en losa aligerada.	273
Figura 4. 14 Detalle de viga de borde.	274
Figura 4. 15 Planta de ubicación de paredes de carga.....	275
Figura 4. 16 Elevación de ubicación de acero de refuerzo en paredes de carga.	277
Figura 4. 17 Planta de ubicación de vigas.	278
Figura 4. 18 Detalle X1.	289
Figura 4. 19 Detalle de longitud L_{ext} de x1.....	290
Figura 4. 20 Detalle de longitud L_{dh} de x1.	290
Figura 4. 21 Detalle de L_m de X1.	291
Figura 4. 22 Detalle X9.	291
Figura 4. 23 Detalle de L_{ext} de X9.....	292
Figura 4. 24 Detalle de L_{dh} de X9.	292
Figura 4. 25 Detalle de L_d de X9.	292
Figura 4. 26 Detalle X10.	293
Figura 4. 27 Detalle de L_d de X10.	293

Figura 4. 28 Detalle de C de X10.....	294
Figura 4. 29 Detalle Y1.	294
Figura 4. 30 Ventana para introducir y verificar datos.....	297
Figura 4. 31 Ventana de introducción de datos del detalle X9.....	297
Figura 4. 32 Ventana de introducción de datos del detalle X10.	298
Figura 4. 33 Ventana de introducción de datos del detalle Y1.....	299

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE LA APLICACIÓN

Figura 5. 1 Planta estructural de Z-3.....	308
Figura 5. 2 Detalle de sección de Z-3.	309
Figura 5. 3 Viga del eje.	314
Figura 5. 4 Sección 1-1 de viga F.	314
Figura 5. 5 Sección 5-5 de viga F.	314
Figura 5. 6 Sección 6-6 de viga F.	314
Figura 5. 7 Gráfico comparativo del costo del acero de refuerzo.....	322
Figura 5. 8 Gráfico de análisis financiero.....	323
Figura 5. 9 Comparación de porcentaje de ahorro.....	327
Figura 5. 10 Gráfico de comparación de tiempos.	331
Figura 5. 11 Gráfico de comparación de la relación manos de obra/tiempo. ...	334

ÍNDICE DE ESQUEMAS

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Esquema 2. 1 Clasificación de pilotes.	101
---	-----

CAPÍTULO III: DAsARROLLO DE LA PROPUESTA METODOLÓGICA

Esquema 3. 1 Esquema general.....	213
Esquema 3. 2 Propuesta metodológica.	226
Esquema 3. 3 Proceso para el cálculo de la longitud de desarrollo (Ld).	228
Esquema 3. 4 Proceso para el cálculo de longitud de desarrollo horizontal. ...	229
Esquema 3. 5 Proceso para el cálculo de los ganchos estándares para el desarrollo de barras corrugadas en tensión.....	231
Esquema 3. 6 Proceso para el gancho estándar para estribo, amarras y estribos cerrados de confinamiento.....	233
Esquema 3. 7 Cálculo de la longitud de empalme por traslape (Lst).	234
Esquema 3. 8 Cálculo de longitud de empalme por traslape (Lct).....	236
Esquema 3. 9 Relación entre el contratista, armador y supervisión.	238
Esquema 3. 10 Flujoograma de la aplicación JHICalAcero.	243

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Tabla 2. 1 Ventajas y desventajas del concreto reforzado.....	25
Tabla 2. 2 Pesos índices del acero de refuerzo.....	41
Tabla 2. 3 Cargas muertas mínimas.	49
Tabla 2. 4 Cargas vivas mínimas.....	51
Tabla 2. 5 Tabla para determinar el factor de reducción de resistencia para momento según ACI 318S-14.....	86

Tabla 2. 6 Criterios para armadura mínima en zapatas de fundación según tabla 8.6.1.1 del ACI 318S-14.....	88
Tabla 2. 7 Resistencia a corte por punzonado según tabla 22.6.5.2 del ACI 318S-14.	94
Tabla 2. 8 Resistencia nominal al aplastamiento según tabla 22.8.3.2 del ACI 318S-14.	96
Tabla 2. 9 Altura mínima según ACI 318S-14.....	139
Tabla 2. 10 Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción.	161
Tabla 2. 11 Factores de modificación para barras y alambres corrugados a compresión.	162
Tabla 2. 12 Espaciamientos mínimos del acero de refuerzo.	164
Tabla 2. 13 Longitud de empalme por traslape de barras corrugadas en tensión.	167
Tabla 2. 14 Longitud de empalme por traslape de barras corrugadas en compresión.	169
Tabla 2. 15 Tabla de diámetro mínimo de doblado, tomada del ACI 318-14..	185
Tabla 2. 16 Diámetros mínimos de doblado de acero transversal. Ganchos estándar.....	187
Tabla 2. 17 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión ($f_y=2800$ kg/cm ² y $f'_c=210$ kg/cm ²).....	188

Tabla 2. 18 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión ($f_y=2800$ kg/cm ² y $f'_c=280$ kg/cm ²).....	189
Tabla 2. 19 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión ($f_y=2800$ kg/cm ² y $f'_c=350$ kg/cm ²).....	189
Tabla 2. 20 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión ($f_y=3500$ kg/cm ² y $f'_c=210$ kg/cm ²).....	190
Tabla 2. 21 Longitudes de desarrollo para varilla corrugada en tensión ($f_y=3500$ kg/cm ² y $f'_c=280$ kg/cm ²).....	190
Tabla 2. 22 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión ($f_y=3500$ kg/cm ² y $f'_c=350$ kg/cm ²).....	191
Tabla 2. 23 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión ($f_y=4200$ kg/cm ² y $f'_c=210$ kg/cm ²).....	191
Tabla 2. 24 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión ($f_y=4200$ kg/cm ² y $f'_c=280$ kg/cm ²).....	192
Tabla 2. 25 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión ($f_y=4200$ kg/cm ² y $f'_c=350$ kg/cm ²).....	192
Tabla 2. 26 Recubrimientos para elementos de concreto construidos en sitio.	195

CAPÍTULO III: DESARROLLO DE LA PROPUESTA METODOLÓGICA

Tabla 3. 1 Simbología de planos de taller.....	220
--	-----

CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DE LA PROPUESTA METODOLÓGICA

Tabla 4. 1 Cargas de Diseño.	254
Tabla 4. 2 Resumen de zapatas.	262
Tabla 4. 3 Secciones transversales de tensores.....	264
Tabla 4. 4 Secciones transversales de solera de fundación.	265
Tabla 4. 5 Descripción de columnas.	270
Tabla 4. 6 Distribución de paredes estructurales.	275
Tabla 4. 7 Descripción de secciones de viga.....	288
Tabla 4. 8 Resumen de longitudes de varillas, calculado manualmente.....	296
Tabla 4. 9 Resumen de longitudes de acero extraído de la aplicación JHICalAcero.....	304
Tabla 4. 10 Cuadro de comparación de cálculo manual y con la aplicación JHICalAcero.....	304

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE LA APLICACIÓN

Tabla 5. 1 Tabla de costos unitario para el elemento zapata Z-3.	310
Tabla 5. 2 Reporte administrativo del elemento zapata Z-3.....	312
Tabla 5. 3 Resumen de ahorro del elemento Zapata Z3.....	313
Tabla 5. 4 Tabla de costos unitario para el elemento viga F.....	315
Tabla 5. 5 Reporte administrativo del elemento viga F.	319
Tabla 5. 6 Resumen del ahorro en el elemento Viga F.....	321
Tabla 5. 7 Resumen de costos obtenidos por elementos.	322

Tabla 5. 8 Resumen de costo unitario del acero por elemento en estudio.	324
Tabla 5. 9 Resumen del costo global de acero por elemento en estudio.....	324
Tabla 5. 10 Resumen de costo unitario del acero por elemento en estudio mediante la aplicación de la metodología y JHICalAcero.	325
Tabla 5. 11 Resumen de costo global del acero por elemento en estudio mediante la aplicación de la metodología y JHICalAcero.	325
Tabla 5. 12 Tabla resumen del análisis semi-global.	326
Tabla 5. 13 Resumen de los tiempos obtenidos sin los planos de taller; cálculo de acero de manera manual.	328
Tabla 5. 14 Resumen de los tiempos obtenidos haciendo los planos de taller solamente de manera manual.....	329
Tabla 5. 15 Resumen de los tiempos obtenidos haciendo los planos de taller auxiliándose de la herramienta informática JHICalAcero.....	330
Tabla 5. 16 Tabla resumen de ahorro en tiempo, costo y porcentaje.	330
Tabla 5. 17 Realización de actividades sin la elaboración de planos de taller.	333
Tabla 5. 18 Realización de actividades contando con la elaboración de planos de taller.	333

SIMBOLOS

A = Área en planta de zapatas. Representa también el área de un elemento sometido a pruebas de laboratorio.

A_g = Área gruesa.

A_s = Área de acero de refuerzo a tensión.

A'_s = Área de acero de refuerzo a compresión.

A_n = Área neta de la zapata en planta.

$A_{s_{min}}$ = Área de acero mínima.

A_1 = Área que corresponde a la zona cargada para considerar la resistencia al aplastamiento, no debe ser mayor que la platina de apoyo o que el área de la sección transversal de apoyo.

A_2 = es el área de la base inferior de mayor tronco de pirámide, cono, o cuñas contenidas totalmente dentro del apoyo y que tiene su base superior igual al área cargada. Los lados de la pirámide, cono o cuña deben tener una inclinación de 1 vertical a 2 horizontal.

B = Ancho de las zapatas corridas. También representa el largo (lado longitudinal) de las zapatas aisladas.

B_n = Resistencia nominal al aplastamiento

B_u = Carga mayorada de aplastamiento.

b = Ancho de zapata combinada rectangular. Representa también la base de la fundación o ancho de la sección en dirección perpendicular a la de análisis.

b_o = Perímetro de la sección crítica de punzonado.

b_w = Ancho de sección transversal de viga.

b_1 = Ancho mínimo en planta de zapata combinada trapezoidal y zapata combinada en forma de T.

b_2 = Ancho máximo en planta de zapata combinada trapezoidal y zapata combinada en forma de T.

C = Carga combinada de servicio y centroide de elementos en planta.

C_b = Factor que representa el menor valor entre el recubrimiento lateral, el recubrimiento de la barra o alambre (en ambos casos medido hasta el centro de la barra o alambre) y la mitad del espaciamiento medido entre los centros de las barras o alambres.

C_u = Carga última o carga factorizada que producen los mayores esfuerzos (cargas de diseño).

CVR = La carga viva accidental o reducida.

C_1 = Distancia del centroide de la zapata trapezoidal al extremo b_1 .

C_2 = Distancia del centroide de la zapata trapezoidal al extremo b_2 .

c_1 = Dimensión transversal más corta de la columna

c_2 = Dimensión transversal perpendicular a c_1 en una columna.

D = Carga muerta por gravedad.

D_f = Profundidad de desplante (profundidad a la que se encuentra el estrato resistente).

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tensión. También usado como diámetro de los cilindros de concreto en pruebas de laboratorio.

d_{agg} = Tamaño nominal máximo del agregado grueso.

d_b = Diámetro de la varilla en análisis.

E = Fuerzas horizontales y verticales inducidas por sismo (cargas por sismo).

E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

e = Excentricidad.

e_g = Excentricidad geométrica.

e_m = Excentricidad por momento.

e_T = Excentricidad total (es la diferencia de la excentricidad geométrica y la excentricidad por momento).

e_x = Excentricidad en "x".

e_y = Excentricidad en "y".

F_s = Esfuerzo a tensión del acero.

F_{tr} = Esfuerzo a tensión o esfuerzo a tensión por flexión del concreto.

F_U = Resistencia máxima del acero de refuerzo.

f_a = Esfuerzo actuante de aplastamiento.

f_c = Esfuerzo resistente del concreto al aplastamiento.

f'_c = Esfuerzo máximo a la compresión del concreto o esfuerzo de diseño del concreto (kg/cm^2).

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm^2).

h = Altura o peralte de la zapata y peralte de vigas. También representa la altura del cilindro de concreto usado para pruebas de tensión.

h_f = Espesor de losa de concreto reforzado en dos direcciones.

h_T = Distancia entre el extremo inferior de la zapata atirantada y la posición de la fuerza de tensión.

h_x = Espaciamiento máximo, medido centro a centro, entre barras longitudinales soportadas lateralmente por esquinas de ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento alrededor del perímetro de la columna.

I = Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide.

K = Factor de longitud efectiva para miembros en compresión.

K_{tr} = Factor que representa la contribución del refuerzo de confinamiento que atraviesa los planos potenciales de hendimiento.

L = Dimensión longitudinal de zapatas combinadas y zapatas corridas. También representa el ancho de las zapatas aisladas.

L_f = Longitud final de la barra sometida a prueba de tensión.

L_o = Longitud inicial de la barra sometida a prueba de tensión.

L_r = Cargas vivas de servicio del techo.

L_v = Carga viva máxima.

l = Luz de viga o losa en una dirección. También representa la longitud de miembros en compresión para el cálculo de la relación de esbeltez.

l_d = Longitud de desarrollo del acero en tensión o compresión.

l_{dh} = Longitud de desarrollo horizontal del gancho que requiere doblez (cm).

l_{ext} = Extensión recta en el extremo de un gancho estándar.

l_n = Luz libre de la viga medida desde el rostro de las columnas.

l_o = Distancia entre el extremo superior de una zapata atirantada y la posición de la fuerza de tensión. Representa también la longitud en zonas confinadas de vigas y columnas.

l_1 = Distancia del centroide de la zapata en forma de T al extremo b_1 .

l_2 = Distancia del centroide de la zapata en forma de T al extremo b_2 .

M = Momento flector sobre la cimentación proveniente de las columnas (sin factorizar).

M_{pr} = Momento de resistencia a flexión probable.

M_u = Máximo valor a momento consistente con las combinaciones de mayoración de carga (momento mayorado).

M_x = Momento en la dirección "x" paralela al lado longitudinal de las zapatas.

M_y = Momento en la dirección "y" paralela al ancho de las zapatas.

m = Distancia entre el centro de la columna 2 y el extremo "b" de las zapatas combinadas rectangulares y entre el centro de la columna 2 y el extremo "b₂" de las zapatas combinadas trapezoidales y en forma de T.

n = Distancia entre la posición de la resultante de cargas y el centro de la columna 2 en zapatas combinadas.

P = Carga vertical total que le llega a la zapata proveniente de una columna.

P_c = Carga crítica de Euler.

P_u = Máximo valor en compresión consistente con las combinaciones de mayoración de carga que incluyan E.

P_1 = Carga gravitacional que baja de la columna 1.

P_2 = Carga gravitacional que baja de la columna 2.

$q = q_{adm}$ = Esfuerzo admisible del suelo.

$q_{m\acute{a}x}$ = Esfuerzo máximo resultante en el suelo.

$q_{m\acute{i}n}$ = Esfuerzo mínimo resultante en el suelo.

q_{net} = Esfuerzo neto resultante en el suelo.

R = Sumatoria de las cargas gravitacionales que bajan de las columnas.

R_u = Cargas de servicio por lluvia.

rec = Recubrimiento de las varillas de acero de refuerzo. Medido hasta el centro de la varilla en análisis.

S = Separación mínima entre las varillas corrugadas del acero de refuerzo.

S_n = Carga de servicio por nieve.

S_o = Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud l_o .

T = Fuerza axial a tensión en zapatas atirantadas y en pruebas a tensión en laboratorios.

V_u = Fuerza cortante última actuante.

ν = Coeficiente de Poisson. En concreto será igual a 0.2.

v_u = Esfuerzo cortante último actuante.

W = carga por viento.

W_c = Peso unitario del concreto.

α = Coeficiente de dilatación.

α_s = Constante usada para calcular v_c en losas y zapatas.

β = Relación de las dimensiones en planta de la columna o pedestal, debe ser mayor o igual a 1.

γ = Peso unitario para diseño de fundaciones.

ε = Porcentaje de elongación en las barras de acero de refuerzo.

ε_c = Deformación unitaria del concreto.

ε_{cu} = Deformación máxima del concreto en su franja extrema comprimida (su valor es de 0.003).

ε_t = Deformación unitaria neta del acero de refuerzo a tensión.

ε_{ty} = Deformación unitaria de fluencia del acero en tensión.

λ = Factor de modificación que depende del tipo de concreto a utilizar.

ρ = Cuantía de refuerzo.

ρ_b = Cuantía de refuerzo balanceado.

$\rho_{\text{máx}}$ = Cuantía máxima de refuerzo.

ϕ = Factor de reducción de respuesta. También representa el ángulo de fricción para el diseño de muros de retención.

ϕv_c = Esfuerzo cortante resistente (permisible) del concreto.

ϕV_c = Fuerza cortante resistente (permisible) del concreto.

ψ_e = Factor de revestimiento, que refleja los efectos del revestimiento epóxico.

ψ_r = Factor de modificación según el refuerzo encerrado.

ψ_s = Factor de modificación que depende del tamaño del refuerzo, que refleja el comportamiento más favorable del refuerzo de menor diámetro.

ψ_t = Factor tradicional de ubicación del refuerzo, que refleja los efectos adversos de la posición de las barras.

INTRODUCCIÓN

Los Planos de Taller son esquemas a escala para la colocación y cantidad del acero de refuerzo en las diferentes obras de Ingeniería Civil. Estos planos incluyen detalles de cómo colocar el acero de refuerzo en los elementos estructurales que componen una edificación; debe mostrarse la longitud, la cantidad y la ubicación de los empalmes traslapados, los empalmes mecánicos o soldados, la posición de las varillas dobladas, los detalles de doblado, entre otros.

El presente trabajo de graduación está compuesto por seis capítulos y tiene como objetivo reunir toda la información posible relacionada a planos de taller. Su desarrollo parte de la necesidad de tener una herramienta que permita la elaboración de los planos de taller y que la misma ayude a resolver la problemática que se presenta en las obras civiles que no cuentan con los mismos e incluso en aquellas que si los utilizan pero que presentan diferencias entre los planos de taller de la construcción y lo que pide la supervisión.

El primer capítulo presenta las generalidades como antecedentes de planos de taller en El Salvador, los cuales hacen énfasis en el déficit existente en el país en cuanto a las fuentes bibliográficas para el desarrollo de la elaboración de los mismos y en el enfoque que estas tienen. Dentro de este capítulo se encuentra el planteamiento del problema, en el cual se detalla las diferentes problemáticas que enfrenta un Ingeniero Civil al no contar con planos de taller o por tener planos

incompletos, lo cual conlleva a elevar los costos y que la toma de decisiones en modificaciones de dichos planos genere conflictos entre el constructor y la supervisión; además se presentan los objetivos, alcances, limitaciones y justificación de este estudio.

El segundo capítulo muestra la teoría general acerca de los materiales que constituyen las obras civiles, luego se introduce al detallado de acero de refuerzo en base las normas ACI 318-14, lo cual es de importancia para el desarrollo y elaboración de planos taller de cualquier proyecto de edificación.

El tercer capítulo corresponde al desarrollo de la propuesta metodológica, en el cual se presentan los criterios y aspectos que considera dicha propuesta, así como los pasos de la misma. Además, incluye el desarrollo de una hoja de cálculo para los diferentes detalles de acero de refuerzo que componen un elemento de concreto reforzado por medio de una herramienta informática.

El cuarto capítulo corresponde a la aplicación de la propuesta metodológica. Tiene como objetivo aplicar la teoría presentada en el segundo capítulo de este documento, mediante el desarrollo de los planos de taller correspondientes a los elementos estructurales de una edificación de concreto reforzado: Zapatas aisladas, tensores, columnas, vigas, losas densas y losas aligeradas. También presenta los resultados de la investigación de campo llevada a cabo en la Zona Metropolitana de San Salvador a empresas que ejecutan proyectos de edificación.

El quinto capítulo corresponde al análisis de la aplicación de la propuesta metodológica. Presenta una comparación entre los costos obtenidos de los planos de Diseñador Estructural que se usan en la construcción y los costos obtenidos de los planos de taller elaborados con la metodología propuesta.

El sexto capítulo contiene las conclusiones y recomendaciones correspondientes al presente trabajo de graduación. Así como la bibliografía y anexos.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1. ANTECEDENTES

En El Salvador existe actualmente una gran deficiencia en el conocimiento para la elaboración y presentación de planos de taller de elementos estructurales de una edificación.

La mayoría de empresas, incluso las más grandes y reconocidas, consideran la elaboración de planos de taller como una pérdida de tiempo y no como un método para optimizar procesos y costos. Esto se debe en gran parte a la falta de voluntad y sobre todo de conocimiento, pues no existe mucha bibliografía relacionada al tema y la existente se encuentra bastante desfasada en cuanto a las nuevas y modernas técnicas de construcción.

Otro factor a tomar en consideración es que la bibliografía que se tiene se encuentra bajo normativas diferentes a las utilizadas en el país.

Los planos de taller de elementos estructurales desde que comenzaron a utilizarse en el país hasta la fecha no han presentado ninguna evolución, y las universidades del país no los contemplan en sus planes de estudio como parte de la formación académica, sino que el aprendizaje se realiza en el campo profesional.

La norma que es referida es el ACI 318S-14, pero esta no contempla un procedimiento de elaboración de planos de taller, sino que el enfoque está dado

al detallado del acero de refuerzo para cada uno de los elementos estructurales de concreto reforzado que forman parte de una edificación.

Los planos de taller se utilizan desde hace muchos años. En El Salvador, la construcción de la Embajada Americana en 1988 es un antes y un después en la construcción formal con estándares internacionales, obra civil para la cual se elaboraron los primeros planos de taller en El Salvador, antes de esto, ninguna empresa ni las más grandes los elaboraban.

En el país actualmente sólo se cuenta con unos cursos de detallado que son impartidos en ASIA y CASALCO y una tesis relacionada a planos constructivos elaborada por la Universidad de El Salvador, los cuales tienen un enfoque diferente a la metodología que se presenta en este trabajo, el cual ayudará a agilizar los procesos de elaboración de los mismos.

Todo lo anterior conlleva a muchos problemas en las obras civiles que están en ejecución ya que da lugar a muchas improvisaciones durante la construcción, pues el objetivo fundamental de los Planos de taller es comunicar al personal de campo en la obra la intención del Diseñador Estructural expresada en los Planos Estructurales y Especificaciones Técnicas.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El campo de aplicación del Ingeniero Civil en el área de construcción y supervisión requiere que antes de ejecutarse un proyecto de edificación se haga

un análisis e interpretación de los planos de taller y Especificaciones Técnicas, para visualizar de manera óptima el proceso constructivo a utilizar y así este conduzca a ejecutar el trabajo en menor tiempo y al mínimo costo.

Los planos de taller se elaboran para una gran cantidad de elementos estructurales como no estructurales, en este caso es acerca del acero de refuerzo, el cual se debe controlar en los aspectos de uso y colocación, por el hecho de que esto traducido en costos significa bastante con respecto al costo total de una edificación. Es por ello que se debe priorizar que el constructor logre minimizar los costos referentes al acero de refuerzo, el cual es un material caro con un precio que varía mucho en el mercado.

Las técnicas a utilizar en los procesos constructivos deben ser innovadoras ya que la maquinaria, la tecnología y los recursos ingenieriles se están volviendo obsoletos con el tiempo y por eso el país se va alejando cada vez más del desarrollo. Por ello, este estudio considera la utilización de herramientas informáticas con el fin agilizar los procesos y volverlos menos obsoletos.

Los Ingenieros Civiles responsables de las obras de edificación deben adquirir conciencia sobre la importancia que conlleva la elaboración de planos de Taller para tener mejores técnicas y procesos de construcción. La evolución de los planos de taller en El Salvador no ha sido notoria y se tienen muchas limitantes para llevarlos a cabo. Los métodos utilizados están basados en bibliografías

antiguas y parte de la que está disponible no se puede aplicar en el país debido a la cultura que se tiene.

Para el cálculo de la cantidad de acero a utilizar no se tiene como base una herramienta informática, sino que se realizan manualmente y esto conduce a que los procesos se hagan más lentos y a mayor costo. Lo anterior, refleja en El Salvador el poco interés de las empresas y profesionales de la Ingeniería Civil en invertir en desarrolladores informáticos que automaticen el cálculo de acero y agilicen el proceso constructivo. Todo lo planteado anteriormente conlleva a una serie de conflictos o diferencias entre el constructor y la supervisión pues los planos de Taller no se realizan en base a criterios unificados o guías para la elaboración de los mismos.

Ante esta situación explicada en el párrafo anterior, es necesario crear una metodología de elaboración de Planos de Taller que se adapte a la realidad del país, la cual tome en cuenta las normas vigentes incluyendo los criterios de detallado estructural para zonas sísmicas y que se apliquen los recursos informáticos con los que se cuenta.

De esta forma será posible dar respuesta a la pregunta: ¿Cómo evitar o disminuir los conflictos entre el constructor y la supervisión durante la construcción de una obra civil y cómo lograr que el constructor disminuya los costos del acero de refuerzo con respecto al costo total de la edificación?, lo cual es uno de los principales propósitos de esta investigación.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

“Desarrollar una propuesta metodológica para elaboración de planos de Taller de elementos estructurales de concreto reforzado en edificaciones usando las normativas vigentes de nuestro país mediante una herramienta informática”

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Enunciar los criterios de detallado estructural para los elementos o edificaciones ubicados en zonas sísmicas.
- Estudiar la utilidad de los planos de Taller de obras civiles en el área de la construcción y la supervisión.
- Establecer metodologías para la elaboración de los planos de Taller de los diferentes elementos estructurales de concreto reforzado que abarcará este trabajo de graduación.
- Elaborar una hoja de cálculo para obtener las cantidades de acero mediante el uso de una herramienta informática.
- Aplicar la metodología propuesta a un proyecto de edificación.
- Ejemplificar mediante la elaboración de planos de taller de los elementos estructurales de concreto reforzado que contienen las edificaciones.

- Usar un software para el desarrollo de los Planos de Taller como una forma de agilizar el proceso.
- Calcular cantidades de material (acero) a partir de los Planos de Taller.
- Determinar el costo de los elementos estructurales en base a los Planos de Taller.

1.4. ALCANCES

- Presentar una metodología a través de la investigación de campo y bibliográfica para la creación de Planos de Taller de los elementos estructurales que componen un edificio de concreto reforzado con base a las normativas vigentes de nuestro país.
- Los Planos de Taller se elaborarán tomando como base los Planos Estructurales de una edificación existente.
- Se utilizará una herramienta informática, la cual proporcionará la cantidad de material a utilizar, los costos unitarios y el costo total.
- Se desarrollarán ejemplos de la aplicación de la metodología para la presentación de Planos de Taller de los elementos estructurales que forman parte de un edificio de concreto reforzado.

- Los elementos estructurales que abarcará este trabajo son: zapatas, pedestales, columnas, paredes estructurales, vigas (primarias y secundarias), tensores y losas.
- El trabajo abarcará una investigación de campo sobre los principales problemas que se presentan entre el constructor y la supervisión por las discrepancias que contienen los Planos de Taller.
- La metodología servirá para que los estudiantes y profesionales del campo de acción de la Ingeniería Civil puedan utilizarlo en futuros trabajos que desarrollarán.
- La normativa que cubrirá este trabajo será el ACI 318-14, Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador y manuales de El Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC).

1.5. LIMITACIONES

- No se elaborarán los Planos Estructurales de ninguna edificación por el tiempo disponible para la realización de este trabajo de graduación y estos se obtendrán de una edificación ya existente.
- Debido a lo extenso que es el tema acerca de Planos de Taller no se considera en este trabajo los elementos estructurales de acero estructural o mampostería.

- Este trabajo de investigación comprende la parte estructural de un proyecto por lo que no se cubrirá la ejemplificación de Planos de Taller para las instalaciones hidráulicas o instalaciones eléctricas.
- Esta investigación está realizada para elementos de concreto reforzado considerando la estructura de techo como un sistema de losa y no de estructuras metálicas.
- No se utilizará una herramienta informática más completa y compleja debido a que se tendría que adquirir la Licencia, por eso la herramienta informática se basará en el código SQL.

1.6. JUSTIFICACIÓN

Los planos de Diseñador Estructural son una representación gráfica de elementos estructurales, que siguen ciertas normas para su dibujo y los cuales detallan las especificaciones del material; dichos planos se auxilian de los Planos de Taller que permiten una guía en la materialización de cualquier obra por medio de su rápida y correcta interpretación.

El objetivo fundamental de los Planos de Taller es comunicar al personal de campo en la obra, la intención del Diseñador Estructural expresada en los Planos Estructurales y Especificaciones Técnicas. Es por ello que, al abordar el área de la construcción y supervisión como campo de aplicación de la Ingeniería Civil, se requiere de la elaboración de Planos de Taller que ayuden a mejorar las prácticas

constructivas, la calidad de las obras, los tiempos de ejecución y los costos que estos traerán para el propietario.

Actualmente, se carece de una instrucción para la elaboración y presentación de Planos de Taller, ya que la información se encuentra dispersa y muchas personas sin experiencia en el cargo de elaborarlos, no poseen los conocimientos necesarios en el área de estructuras; para solventar el déficit en dichos conocimientos, este trabajo desarrolla una propuesta metodológica adecuada que servirá de guía para que estas personas sean capaces de elaborar y presentar los Planos de Taller en base en las normativas vigentes de El Salvador.

La finalidad que tendrá realizar esta metodología de elaboración de Planos de Taller para elementos estructurales de una edificación, será agilizar el proceso constructivo manteniendo una comunicación directa entre el constructor y el supervisor, determinando la cantidad de materiales y minimizando costos. Esto último con disposición de los Planos de Taller.

Se disipará dudas acerca de la cantidad de acero en la obra ingenieril, pues se tendrá más control con el material a utilizar y, por ende, los costos serán más exactos aumentando la competencia en la empresa constructora en licitaciones en el apartado de armadura y colocación.

1.7. PROBLEMAS QUE SE IDENTIFICAN EN LAS CONSTRUCCIONES SIN PLANOS DE TALLER

- **Desperdicios:** Cuando el armador no cuenta con Planos de Taller se corre el riesgo que este corte las varillas con longitudes diferentes a las longitudes de diseño y para solventar el problema se opta por el reemplazo de estas, lo cual genera que sean desperdiciadas y en el mejor de los casos sean utilizadas en otros elementos con dimensiones menores.
- **Errores constructivos:** Errores como el grado de dobles de las varillas de acero en los estribos, ganchos, entre otros.
- **No hay ubicación correcta de armados:** No se respeta las zonas de confinamiento, la ubicación de los empalmes, el recubrimiento del acero, la separación de las varillas, el anclaje, entre otros.
- **Atrasos en la obra por procesos constructivos más lentos:** Si no se cuenta con Planos de Taller el proceso se hace más lento pues no se tiene claridad en lo que se va a realizar.
- **Discrepancia entre la opinión técnica de un profesional y el maestro de obra:** Entre una de las funciones del maestro de obra está la interpretación de planos y es por ello que cuando los maestros de obra no cuentan con los Planos de Taller tienden a querer tomar sus propias decisiones, las cuales

muchas veces no concuerdan con la opinión del profesional encargado de la obra.

- **La supervisión no puede corregir rápidamente:** En la obra para poder proceder al colado de los elementos se debe tener aprobado por la supervisión la colocación de la armadura, proceso que demora más tiempo a la supervisión si no se cuenta con los Planos de Taller.
- **En caso de siniestro no hay como justificar el porqué:** En caso de que algún elemento falle es necesario demostrar que las varillas de acero están colocadas como esta en el diseño, tanto en las zonas de confinamiento y no confinamiento, en los empalmes, como en la separación de las mismas; y si no se cuenta con los Planos de Taller no se puede demostrar que la culpabilidad está en el diseño y no en la colocación del armado.
- **Da pautas a que quede a criterio del Ingeniero Residente escoger el material y este puede discrepar con el diseño:** Los Planos de Taller incluyen la calidad de los materiales que se van a utilizar y hay obras sobre todo las de gran envergadura donde se utilizan materiales de diferente calidad en el mismo proyecto, por lo cual, si no existen los Planos de Taller es muy probable que no se utilicen los materiales correctos (según Especificaciones Técnicas) en un área determinada.

1.8. PATOLOGÍA DEL ACERO

Los procesos patológicos que afectan el acero de refuerzo pueden derivarse de causas propias de la naturaleza del material, especialmente su debilidad al ataque químico ambiental y la solución constructiva adoptada en proyecto y ejecución.

1.8.1. CORROSIÓN DEL ACERO.

La terminología de la ASTM (G15) define la corrosión como “la reacción química o electroquímica entre un material, usualmente un metal y su medio ambiente, que produce un deterioro del material y de sus propiedades”. Para el acero embebido en el concreto, la corrosión da como resultado la formación de óxido que tiene 2 a 4 veces el volumen del acero original y la pérdida de sus óptimas propiedades mecánicas. La corrosión produce además descascaramiento y vacíos en la superficie del acero de refuerzo, reduciendo la capacidad resistente como resultado de la reducción de la sección transversal, la cual se puede visualizar en la figura 1.1.



Figura 1. 1 Corrosión del acero de refuerzo.

¿POR QUÉ LA CORROSIÓN DEL ACERO ES UNA PREOCUPACIÓN?

El concreto reforzado utiliza acero para aportarle las propiedades de resistencia a la tensión que son necesarias en el concreto estructural. Esto evita la falla de las estructuras de concreto que están sujetas a esfuerzos de tensión y flexión debido al tráfico, los vientos, las cargas muertas y los ciclos térmicos. Sin embargo, cuando el refuerzo se corroe, la formación de óxido conduce a la pérdida de adherencia entre el acero y el concreto (ver figura 1.2) y la subsecuente delaminación y exfoliación. Si esto se ha dejado sin revisar, la integridad de la estructura puede verse afectada.



Figura 1. 2 Pérdida de adherencia entre el acero y el concreto.

La reducción del área de sección transversal del acero reduce su capacidad resistente. Esto es especialmente dañino en el desempeño de los cables de alto límite elástico en el concreto pretensado.

¿POR QUÉ SE CORROE EL ACERO EN EL CONCRETO?

El acero en el concreto se encuentra usualmente en condición pasiva, no corroído. Sin embargo, el concreto reforzado con acero es frecuentemente

utilizado en ambientes severos donde está presente el agua de mar o las sales de deshielo. Cuando los cloruros se mueven dentro del concreto, provocan la ruptura de la capa pasiva de protección del acero, causando que éste se oxide y se delamine. La carbonatación del concreto es otra causa de la corrosión del acero (ver figura 1.3). Cuando el concreto se carbonata hasta el nivel de la barra de acero, el ambiente normalmente alcalino que protege el acero de la corrosión, es reemplazado por un ambiente más neutral. Bajo estas condiciones el acero no permanece pasivo y comienza una corrosión rápida. El ritmo de corrosión debido al recubrimiento de concreto carbonatado es más lento que la corrosión inducida por cloruros. Ocasionalmente, la falta de oxígeno que rodea la barra de acero causará que el metal se disuelva, conduciendo a un líquido de pH bajo.

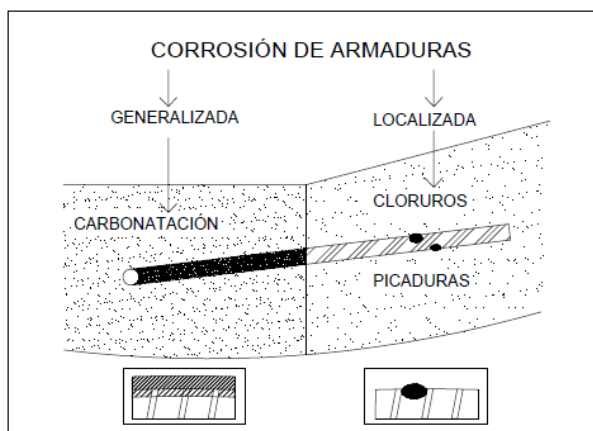


Figura 1. 3 Carbonatación del concreto.

¿CÓMO PREVENIR LA CORROSIÓN?

Control de Calidad - Prácticas del Concreto

La primera defensa contra la corrosión del acero en el concreto es la calidad del concreto y un recubrimiento suficiente alrededor de las barras de refuerzo. El

concreto de calidad tiene una relación agua/material cementante (A/C) que es lo suficientemente baja para disminuir la penetración de las sales de cloruro y el desarrollo de la carbonatación. La relación A/C debe ser menor de 0.5 para reducir el ritmo de carbonatación y menor de 0.4 para minimizar la penetración de los cloruros. Los concretos con bajas relaciones A/C pueden ser producidos mediante:

1. El incremento del contenido de cemento
2. La reducción del contenido de agua utilizando aditivos reductores de agua y superplastificantes, o
3. El uso de mayores cantidades de cenizas volantes, escorias u otros materiales cementantes.

Adicionalmente deberá limitarse el empleo de componentes del concreto que contengan cloruros. El Código de la Edificación ACI 318 establece límites sobre el contenido máximo de cloruros solubles en la mezcla de concreto.

Otro componente para la buena calidad del concreto es el aire incorporado. Es necesario proteger al concreto de los daños por ciclos de hielo y deshielo. El aire incorporado reduce también la exudación (sangrado) y el incremento de la permeabilidad debido a los canales del agua de exudación. El descascaramiento de la superficie del concreto puede acelerar los daños por corrosión de las barras de refuerzo embebidas. Una planificación apropiada de las operaciones de

acabado es necesaria para asegurar que el concreto no se descascare, o se fisure excesivamente.

Una correcta cantidad de acero ayudará a mantener una fisuración escasa. El manual de ACI 224 ayuda al Ingeniero diseñador a minimizar la formación de grietas que podrían ser dañinas para el acero embebido. En general, el ancho máximo de fisura permisible es de 0.2 mm en un ambiente con sales de deshielo y de 0.15 mm en un ambiente marino.

Un adecuado recubrimiento del acero de refuerzo es también un factor importante. La penetración de cloruros y la carbonatación ocurrirán, inclusive, en la superficie exterior de los concretos de baja permeabilidad. Si se incrementa el recubrimiento se demorará el comienzo de la corrosión. Por ejemplo, el tiempo necesario para que los iones cloruro alcancen una barra de acero a 5 cm (2 pulgadas) de la superficie es 4 veces el tiempo necesario para un recubrimiento de 2.54 cm. (1 pulgada). El manual ACI 318 recomienda un mínimo de 1 ½ pulgadas (aprox. 4 cm) de recubrimiento para la mayoría de las estructuras y lo incrementa a 2 pulgadas (aprox. 5 cm) de recubrimiento para la protección contra las sales de deshielo. El manual ACI 357 recomienda 2½ pulgadas (aprox. 6 cm) de recubrimiento mínimo en ambientes marinos. Si se utilizan agregados más grandes, se requiere un mayor recubrimiento. Para agregados mayores de ¾" (20 mm), una regla sencilla es añadirle al tamaño máximo nominal del agregado, la magnitud de ¾" adicionales de recubrimiento para la exposición a sales de

deshielo, o de $1\frac{3}{4}$ " (45 mm) de recubrimiento para la exposición a ambiente marino. Por ejemplo, un concreto con tamaño de agregado de 1" en exposición marina deberá tener un recubrimiento mínimo de $2\frac{3}{4}$ ".

1.8.2. CONCRETOS MODIFICADOS Y SISTEMAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN EN EL ACERO DE REFUERZO

Se puede lograr una mayor resistencia a la corrosión mediante la utilización de aditivos para el concreto. La microsílíce (humo de sílice), las cenizas volantes y las escorias de alto horno, reducen la permeabilidad del concreto a la penetración de los iones cloruro. Los inhibidores de la corrosión, tales como el nitrito de calcio, actúan para prevenir la corrosión en presencia de los iones cloruro. En todos los casos estos se añaden a un concreto de calidad con relación A/C menor o igual a 0.45.

Los repelentes al agua (hidrófugos) pueden reducir el ingreso de humedad y de cloruros en una cantidad notable. Sin embargo, el manual ACI 222 indica que no son efectivos para lograr una protección a largo plazo. Partiendo de que un concreto de buena calidad ya posee una baja permeabilidad, los beneficios adicionales de los repelentes de agua no son tan significativos.

Otras técnicas de protección incluyen las membranas protectoras, la protección catódica, las barras de refuerzo recubiertas con resinas epóxicas y los selladores para concreto (si son reaplicados cada 4 ó 5 años).

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO

2.1.1. HISTORIA Y EVOLUCIÓN

A continuación, la figura 2.1 presenta la evolución del concreto como material. Se tomó en cuenta los puntos relevantes en cada siglo.

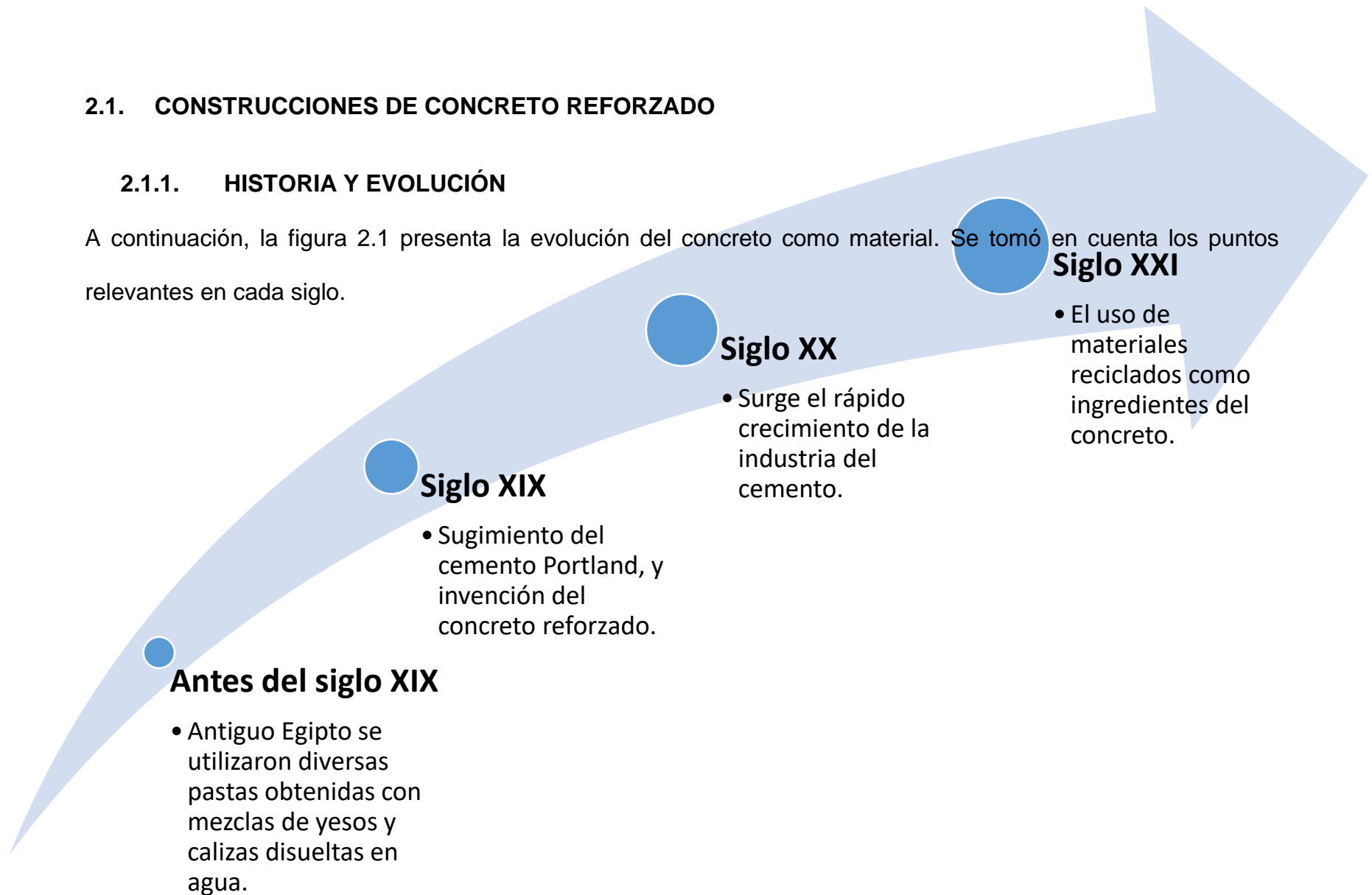


Figura 2. 1 Línea de tiempo de la evolución del concreto.

El concreto ha estado en constante evolución desde su descubrimiento (ver figura 2.1), se ha estado modificando la estructura química para obtener un material tan resistente como una roca. En la actualidad, la resistencia es una propiedad manipulable en un diseño, obteniendo la resistencia requerida en cada proyecto ingenieril.

Antes del siglo XIX:

Para este siglo se optó por levantar edificaciones utilizando materiales arcillosos o pétreos, surgió la necesidad de obtener pastas o morteros que permitieran unir dichos mampuestos para poder conformar estructuras estables. Inicialmente se emplearon pastas elaboradas con arcilla, yeso o cal, pero se deterioraban rápidamente ante las inclemencias atmosféricas. Se idearon diversas soluciones, mezclando agua con rocas y minerales triturados, para conseguir pastas que no se degradasen fácilmente.

El siglo XIX: cemento Portland y concreto reforzado

Este siglo presenta los avances más importantes relacionados a las construcciones realizadas con concreto reforzado, los cuales se describen a continuación.

En 1824: Joseph Aspdin y James Parker patentaron el Portland Cement, obtenido de caliza arcillosa y carbón calcinados a alta temperatura (denominado así por su color gris verdoso oscuro, muy similar a la piedra de la isla de Portland).

En 1845: Isaac Johnson obtiene el prototipo del cemento moderno elaborado de una mezcla de caliza y arcilla calcinada a alta temperatura, hasta la formación del Clinker.

En 1854: La invención del concreto armado se suele atribuir al constructor William Wilkinson, quien solicitó la patente de un sistema que incluía armaduras de hierro para la mejora de la construcción de viviendas, almacenes y otros edificios resistentes al fuego.

En 1892: François Hennebi patentó un sistema convincente de concreto armado, que se utilizó en la construcción de una fábrica de hilados en Tourcoing, Lille, en 1895.

El siglo XX: auge de la industria del concreto

Este siglo representa el auge de la industria del concreto, es decir, se tuvo un rápido crecimiento debido a varios factores explicados a continuación.

A principios del siglo XX: Los químicos franceses Louis Vicat y Le Chatelier y el alemán Michaélis, logran producir cemento de calidad homogénea; la invención del horno rotatorio para calcinación y el molino tubular y los métodos de transportar concreto fresco ideados por Juergen Hinrich Magens que patenta entre 1903 y 1907. Con estos adelantos fue elaborado el cemento Portland en grandes cantidades, utilizándose ventajosamente en la industria de la construcción.

Le Corbusier, en los años 1920, reclama en *Vers une Architecture* una producción lógica, funcional y constructiva, despojada de retóricas del pasado; en su diseño de Casa Domino, de 1914, la estructura está conformada con pilares y forjados de concreto armado, posibilitando fachadas totalmente diáfanas y la libre distribución de los espacios interiores.

Entre 1921 y 1923: Se diseñó los hangares de Orly (París) por Freyssinet, el cual constituye de 60 metros de luz, 9 de flecha y 300 de longitud, armado con láminas parabólicas de concreto reforzado, eliminando la división funcional entre paredes y techo.

En 1929: Frank Lloyd Wright construyó el primer rascacielos en concreto.

En la década de 1960: aparece el concreto reforzado con fibras, incorporadas en el momento del amasado, dando al concreto isotropía y aumentando sus cualidades frente a la flexión, tensión, impacto, fisuración, etc.

En la década de 1970: los aditivos permiten obtener concreto de alta resistencia, de 120 a más de 200 MPa; la incorporación de monómeros genera concretos casi inatacables por los agentes químicos o indestructibles por los ciclos hielo-deshielo, aportando múltiples mejoras en diversas propiedades del concreto.

El siglo XXI: la cultura medioambiental

Para este siglo el impacto ambiental de la industria del cemento es significativo, pero mediante el empleo de estos nuevos materiales se posibilita la reducción de

canteras y vertederos, ya que actúan como sustitutos del cemento, y reducen la cantidad necesaria para obtener un buen concreto. Uno de los efectos nocivos para el medio ambiente es la producción de cemento, por generar grandes volúmenes de dióxido de carbono; por ello, la tecnología de sustitución del cemento desempeña un papel importante en los esfuerzos por aminorar las emisiones de dióxido de carbono.

El concreto contribuye al medio ambiente, al ser utilizado para confinar desechos radiactivos. Entre ellos, el más importante es el del reactor nuclear que colapsó en la central de Chernobil, el cual fue cubierto de concreto para evitar fugas radiactivas.

2.1.2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL CONCRETO REFORZADO.

En la tabla 2.1 se presenta una serie de aspectos en ventajas y desventajas del concreto reforzado relacionadas con las estructuras.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Capacidad de cumplir simultáneamente la función arquitectónica y estructural: Al ser colocado en estado plástico el concreto se amolda al encofrado y de este modo es posible lograr la forma y textura deseada.	El proceso constructivo requiere el uso de encofrado y apuntalamiento: Lo cual implica una habilitación, vaciado, espera hasta que el concreto alcance la resistencia requerida y desencofrado, con el tiempo que estas operaciones implican. El costo del encofrado puede alcanzar entre un tercio y dos tercios del costo total de la obra.
Se logran fácilmente estructuras continuas o hiperestáticas, con monolitismo entre los elementos estructurales, que favorece el comportamiento de las estructuras.	Problemas de transporte (Premezclado).
Su resistencia a la compresión, similar a la de las piedras naturales es alta, lo que lo hace apropiado para elementos sometidos principalmente a compresión, tales como columnas y arcos.	La necesidad de obras adicionales muy elaboradas para la colocación en sitio.

Tiene gran resistencia a la compresión en comparación con otros materiales.	Su relación resistencia a la compresión versus peso está muy por debajo que la correspondiente al acero, el cual es más eficiente cuando se trata de cubrir grandes luces. El concreto requiere mayores secciones y por ende el peso propio es una carga muy importante en el diseño.
Su alta resistencia al fuego y su capacidad de resistir acciones corrosivas. El concreto puede estar en contacto con el fuego aproximadamente unas tres horas sin necesidad de utilizar recubrimientos anti-fuegos.	Requiere de un permanente control de calidad, pues se ve afectado por las operaciones de mezcla, colocación, curado, etc.
La rigidez que posee las estructuras de concreto reforzado bien diseñadas hacen posible minimizar vibraciones y los desplazamientos laterales durante un sismo. Las tendencias modernas del diseño sismorresistente se inclinan por las estructuras rígidas sobre las más flexibles.	Tiene poca resistencia a la tensión, aproximadamente la décima parte de su resistencia a la compresión. Aunque el acero se coloca de modo que absorba estos esfuerzos, la formación de grietas es inevitable.
Las estructuras de concreto reforzado poseen vidas útiles muy largas y no necesitan de gran mantenimiento.	
Su gran rigidez y masa evitan problemas de vibraciones en las estructuras erigidas con él.	

Tabla 2. 1 Ventajas y desventajas del concreto reforzado.

2.1.3. USO DEL CONCRETO REFORZADO EN OBRAS CIVILES.

El uso del concreto reforzado en construcción de obras civiles, se ha empleado por sus propiedades de durabilidad, estabilidad y resistencia mecánica.

Definición: La obra civil es la aplicación matemática de nociones de la física, la química, la geología y el cálculo para la creación de construcciones relacionadas con el transporte, edificaciones, la hidráulica, etc.

En el amplio grupo de las obras civiles, pueden distinguirse trabajos pertenecientes a la Ingeniería Geotécnica (que estudia la resistencia entre partículas para garantizar si el suelo puede soportar una determinada estructura),

la Ingeniería Estructural (estima la resistencia de los elementos sometidos a cargas), la Ingeniería de Transporte e Infraestructura Vial (especializada en la satisfacción de las necesidades de movilidad y comunicación) y la Ingeniería Hidráulica (vinculada a la ejecución de obras relacionadas con el agua).

A continuación se mostrarán algunas obras civiles de mayor impacto construidas de concreto reforzado (C/R).

Edificios.

Los edificios están compuestos de sistemas sismorresistentes, los cuales pueden ser de estructuras de marcos rígidos, paredes de carga o combinación de estos.

A continuación, se mencionan los cinco rascacielos más altos de todo el mundo:

Burj Kalifa. (Ver figura 2.2) Se encuentra en Dubái (Emiratos Árabes Unidos), cuenta con una altura de 828 metros y hasta el momento es la construcción más alta creada por el hombre.



Figura 2. 2 Edificio Burj Kalifa.

Torres Abraj Al Bait. (Ver figura 2.3) En la ciudad de La Meca (Arabia Saudí) es la parte donde se encuentra ubicado este conjunto constructivo que llega a alcanzar los 601 metros de altura.



Figura 2. 3 Edificio Torres Abraj Al B.

One World Trade Center. (Ver figura 2.4) En sustitución de las trágicamente conocidas Torres Gemelas, que fueron destruidas por un atentado terrorista que chocó unos aviones contra ellas en 2011, se erigió este rascacielos en Lower Manhattan, en Nueva York. Torre de la Libertad es como también se conoce a aquel que alcanza los 541 metros de altura.



Figura 2. 4 Edificio One World Trade Center.

Taipei 101. (Ver figura 2.5) 509 metros son los que mide este rascacielos de 106 plantas que se encuentra ubicado en la ciudad de Taipei (Taiwán) y que tiene el privilegio de ser el más ecológico de cuantos existen.



Figura 2. 5 Edificio Taipei 101.

Shanghái World Financial Center. (Ver figura 2.6) Este es uno de los edificios más altos de todo el mundo con sus 492 metros de altura que le convierten, además, en el más elevado de Shanghái y también de todo su país, China.



Figura 2. 6 Edificio Shanghái World Financial Center.

Carreteras.

Es una estructura bidimensional conformada por losas rectangulares de concreto hidráulico (ver figura 2.7), unidas longitudinal y transversalmente mediante dovelas embebidas en el espesor de dichas losas. La transmisión de esfuerzo se realiza mediante una sub-base estabilizada capaz de transmitir las cargas de circulación en la losa al suelo natural (subrasante).



Figura 2. 7 Carretera de concreto hidráulico.

Para las carreteras de concreto hidráulico, las secciones son variables de acuerdo al tráfico que pasa en la zona.

Puentes.

La infraestructura de un puente está formada por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos (ver figura 2.8). La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos.



Figura 2. 8 Puente de concreto reforzado.

Presas.

Estructura conformada por un muro de concreto hidráulico (ver figura 2.9) diseñado para resistir el empuje del cuerpo de agua a retener, deslizamiento en la base y volteo.



Figura 2. 9 Presa de concreto reforzado.

Túneles.

Es una estructura subterránea que puede estar conformada por muros de concreto reforzado unidos con losas superior e inferior (ver figura 2.10) capaces de resistir la demanda de las cargas gravitacionales y sismo.



Figura 2. 10 Túnel de concreto reforzado.

Bóvedas.

Es una estructura formada por muros de concreto reforzado unidos por uno o varios arcos semicirculares o parabólicos que soporta cargas de tránsito de vehículos y cargas de relleno (ver figura 2.11). Generalmente trabajan a flexo-compresión.



Figura 2. 11 Bóveda de concreto reforzado.

2.2. MATERIALES DEL CONCRETO REFORZADO

En la figura 2.12 se esquematiza los materiales que intervienen en la composición del concreto reforzado: concreto simple y acero de refuerzo, en los cuales nos interesa su comportamiento estructural (deformación máxima, esfuerzo de fluencia, esfuerzo último, entre otros) para definir el diseño de una obra civil. Estos materiales se profundizaran desde el punto de vista estructural.



Figura 2. 12 Composición del concreto reforzado.

2.2.1. CONCRETO SIMPLE.

Es un material semejante a la piedra que se obtiene en proporción variable mediante una mezcla de cemento, arena y grava u otro agregado y agua (ver figura 2.13); después esta mezcla se endurece en moldes (encofrados) con la forma y dimensiones del elemento que se desea obtener (proyectar).

Los materiales activos al mezclarse producen una reacción química que va endureciendo y en unión con los agregados inertes forman entre ambos una masa que al fraguar adquiere gran solidez.



Figura 2. 13 Composición del concreto simple.

El concreto simple (sin refuerzo), tiene un peso específico (densidad, peso volumétrico, masa unitaria) que varía de 2200 hasta 2400 kg/m³. Es resistente a la compresión, pero débil a la tensión, lo que limita su aplicabilidad como material estructural aislado o simple. Se utiliza en la construcción de autopistas, calles, sistema de riego y canalización entre otros.

2.2.1.1. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.

El concreto como material tiene la cualidad de resistir la compresión, pero para obtener la resistencia deseada, se solicita al laboratorio de materiales las características cuantificables que ayudan al Ingeniero Estructurista a realizar el Diseñador Estructural de una obra civil de, en este caso, concreto reforzado.

Dichas características son:

a) Curvas esfuerzo – deformación en el concreto.

La deformación correspondiente al punto de mayor esfuerzo de compresión. El Diseñador Estructural actual exige desarrollar grandes deformaciones de compresión en el concreto. Las pruebas experimentales y aproximaciones analíticas indican que conforme aumenta la resistencia máxima a compresión (f'_c), disminuye su deformación unitaria (ϵ_c), este concepto debe ser tomado en cuenta si el objetivo es desarrollar ductilidades considerables.

En la figura 2.14 se puede apreciar que la rama descendente de las gráficas tiene una longitud y pendiente que varía de acuerdo al tipo de concreto y para concretos de resistencias bajas tiende a tener menor pendiente y mayor longitud

que para concretos de resistencias altas. De ello se deduce que los concretos menos resistentes son los más dúctiles.

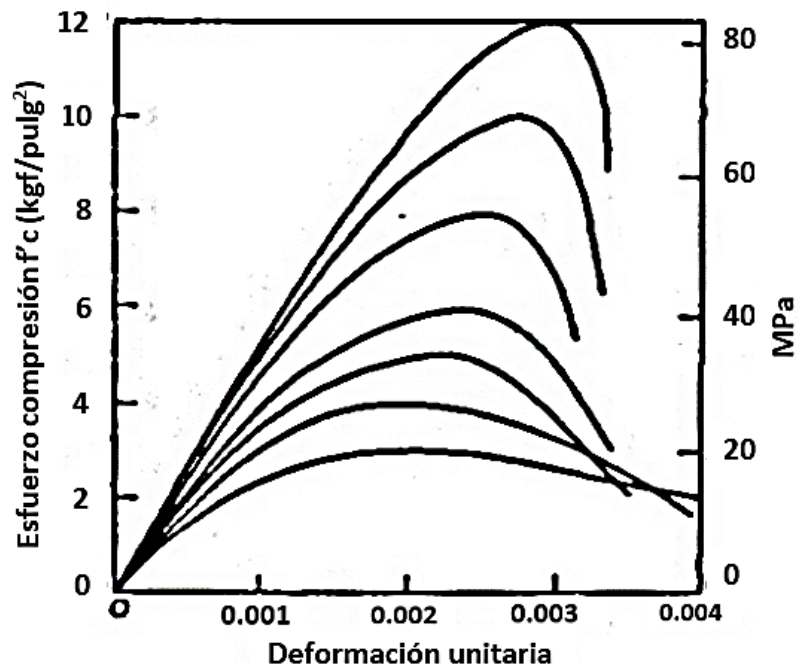


Figura 2. 14 Curvas esfuerzo-deformación del concreto (Nilson, 2001).

a.1. Fluencia del concreto (F'_c).

Es la deformación diferida a través del tiempo sin incremento de la carga, es decir, con carga de servicio constante.

El Diseñador Estructural tiene la responsabilidad de elegir el esfuerzo de diseño, dicha selección depende del criterio y experiencia como diseñador, el dimensionamiento y las cargas a las que estará sometido el elemento en cuestión.

Para efecto de diseño, el esfuerzo se supondrá igual a (ACI 318-14):

$$F'_c \geq 210 \text{ kgf/cm}^2$$

$$210 \text{ kgf/cm}^2 \leq F'_c \leq 600 \text{ kgf/cm}^2$$

a.2. Deformaciones que sufre el concreto (ε_{cu}).

Al aplicar la carga sufre una deformación instantánea que se suma a la ocasionada por contracción de endurecimiento y que es independiente de las cargas, ya que es producida por la evaporación del agua.

Con el transcurso del tiempo esta deformación va aumentando por efecto de la fluencia lenta. Para efecto de diseño, la deformación máxima del concreto en su franja extrema comprimida, se supondrá igual a (ACI 318-14):

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

b) Módulo de elasticidad del concreto (E_c).

Usualmente se establece como la pendiente de una recta entre el origen y un punto de esfuerzo de $0.45F'_c$ de la curva esfuerzo deformación del concreto (ver figura 2.15), tomado de los ensayos de cilindros.

Concreto de peso normal

$$E_c = 15100\sqrt{F'_c} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Concretos livianos

$$1400 \text{ Kg/m}^3 \leq W_c < 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$E_c = 0.14W_c^{1.5}\sqrt{F'_c} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

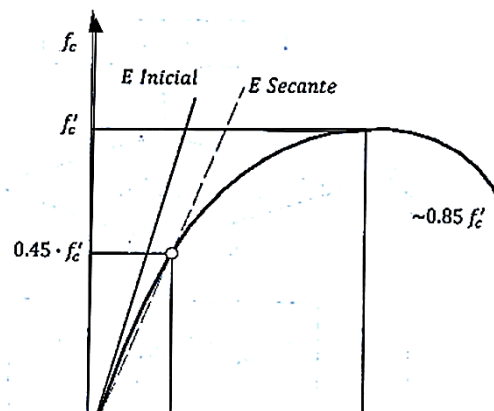


Figura 2. 15 Diagrama de esfuerzo-deformación (Comportamiento estructural, Ing. Joel Curreri).

c) Coeficiente de Poisson (ν)

Es la relación entre la deformación lateral y la deformación axial en una probeta con carga axial. Su valor es determinado experimentalmente, pero en concreto se tomará como 0.2.

d) Coeficiente de dilatación (α).

El concreto se dilata o se contrae cuando la temperatura aumenta o disminuye, causando esfuerzos que pueden ser grandes cuando se trata de elementos estructurales de dimensiones considerables, debiéndose colocar en ellos juntas de dilatación a distancias adecuadas.

El coeficiente de dilatación del concreto es: $\alpha_{concreto} = 0.01 \frac{mm}{m^{\circ}C}$

e) Resistencia a la tensión del concreto (F_{tr}).

El concreto es un material que tiene una resistencia a tensión que ronda entre un 10% y 20% de la capacidad a resistir compresión. Este valor es muy dependiente del ensayo que se utilice para medirla (ASTM C496: Método de prueba estándar para Determinación de la resistencia a la tensión por compresión diametral de especímenes cilíndricos de concreto).

Debido a la baja capacidad a tensión del concreto es que se utiliza el concreto reforzado en todo elemento cuyo comportamiento sea de tipo estructural. A la compresión, el concreto simple si tiene un buen funcionamiento y es utilizado la mayoría de veces con refuerzo por temperatura.

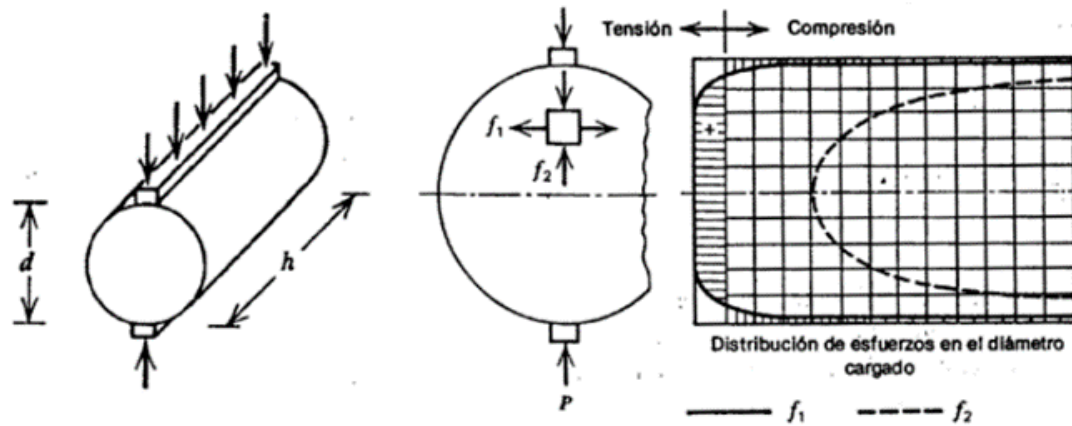


Figura 2. 16 Prueba para la resistencia a tensión (Comportamiento estructural, Ing. Joel Curreri).

El esfuerzo a tensión (ver figura 2.16) se obtiene:

$$F_{tr} = \frac{2P}{\pi dh} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

P = Fuerza vertical aplicada.

d = Diámetro del cilindro de concreto

h = Longitud del cilindro de concreto.

f) Resistencia a tensión del concreto por flexión (F_{tr}).

El esfuerzo unitario de rotura del concreto a tensión por flexión es llamado Modulo de Rotura, que es obtenido mediante el ensayo de vigas de concreto en masa sin refuerzo, de sección cuadrada de 15 cm de lado, de luz igual a 90 cm y cargadas en los puntos tercios (ver figura 2.17 a ASTM C78) o colocando una carga en el centro del claro (ver figura 2.17 b ASTM C293).

El esfuerzo a tensión por flexión, se obtiene:

$$F_{tr} = 2\sqrt{F'_c} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

F_{tr} = Esfuerzo a tensión del concreto

F'_c = Esfuerzo de diseño máximo a la compresión.

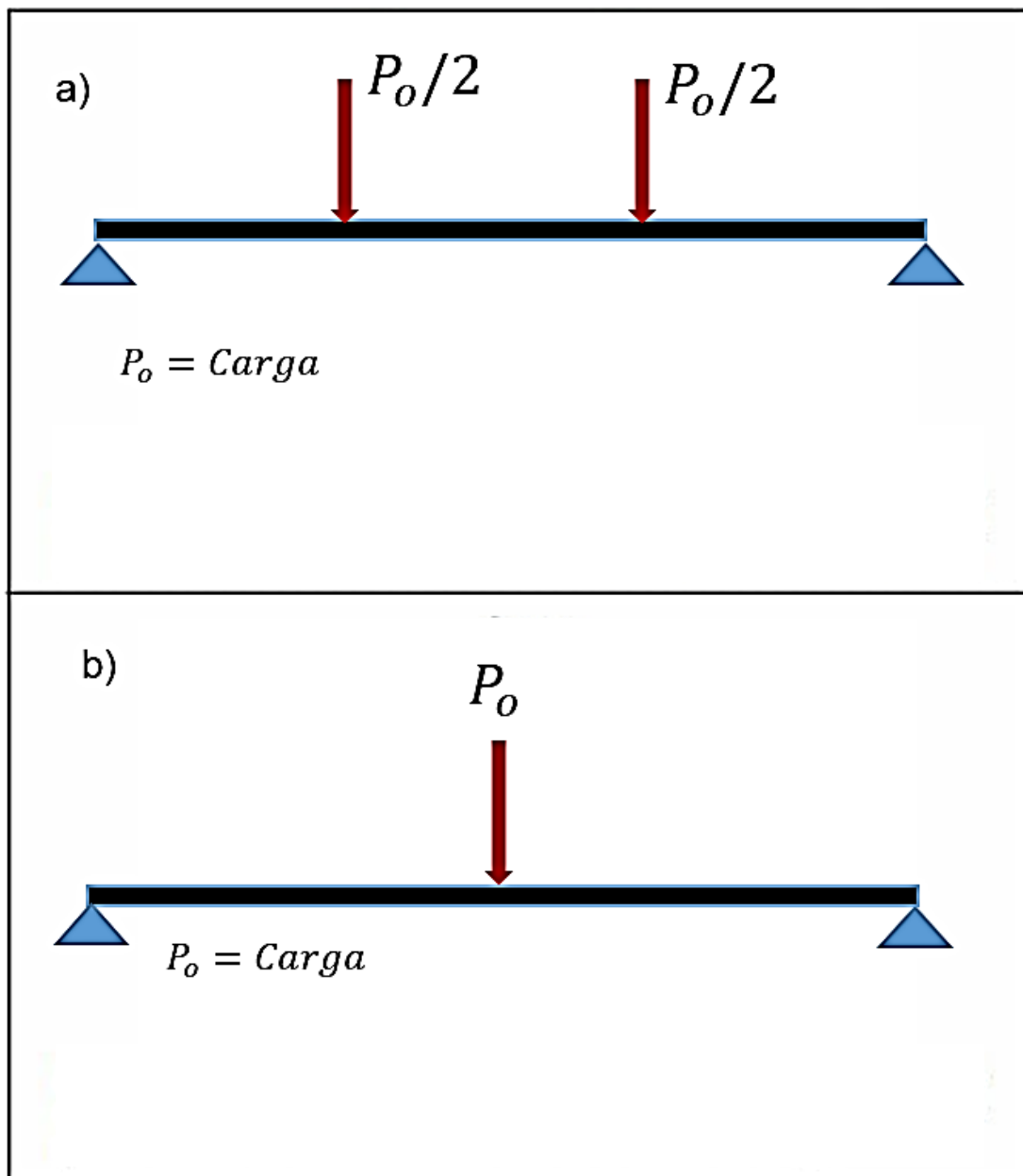


Figura 2. 17 Ensayos para determinar resistencia a tensión del concreto por flexión.

g) Retracción del concreto

Está asociada a los cambios de volumen que se producen en el concreto por acción del fraguado, ya que se pueden generar grietas que pueden producir tensiones adicionales en el elemento y grietas que pueden incrementar el riesgo de corrosión en el acero de refuerzo.

2.2.2. ACERO DE REFUERZO.

El acero de refuerzo (también es llamado barras de refuerzo o varillas) se define como el producto siderúrgico en que el hierro este combinado con pequeñas cantidades de carbono. A mayor cantidad de carbono aumenta su resistencia, pero disminuye su ductilidad, es decir, la barra pierde capacidad de deformación plástica. Para miembros estructurales de concreto reforzado, se excluye el uso de varillas lisas, las cuales si pueden ser utilizadas en parrillas para acero por temperatura. En el acero que cumple con función estructural se debe usar varillas estriadas con resaltes que se adhieren o se agarran al concreto con la finalidad de lograr el adecuado comportamiento estructural en determinado elemento (Ver figura 2.18). En el mercado, el número de varilla a partir de la cual ya cuenta con corrugas es la de 3/8" o comúnmente llamada varilla #3.

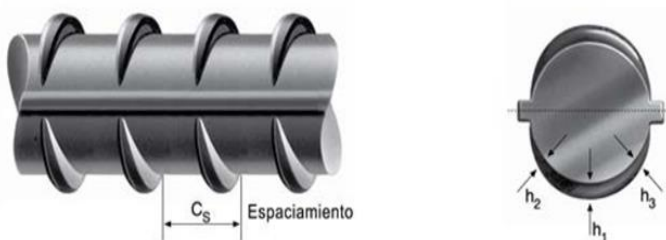


Figura 2. 18 Varilla corrugada (Ingeniería de Materiales, Ing. Lesly E. Mendoza).

El Ingeniero Civil debe ser capaz de identificar las barras de acero de acuerdo a las marcas que los fabricantes realizan para visualizar dichas propiedades. (Ver figura 2.19).

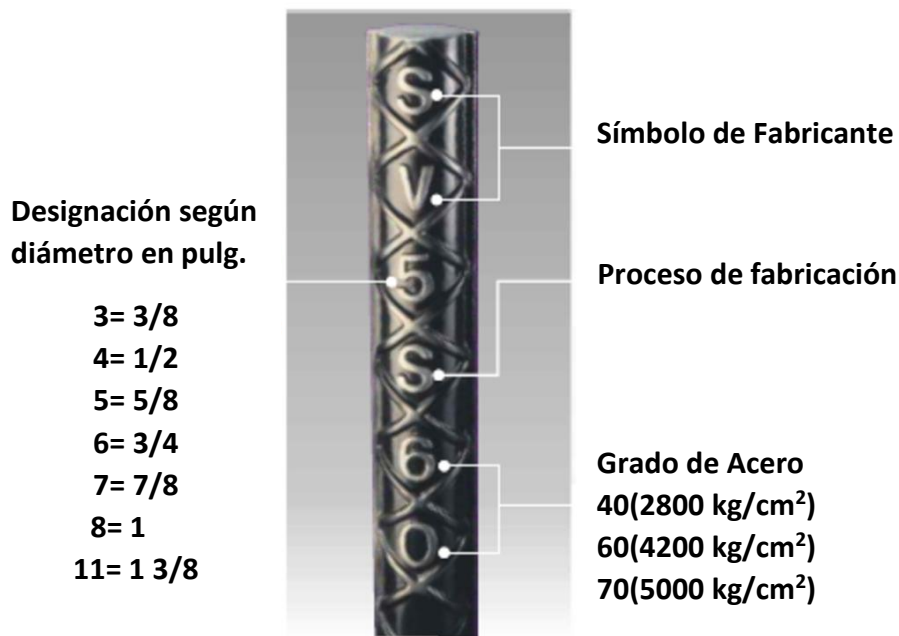


Figura 2. 19 Identificación de las varillas de refuerzo (Comportamiento estructural, Ing. Joel Curreri).

En la actualidad, se comercializa el acero bajo norma (el utilizado por el Ingeniero Estructuralista) y acero comercial. El primero garantiza el estricto cumplimiento de la norma para la fabricación del acero de refuerzo cumpliendo con los requerimientos de resistencia de acuerdo al grado de acero, y el segundo no cumple dichas normas por lo cual no puede ser utilizado en ninguna obra como acero estructural.

Además, la presentación de las varillas mencionadas en el párrafo anterior se encuentra en longitudes de 6, 9, 12 y 15 metros y también se puede personalizar,

siempre que se llegue a un acuerdo entre el ente constructor y el fabricante de barras de acero. En dicho acuerdo se evaluará la cantidad de acero a pedir.

Los pesos índices del acero de refuerzo son los mostrados en la tabla 2.2.

VARILLA CORRUGADA					
N°	DIAMETRO NOMINAL		N° DE PIEZAS	AREA NOMINAL	PESO
	mm	Pulg.	Aprox. Por Ton.	cm ²	Kg/m
3	9.5	3/8	150	0.71	0.557
4	12.7	1/2	84	1.27	0.996
5	15.9	5/8	53	1.99	1.56
6	19.1	3/4	37	2.87	2.25
8	25.4	1	21	5.07	3.975
10	31.8	1 ¼	13	7.94	6.225
12	38.1	1 ½	9	11.4	8.938

Tabla 2. 2 Pesos índices del acero de refuerzo.

2.2.2.1. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.

a. Esfuerzo de tensión en el acero (F_s).

Es la fuerza aplicada a un cuerpo que le produce una extensión (deformación).

La tensión se puede calcular como la relación entre la fuerza aplicada y el área sobre el que se aplica.

$$F_s = \frac{T}{A} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

b. Esfuerzo de fluencia (F_y).

La mayoría de las propiedades mecánicas del acero se obtienen directamente de las curvas esfuerzo-deformación (ver figura 2.20), las cuales se determinan de la prueba de tensión simple (ASTM A370, Ensayo de tensión en acero estructural).

Entre las características importantes se tienen: el límite elástico proporcional, la resistencia a la fluencia (F_y), la resistencia máxima (F_u) y las propiedades de endurecimiento por deformación.

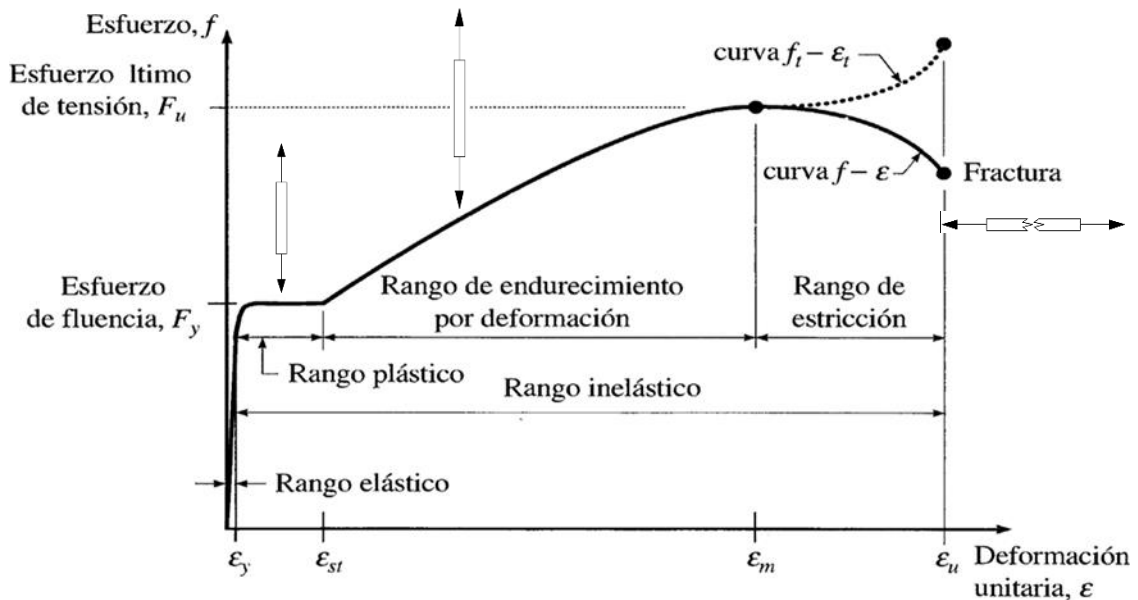


Figura 2. 20 Curva esfuerzo - deformación del acero (Comportamiento estructural, Ing. Joel Curreri).

En la curva esfuerzo-deformación, al llegar al punto de fluencia se marca el inicio de una segunda porción de la curva esfuerzo-deformación, la cual se caracteriza por grandes incrementos de deformación sin que exista ningún incremento de esfuerzo (zona de fluencia). Esta meseta de fluencia es seguida por una región de "endurecimiento por deformación", zona en donde el acero recupera un cierto grado de rigidez, y para que se continúe deformando es necesario incrementar el esfuerzo. La relación entre el esfuerzo y la deformación es no lineal para esta zona. El límite de máximo esfuerzo de esta porción de la curva es denominado como "resistencia a la tensión" y marca el inicio de la última porción de la curva, la cual está caracterizada por un proceso de estrangulamiento que ocurre en una

pequeña zona de la probeta y que finaliza con la ruptura del material en la zona de estrangulamiento.

Los rangos donde se realiza el diseño dependen del método a utilizarse; en el método de resistencia última se utiliza el rango plástico y para el método de esfuerzos permisibles el rango elástico.

c. Ductilidad para las barras de acero

Se define como el grado en el cual un material se deformará antes de su fractura final. Lo contrario de ductilidad es fragilidad. Cuando se usan materiales dúctiles en elementos, se detecta con facilidad la inminente falla, y no es una falla repentina.

La medida usual de la ductilidad es el porcentaje de elongación o de alargamiento del material cuando se fractura en una prueba normalizada de tensión. Antes de la prueba, se trazan marcas de calibración en la barra, por lo general a 2.00 pulgadas entre sí. Después, se acomodan las dos partes y se mide la longitud final entre las marcas de calibración. El porcentaje de elongación es la diferencia entre la longitud final y la longitud original, dividida entre la longitud original y convertida a porcentaje.

$$\varepsilon = \frac{L_f - L_o}{L_o} \times 100\% \quad \text{Ecuación 2.6}$$

Se puede observar en la figura 2.21 el comportamiento en la curva esfuerzo-deformación de diferentes resistencias del acero, en el cual se concluye que a

mayor esfuerzo máximo, menor es la deformación de la barra, afirmando que a mayor resistencia menos ductilidad.

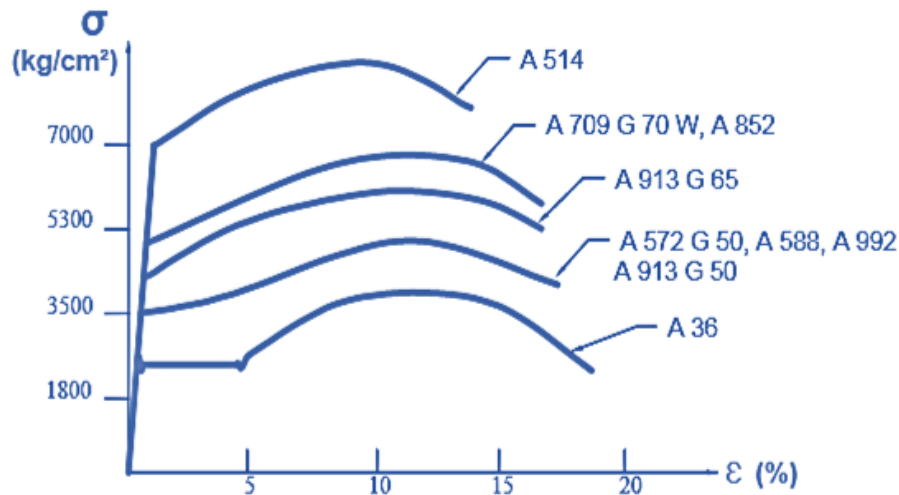


Figura 2. 21 Curva esfuerzo-deformación de diferentes grados de acero (Comportamiento estructural, Ing. Joel Curreri).

2.2.2.2. UBICACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.

Es importante colocar el acero en la zona adecuada para resistir los siguientes esfuerzos:

- La totalidad de los esfuerzos de tensión.
- Una parte de los esfuerzos de compresión, corte y torsión.

Para cumplir con lo anterior se colocarán: refuerzo principal (longitudinal) y refuerzo transversal.

- Refuerzo principal o longitudinal.

Es el que resiste tensión o parte de la compresión y se designara A_s y A_s' respectivamente. Se coloca a lo largo del eje longitudinal del elemento.

– Refuerzo transversal.

Es el que resiste corte por flexión o torsión en forma de “estribos” en vigas y las “ligaduras” en columnas. Se colocan en el plano de la sección o inclinadas enmarcando las barras principales a separaciones pequeñas. El refuerzo transversal soporta corte y confina el concreto, incrementando su resistencia y capacidad de deformación última (ϵ_{cu}). Es el refuerzo más importante para que la estructura sobreviva durante un sismo.

2.2.2.3. IMPORTANCIA DEL ACERO DE REFUERZO.

Este material es utilizado en la construcción para agregar resistencia a otro material, resulta ser un material excelente debido a su alta resistencia a la tensión con pequeñas cantidades que son requeridas para absorber los esfuerzos de tensión. Esto constituye una de las más importantes funciones del acero en la industria de la construcción.

Adicionalmente, el acero también es utilizado para otras funciones, entre las que se pueden mencionar:

- a) Resistir parte de los esfuerzos de compresión. Un buen ejemplo es el caso de las columnas de concreto sometidas a cargas axiales elevadas. Puesto que la resistencia a la compresión del acero es mucho mayor que la del concreto, el acero es usado para reemplazar parte del concreto y reducir las dimensiones de las columnas en áreas donde el espacio es crítico. También en vigas, el acero es utilizado muy a menudo en las zonas de compresión,

este caso se da, cuando el acero inferior produce esfuerzos de compresión en la franja superior que exceden el esfuerzo límite del concreto.

- b) Resistir el agrietamiento en el concreto, o dicho en otras palabras, permitir que las grietas en miembros de concreto sean más numerosas y más pequeñas, en vez de la aparición de unas pocas, pero enormes grietas.

2.2.3. INTERACCIÓN ENTRE EL CONCRETO Y EL ACERO DE REFUERZO.

El concreto soporta bien los esfuerzos de compresión, pero es débil a la tensión. Esta la resistirá el acero de refuerzo que también colaborará con el concreto para absorber compresión, corte y torsión.

El concreto y el acero forman un material de construcción eficaz, debido a:

- La buena adherencia entre el concreto y las varillas de acero corrugadas. Sin ella no se podrían transmitir fuerzas de un material a otro.
- Los coeficientes de dilatación de ambos materiales son prácticamente iguales (difieren en dos millonésimas por grado centígrado).

Si estos fuesen diferentes, un cambio de temperatura produciría esfuerzos internos considerables en la sección de concreto armado, incluyendo tensión en el concreto.
- El recubrimiento del concreto protege al acero contra la oxidación y la acción del fuego.

2.2.4. CARGAS.

Además de las cargas originadas por el peso propio del material, deberán considerarse las cargas debidas a materias o líquidos almacenables, las cargas vivas, las cargas de vientos, las cargas sísmicas y las cargas de ceniza volcánica. Si hubiera cargas especiales que soportar, éstas deberán ser establecidas por el Ingeniero responsable del Diseñador Estructural.

2.2.4.1. TIPOS DE CARGA.

Se considerarán 3 tipos de cargas o acciones sobre las estructuras, de acuerdo a la duración de ellas cuando actúan sobre las estructuras, y son:

- **Cargas permanentes o que actúan en forma continua sobre la estructura.** También se considera cargas permanentes aquellas que sufren variaciones pequeñas en periodos de tiempo muy largos.

Ejemplos de estas cargas son: el peso propio de la estructura y elementos no estructurales fijos (carga muerta), empujes de tierra y de líquidos, deformaciones impuestas a la estructura que varían poco con el tiempo como los debidos al preesfuerzo o a movimientos diferenciales de los apoyos.

- **Cargas variables,** son aquellas cuya intensidad varía significativamente en el tiempo.

Ejemplos de estas cargas son: cargas vivas, cambios de temperatura, deformaciones impuestas y asentamientos diferenciales cuya intensidad

varíe con el tiempo, y las acciones de maquinarias y equipo sobre la estructura. Además, en donde aplique, se deberá considerar los efectos de impacto, frenado y vibraciones causadas por cargas variables durante la operación del edificio o estructura.

- **Cargas accidentales**, son acciones no permanentes ni variables, de intensidad significativa y de duración breve y que pueden afectar a la estructura durante su operación.

Ejemplos de este tipo de acciones son los sismos, los vientos, incendios, explosiones, etc.

2.2.4.2. CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A SU TIPO CARGA.

En la clasificación de cargas se consideran dos ramificaciones que son las cargas muertas y cargas vivas

a) Cargas muertas.

Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, acabados y todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplean las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Algunos ejemplos de cargas muertas mínimas se dan en la tabla 2.3.

CONCEPTO (CARGA MUERTA)	PESO (Kg/m ²)
Planchetas para paredes prefabricadas, área visible, sin viga	110
Bloque decorativo de concreto.	117
Lamina troquelada con estructura de polines.	6
Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores.	23
Esqueleto madera 2"x3" con Plywood 1/4" ambas caras.	10
Esqueleto madera 2"x3" con Plycem 6 mm ambas caras.	16
Bloque de cemento de 10x20x40.	140
Bloque de cemento de 15x20x40.	200
Bloque de cemento de 20x20x40.	228
Mampostería reforzada bloque de cemento de 15x20x40.	260
Mampostería reforzada bloque de cemento de 20x20x40.	300
Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poroplast	150
Bloque solido de barro de 5.6x20.3x10.5 (cm)	172
Bloque solido de barro de 5.2x25.3x13.3 (cm).	210
Bloque solido de barro de 5.8x29.8x15.2 (cm).	255
Piedra cantera 15x40x60.	255
Ventanas de paletas de vidrio con estructura de aluminio	20
Ventanas de vidrio fijo con estructura de aluminio.	35

Tabla 2. 3 Cargas muertas mínimas.

b) Cargas vivas.

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos. Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo, además de indicarse en los Planos Estructurales.

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en cuenta las siguientes disposiciones:

- I. La carga viva máxima CV se deberá emplear para Diseñador Estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el Diseñador Estructural de las cimentaciones ante cargas gravitacionales.
- II. La carga viva instantánea o reducida CVR se deberá usar para los análisis por sismo y por viento.
- III. Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en los casos de flotación, de volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área en análisis.
- IV. Las cargas vivas uniformes de la Tabla 2.4 (Cargas Vivas Unitarias Mínimas) se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento, entendiéndose por área tributaria el área que incide con su carga unitaria sobre el elemento en referencia.

DESTINO	MAXIMA (CV)	INSTANTÁNEA (CVR)
Residencial (casa, apartamentos, cuartos de hoteles, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales).	200	800
Salones de clase: Escuelas primarias	250	150
Escuelas secundarias y universidades.	250	200
Hospitales (salas y cuartos), asilos, centros de salud y clínicas.	200	100

Salas de operación.	400	150
Oficinas: Despachos	250	100
Salas de archivo	500	250
Bibliotecas: Salones de lectura.	300	150
Salón de libros.	600	400
Lugares de reunión: Salones de baile, gimnasio. Restaurantes, museos y salas de juegos,	400	250
Auditorios, cines, templos: Sillas fijas.	350	250
Sillas móviles.	500	250
Teatros: Vestíbulos	200	80
Piso del escenario.	700	350
Graderías y tribunas.	500	250
Lugares de comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público).	500	250
Estadios y lugares para espectáculo provisto de gradas (desprovisto de bancas o butacas).	500	350
Laboratorios	250	125
Comercio: Ligero.	350	300
Semi-pesado.	450	400
Pesado.	550	500
Fábricas y talleres: Ligero.	400	350
Semi-pesado.	500	450
Pesado.	700	600
Bodegas: Ligero.	450	400
Semi-pesado.	550	475
Pesado.	650	550
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100	40
Techos de losas con pendiente mayor de 5%	50	20
Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.40 m).	250	150
Andamios y cimbras para concreto.	150	100
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	400	200

Tabla 2. 4 Cargas vivas mínimas.

2.2.4.3. ANÁLISIS DE CARGAS.

Los elementos resistentes de una estructura, se verificarán tanto para los estados de carga que incluyen el efecto sísmico como para los que no lo incluyen. Esto podrá hacerse por el método elástico o por el método de resistencia última.

En el diseño para el método elástico, así como en el método de resistencia última los efectos de cargas muertas, cargas vivas reducidas y sismos combinados, se multiplicarán por los factores de carga tal como aparecen definidas en combinaciones de carga.

Combinaciones de carga:

Se determinarán las siguientes combinaciones para usar en el diseño de estructuras verticales, que produzcan los esfuerzos más críticos.

- a) Diseño por métodos de resistencia última (ACI 318S-14, Según 5.3, tabla 5.3.1).

$$C_{u1} = 1.4(D)$$

$$C_{u2} = 1.2(D) + 1.6(L_v) + 0.5(L_r \text{ ó } S_n \text{ ó } R_{II})$$

$$C_{u3} = 1.2(D) + 1.6(L_r \text{ ó } S_n \text{ ó } R_{II}) + (1.0L_v \text{ ó } 0.5W)$$

$$C_{u4} = 1.2(D) + 1.0(L_v) + 0.5(L_r \text{ ó } S_n \text{ ó } R_{II})$$

$$C_{u5} = 1.2(D) + 1.0(E) + 1.0(L_v) + 0.5(L_r \text{ ó } S_n \text{ ó } R_{II})$$

$$C_{u6} = 0.9(D) + 1.0(W)$$

$$C_{u7} = 0.9(D) + 1.0(E)$$

- b) Diseño por métodos elásticos o esfuerzos permisibles (ASCE Standard ASCE/SEI 7-10 Según sección 2.4.1).

$$C_1 = D$$

$$C_2 = D + L_v$$

$$C_3 = D + (L_r \text{ ó } S_n \text{ ó } R_{II})$$

$$C_4 = D + 0.75L_v + 0.75(L_r \text{ ó } S_n \text{ ó } R_{II})$$

$$C_5 = D + (0.6W \text{ ó } 0.7E)$$

$$C_6 = D + 0.75(0.6W) + 0.75(L_r \text{ ó } S_n \text{ ó } R_{II})$$

$$C_7 = D + 0.75(0.7E) + 0.75(S_n)$$

$$C_8 = 0.6(D) + 0.6(W)$$

2.3. ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.

El concreto es uno de los materiales de construcción más versátiles y populares utilizado en la construcción de puentes, represas, canales, muelles, bóvedas, túneles y edificios; sin mencionar aceras, calles y carreteras entre otras, debido a su gran capacidad estructural tanto para resistir esfuerzos de tensión como esfuerzos de compresión.

Para este estudio se abordarán los elementos de concreto reforzado que forman parte de una edificación. Se explicarán desde el punto de vista estructural.

2.3.1. CIMENTACIONES.

Se llama cimentación al elemento estructural que transmite las cargas de las columnas y muros al terreno, es decir, la parte estructural del edificio encargada de transmitir las cargas al mismo. La resistencia del suelo es menor que la resistencia del concreto, por ello, la cimentación tiene mayor área que su respectiva columna o muro para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

El terreno debe trabajar bajo una carga tal que no se altere su estado de equilibrio, o sea, que no se produzcan deformaciones o asentamientos perceptibles que repercutan en los diferentes elementos de la estructura, produciéndoles tensiones parásitas para las cuales no han sido diseñados.

Con respecto al posible daño estructural, la eliminación de asentamientos distintos dentro de la misma estructura es incluso más importante que los límites impuestos sobre el asentamiento uniforme global.

Para limitar los asentamientos de la manera indicada, es necesario:

- Transmitir la carga de la estructura hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente.
- Distribuir la carga sobre un área suficientemente grande para minimizar las presiones de contacto.

Todo proyecto de cimentación debe incluir un ***Estudio Geotécnico***, del cual el Ingeniero estructurista obtendrá los parámetros necesarios para el diseño de las fundaciones.

TIPOS DE CIMENTACIONES:

La forma usual de clasificar las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos en que se transmite la carga.

Según lo mencionado anteriormente, se subdividen de la siguiente manera:

- ✓ Cimentaciones superficiales y
- ✓ Cimentaciones profundas.

El Ingeniero Estructural escoge el sistema de fundaciones de entre las opciones propuestas en el Informe de Suelos, para posteriormente ajustar las dimensiones y la cota de fundación a las solicitaciones obtenidas del análisis estructural del proyecto.

El proyecto estructural de las fundaciones deberá asegurar que cada uno de sus componentes tenga la resistencia para soportar las solicitaciones transmitidas por la superestructura, que el terreno pueda soportar las acciones transferidas por las fundaciones y que la rigidez del conjunto terreno-fundación sea suficiente para que no se experimenten desplazamientos o asentamientos que comprometan la funcionalidad de la fundación o de la superestructura.

Para la elección del tipo de cimentación (superficial o profunda) el Ingeniero Estructuralista debe tomar del estudio de suelos los parámetros que condicionan el Diseñador Estructural, los más importantes son:

- ✓ La profundidad (D_f) a la que se encuentra el estrato de suelo resistente, el cual servirá al Ingeniero Estructuralista para definir el tipo de cimentación.
- ✓ Capacidad de soporte del estrato resistente para definir el área en planta de la cimentación.
- ✓ Angulo de fricción (ϕ) para el diseño de muros de retención.

- ✓ Permeabilidad del terreno que impida la cimentación superficial.
- ✓ Peso unitario (γ) para el diseño de las fundaciones.
- ✓ Coeficiente de Balasto para poder determinar los asentamientos posibles.
- ✓ Fricción lateral y resistencia de punta para el Diseñador Estructural de pilotes, entre otros.
- ✓ Bulbo de presiones para la disipación de carga.
- ✓ Perfil litográfico del terreno.

2.3.1.1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Una fundación superficial es un elemento estructural cuya sección transversal es de dimensiones grandes con respecto a la altura y cuya función es trasladar las cargas de una edificación a profundidades relativamente cortas. Transmiten la carga directamente al estrato resistente mediante contacto directo. El área en planta de la cimentación juega un papel importante en la transferencia de carga en función de variables de orden geotécnico como lo es, por ejemplo, la capacidad admisible del suelo (q_{adm}).

Este tipo de fundaciones supone unas condiciones del suelo en contacto con el concreto de muy buena capacidad resistente y no compresible.

A continuación, se explica la clasificación, distribución de presiones bajo la fundación, las cimentaciones cargadas concéntricamente y excéntricamente, la capacidad de soporte del suelo, la profundidad de la cimentación, las

especificaciones de diseño, el dimensionamiento, el Diseñador Estructural y los criterios de diseño para las cimentaciones superficiales.

1) CLASIFICACIÓN.

Entre las Cimentaciones superficiales para edificaciones de concreto reforzado podemos mencionar:

- I. Zapatas Aisladas (Cimentaciones bajo una columna).
- II. Zapatas Combinadas (Cimentaciones bajo dos o más columnas).
- III. Zapatas Corridas (Cimentaciones bajo muros o paredes portantes).
- IV. Zapatas Conectadas (Vigas de fundación).
- V. Zapatas atirantadas.
- VI. Losas de Cimentación (Apoyo sobre todo el área de construcción).
- VII. Soleras de fundación.
- VIII. Vigas de fundación y tensor.

I. Zapatas aisladas

Empleadas para columnas aisladas en terrenos de buena calidad (ver figura 2.22), cuando la excentricidad de la carga que llega a la columna es pequeña o moderada.

Esta última condición se cumple mucho mejor en las columnas no perimetrales de un edificio. Pueden ser además de acuerdo a las necesidades, zapatas con pedestal o zapatas con pendiente.

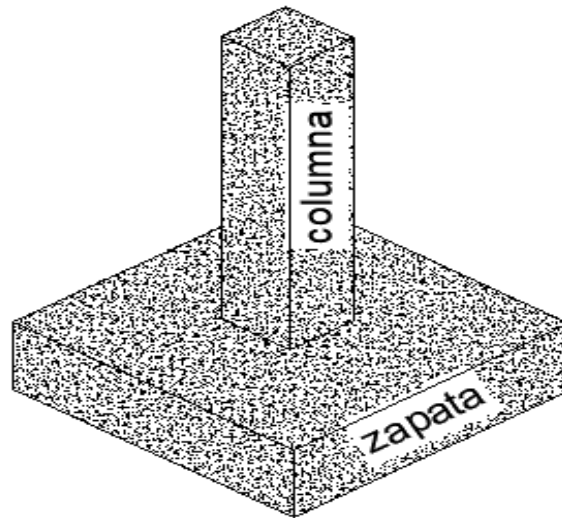


Figura 2. 22 Zapata aislada.

Las zapatas aisladas según su relación entre el canto y el vuelo o largo máximo libre pueden clasificarse en:

- Zapatas rígidas o poco deformables.
- Zapatas flexibles o deformables.

Y según el esfuerzo vertical esté o no en el centro geométrico de la zapata se distingue entre:

- Zapatas centradas.
- Zapatas excéntricas.
- Zapatas irregulares.
- Zapatas colindantes

La distribución de las presiones en la superficie de contacto entre la cimentación y el suelo es muy variable y muy sensible a las rigideces relativas del suelo y la cimentación y de las características propias de la estructura del suelo.

II. ZAPATAS COMBINADAS

Las zapatas combinadas soportan más de una Columna o muro. Este tipo de zapatas son elegidas en el diseño de un proyecto por el Ingeniero Estructuralista cuando:

- ✓ Existe una columna muy cercana a un lindero y si se usa una zapata aislada, esta resulta altamente excéntrica, por lo que se produciría una rotación excesiva de la misma.

Al combinar las zapatas en una sola, se compensan las excentricidades y la resultante de las cargas de las columnas puede coincidir con el baricentro de la zapata en planta.

- ✓ Zapatas aisladas quedan muy juntas o se solapan, lo que generalmente ocurre cuando hay grandes cargas por columna, una baja capacidad de carga de suelo, o en algunos casos cuando existen obstrucciones en el terreno tales como la fosa de un ascensor o un tanque de agua subterráneo que obligan al uso de zapatas rectangulares, las cuales tienden a solaparse.
- ✓ En el caso de superestructuras sensibles a los asentamientos diferenciales.

Existen dos patrones en cuanto a la distribución de presiones de suelo en la base, pudiendo ser:

- Uniformemente repartida (la Resultantes de las fuerzas coincide con el C.G. de la Zapata) o
- Variable en forma lineal.

El diseño de la zapata combinada considerándola rígida consiste primeramente en diseñar las dimensiones de la base; si hay solamente presencia de cargas verticales se procurará trabajar con una presión de suelo uniforme.

En caso de tenerse cargas verticales y momentos se trabajará con carga linealmente repartida. En ambos casos se obtendrá diagramas de fuerza cortante y momento.

En base al diagrama de corte y los conceptos de corte y flexión que toma la base, se diseñara la altura de la zapata. Deberá revisarse el corte por punzonamiento en base a la carga de las columnas.

Los momentos flexionantes tanto positivos como negativos servirán para determinar las áreas de acero correspondientes en cada punto a lo largo de la cimentación.

En el sentido transversal es evidente que el momento no será tomado para toda su longitud, la mayor parte de momento será tomado en la zona de columna y de acuerdo a su ubicación será:

En columnas extremas igual a: $c_1 + 0.75*d$ y en columnas internas será igual a: $c_1 + 1.5*d$ (ver figura 2.23).

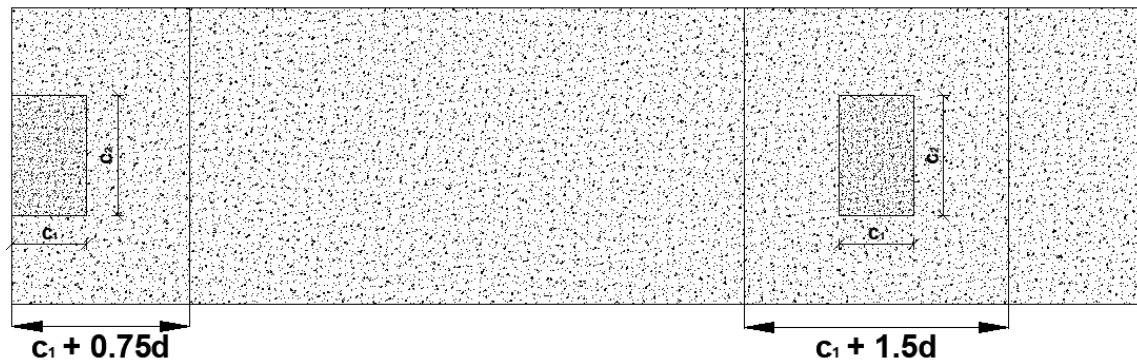


Figura 2. 23 Ancho equivalente por sección transversal.

Es aconsejable diseñar las zapatas combinadas de modo que el centroide del área de la zapata coincida con la resultante de las cargas de las dos columnas.

Cuando la resultante de las cargas coincide con el centroide del área de la zapata produce una presión de contacto uniforme sobre la totalidad del área y evita la tendencia a la inclinación de la zapata. Vistas en planta, estas zapatas son:

- ✓ Rectangulares.
- ✓ Trapezoidales.
- ✓ En forma de T.

A. Rectangulares

La zapata combinada en forma rectangular es la más comúnmente usada (ver figura 2.24). Se usan cuando las cargas de las columnas son iguales o difieren poco entre sí y para el caso donde las excentricidades son pequeñas.

Cuando la columna cercana al lindero tiene la menor carga, la resultante de cargas está situada más cerca de la columna interna y, por consiguiente, no hay problemas de espacio para hacer una zapata rectangular.

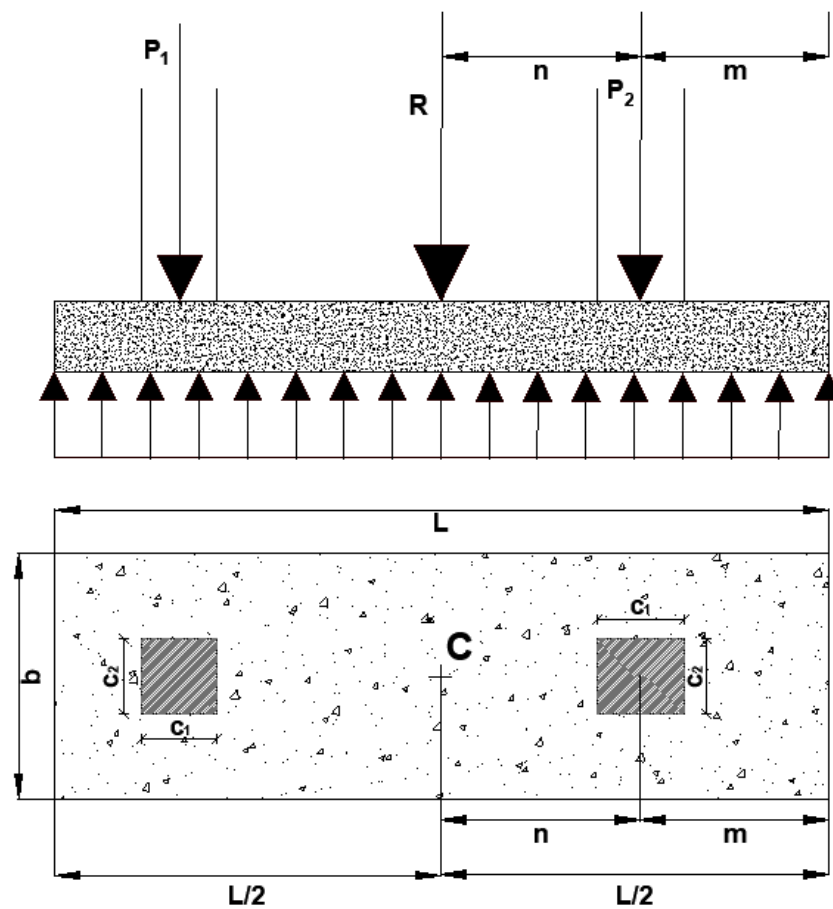


Figura 2. 24 Zapata combinada en forma rectangular.

Las siguientes ecuaciones determinan la geometría en planta de una zapata combinada en forma rectangular.

De figura 2.24:

$$L = 2 * (m + n) \quad \text{Ecuación 2.7}$$

$$b = \frac{R}{q_{net} * L} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

B. Trapezoidales

Se utilizan para el caso donde las excentricidades son medianas y cuando la distancia entre las columnas que transmiten cargas diferentes es considerable.

Se diseñan como trapezoidales cuando las cargas de las columnas son dispares o existen momentos de limitada magnitud y diferentes en los pies de las columnas o pedestales.

La forma trapezoidal permite dar mayor área de apoyo alrededor de la columna más cargada (ver figura 2.25), favoreciendo un mejor comportamiento estructural del conjunto suelo-base y evitando dar un área mayor a la necesaria en la columna menos cargada.

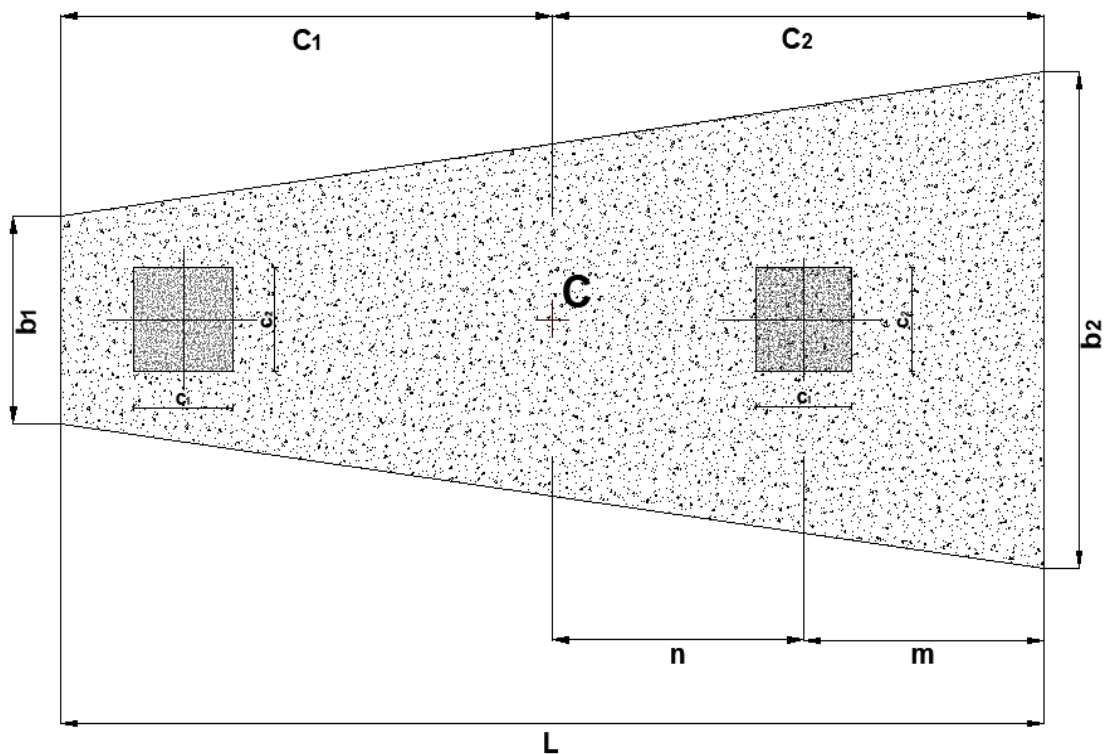


Figura 2. 25 Zapata combinada con forma trapezoidal.

El tamaño de la fundación que va a distribuir la presión uniformemente sobre el suelo puede obtenerse de la siguiente manera: Conociendo la resistencia admisible (q_{adm}) del suelo para determinar el área de la fundación:

$$A_{net} = \frac{R}{q_{net}} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

De la figura 2.25:

$$\frac{b_2}{b_1} = \frac{3(n + m) - L}{2L - 3(n + m)} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

$$\frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{R}{q_{net} * L} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

$$C_1 = \frac{L * (b_1 + 2b_2)}{3 * (b_1 + b_2)} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

$$C_2 = \frac{L * (b_2 + 2b_1)}{3 * (b_1 + b_2)} \quad \text{Ecuación 2.13}$$

Con estas ecuaciones se determina la geometría en planta de la zapata.

C. En Forma de T o Dos Rectángulos

Se utiliza para el caso donde las excentricidades son grandes.

Cuando las columnas de la base combinada transmiten cargas muy dispares, resulta en general más económico diseñar la base en forma de dos rectángulos unidos.

Cuando la columna cercana al lindero recibe la mayor carga, la resultante de cargas está situada lógicamente más cerca de la columna de lindero y, por consiguiente, se tiene que proporcionar más área de concreto reforzado en ese costado para hacer coincidir el centro de presiones de la base con la resultante de las cargas (ver figura 2.26).

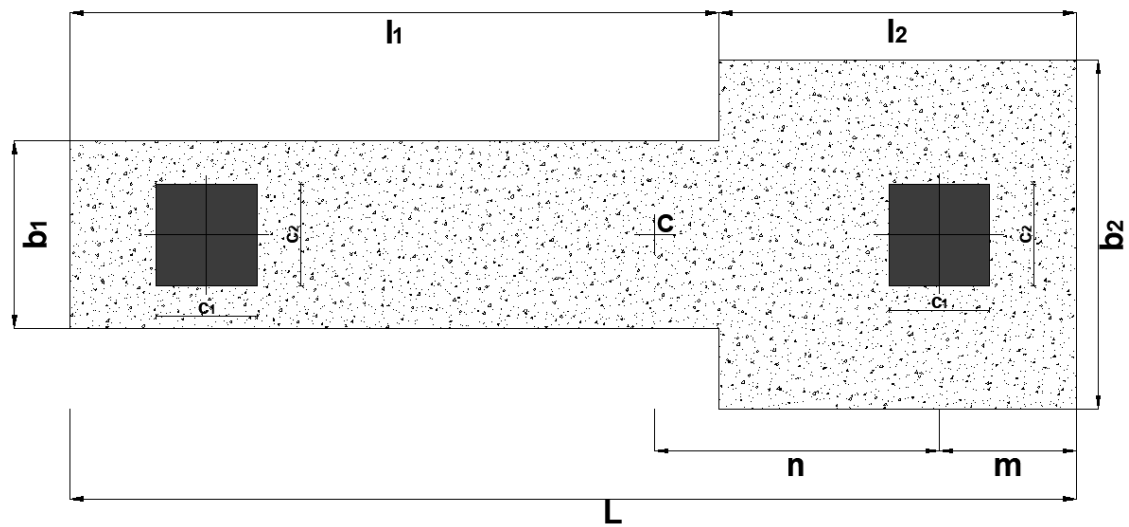


Figura 2. 26 Zapata combinada con forma de T.

Las siguientes ecuaciones determinan la geometría en planta de una zapata combinada en forma de T.

$$b_1 = \frac{R}{q_{net}} = \frac{2 * (n + m) - l_2}{l_1 * (l_1 + l_2)} \quad \text{Ecuación 2.14}$$

$$b_2 = \frac{R}{l_2 * q_{net}} - \frac{l_1 * b_1}{l_2} \quad \text{Ecuación 2.15}$$

$$l_1 * b_1 + l_2 * b_2 = \frac{R}{q_{net}} \quad \text{Ecuación 2.16}$$

Los detalles de su forma se acomodan para que coincidan su centroide y el de la resultante. Las relaciones sencillas de las figuras 2.24, 2.25 y 2.26 facilitan la determinación de la forma del área de contacto. En general, las distancias m y n están dadas, siendo la primera la distancia desde el centro de la columna exterior hasta el límite de la propiedad y la segunda la distancia desde esta columna hasta la resultante de las cargas de las dos columnas.

III. Zapatas corridas

Son aquellas cuya longitud es muy grande en comparación con el ancho, como, por ejemplo, la zapata de una pared de carga o la de un muro de contención de tierra (ver figura 2.27).

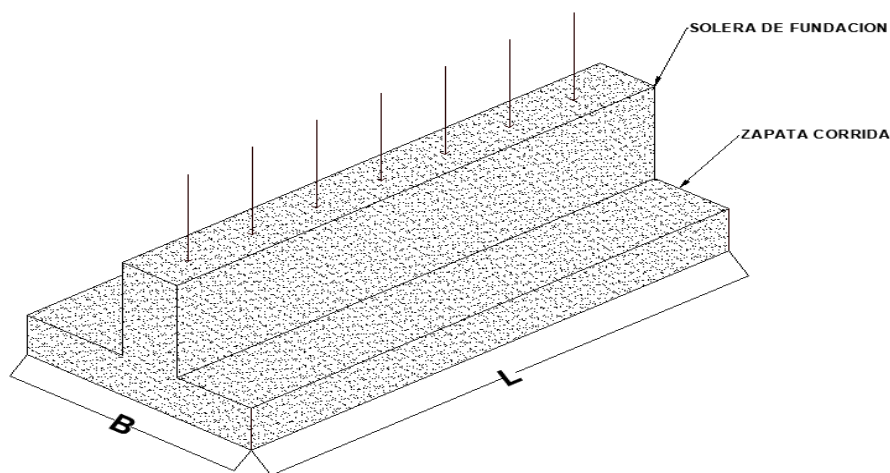


Figura 2. 27 Zapata corrida.

Las Zapatas Corridas se aplican normalmente a muros. Pueden tener sección rectangular, escalonada o estrechada cónicamente. Sus dimensiones están en relación con la carga que han de soportar, la resistencia a la compresión del material y la presión admisible sobre el terreno (q_{adm}).

Comúnmente se construye para recibir las cargas de la superestructura por medio de los muros de carga de concreto o de algún tipo de mampostería (tabique rojo, block, piedra, etc.) y distribuyen la carga del muro en sentido horizontal y longitudinal para impedir el asentamiento excesivo y estabilizar la estructura. Se diseñan para resistir los esfuerzos de flexión y cortante que provoca la reacción ascendente del suelo al cargar la estructura.

Como esta zapata tiene flexión en una sola dirección, se diseñan considerando una franja típica de un metro de largo (en el sentido de la pared o muro).

El diseño consiste en determinar la altura útil por viga ancha (no existe punzonado) para luego calcular el acero transversal requerido por flexión. El acero longitudinal es el necesario por retracción y temperatura. El refuerzo originado por la flexión en zapatas del tipo corridas para muros, se distribuirá uniformemente a través del ancho de la zapata.

IV. Zapatas conectadas

En el caso de zapatas con viga de fundación o zapatas conectadas, la zapata exterior se coloca en forma excéntrica bajo su columna, de manera que no sobresalga más allá del límite de la propiedad (ver figura 2.28).

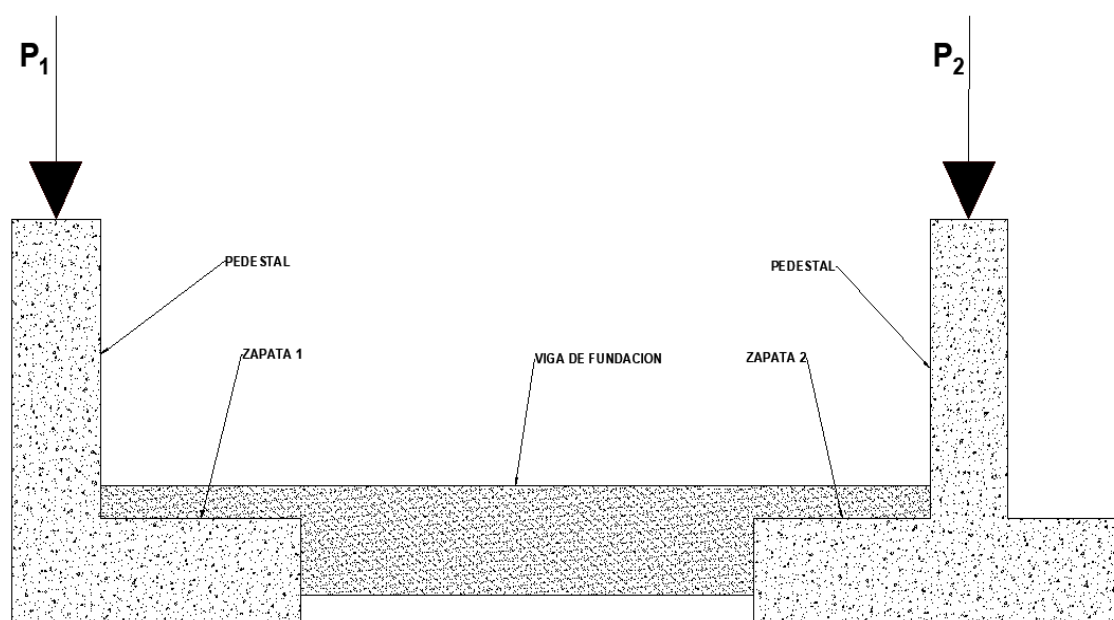


Figura 2. 28 Zapatas conectadas mediante viga de fundación.

Esta posición excéntrica generaría una distribución muy dispareja de la presión de contacto, que podría llevar a la inclinación o incluso al volcamiento de la zapata. Para contrarrestar esta excentricidad, la zapata se conecta mediante una viga o franja de amarre a la zapata interior más cercana.

Las dos zapatas se dimensionan de manera que, bajo la carga de servicio, las presiones en cada una de ellas sean uniformes e iguales entre sí. Para lograr esto es necesario, al igual que en otras zapatas combinadas, que el centroide del área combinada para las dos zapatas coincida con la resultante de las cargas de las columnas.

Se considera una solución económica especialmente para distancias entre ejes de columnas mayores de 6 m.

Estructuralmente se tienen dos zapatas aisladas, siendo una de ellas excéntrica, la que está en el límite de propiedad y diseñada bajo la condición de presión uniforme del terreno.

El momento de flexión debido a que la carga de columna y la resultante de presiones del terreno no coinciden, es resistido por la viga de fundación rígida que une las dos columnas que forman la zapata conectada.

La viga de fundación se construye por lo general de modo que no se apoye sobre el suelo. Esto puede lograrse colocando formaleta no sólo a los lados sino también en la cara inferior y retirándola antes de rellenar.

Según la sección 18.13.3.2 del ACI 318S-14 la altura mínima de la viga de fundación debe ser de $1/20$ la luz libre entre columnas, hasta 45 cm y la separación máxima de los estribos cerrados no deberá ser mayor que la mitad de la menor dimensión transversal y 30 cm.

Si las vigas de fundación cumplen la función adicional de resistir momentos sísmicos, deben satisfacer los requisitos de detallado de las vigas en general (Capítulos 18 y 25, ACI 318-14).

V. Zapatas atirantadas

La Cimentación excéntrica (ver figura 2.29) es una solución cuando la columna está en un límite de propiedad o cerca de dicho límite. Puede ser una solución económica si la excentricidad es moderada y la columna puede agrandarse lo suficiente para que tenga la rigidez necesaria para que controle la rotación excesiva de la zapata.

Si la zapata tiene una rigidez apropiada y si además la rigidez de la columna es la suficiente para mantener la diferencia de presiones con un valor máximo de 1 kg/cm^2 , entonces para el diseño de la zapata en la dirección de la excentricidad puede considerarse como aceptable una presión uniforme del terreno.

Tanto la viga del primer nivel, así como también la columna, deben diseñarse para condiciones adicionales de carga.

Este tipo de solución se utiliza sobre todo en sótanos.

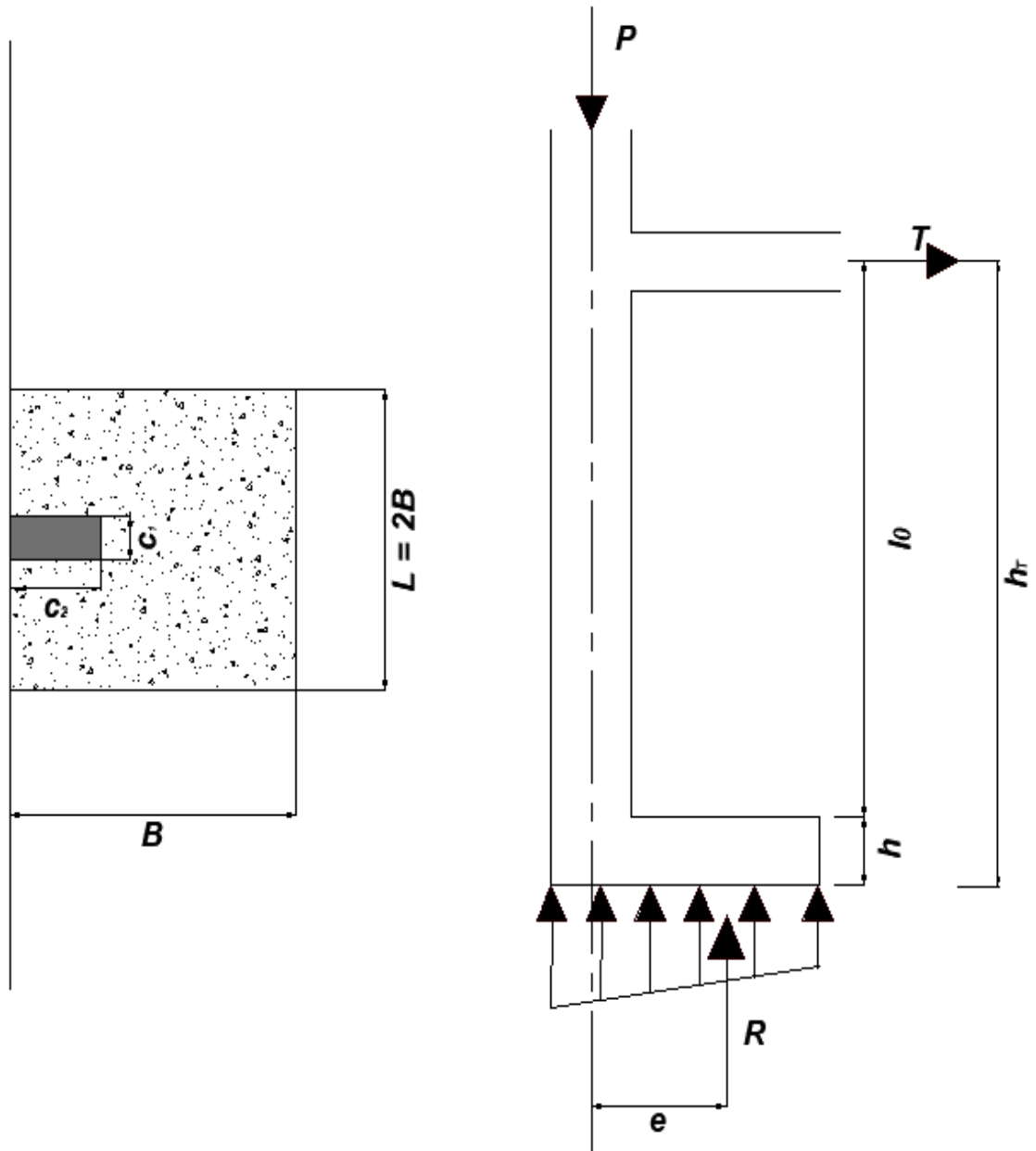


Figura 2. 29 Zapata atirantada.

VI. Losas de cimentación.

En ciertos casos, se prefiere recurrir al uso de losas de fundación, por las ventajas que ofrece, como mayor rigidez de conjunto y un mejor comportamiento estructural, especialmente en los siguientes casos:

- ✓ Cuando el suelo de fundación ofrece una limitada capacidad portante.
- ✓ Para evitar asentamientos considerables si el suelo presenta zonas débiles o defectos, tales como lentes o bolsones de materiales blandos y compresibles.
- ✓ Si existe la posibilidad de ascenso del nivel freático, con una subpresión que puede levantar las bases aisladas poco cargadas.
- ✓ Como apoyo de muros y columnas muy cargados, cuyas bases independientes exigen un área en planta que supera el 50% del área bruta de la edificación.

Existen condiciones críticas, en las cuales ya ni una losa de cimentación es suficiente para transmitir las cargas de la estructura al suelo, en estos casos será necesario utilizar pilotes.

Desde el punto de vista estructural, las losas de fundación son similares a entresijos invertidos (ver figura 2.30), donde las cargas distribuidas resultan las reacciones del suelo, actuando de abajo hacia arriba, y las columnas y muros actúan como apoyos puntuales o lineales.

En general, el espesor de las losas de fundación es determinado por su resistencia a corte y punzonado, especialmente cuando las columnas están ubicadas cerca de los bordes, pues en este caso el perímetro de punzonado se reduce considerablemente.

La tensión diagonal debida al corte y punzonado será resistida únicamente por el concreto, por lo cual la altura de las placas es usualmente elevada, y la rigidez se incrementa consecutivamente.

Cuando el espesor de las losas se ve limitado por alguna razón constructiva o económica, se deberá colocar armadura especial para absorber los esfuerzos del corte y punzonado, o colocar nervios longitudinales o cruzados conectados a las columnas.

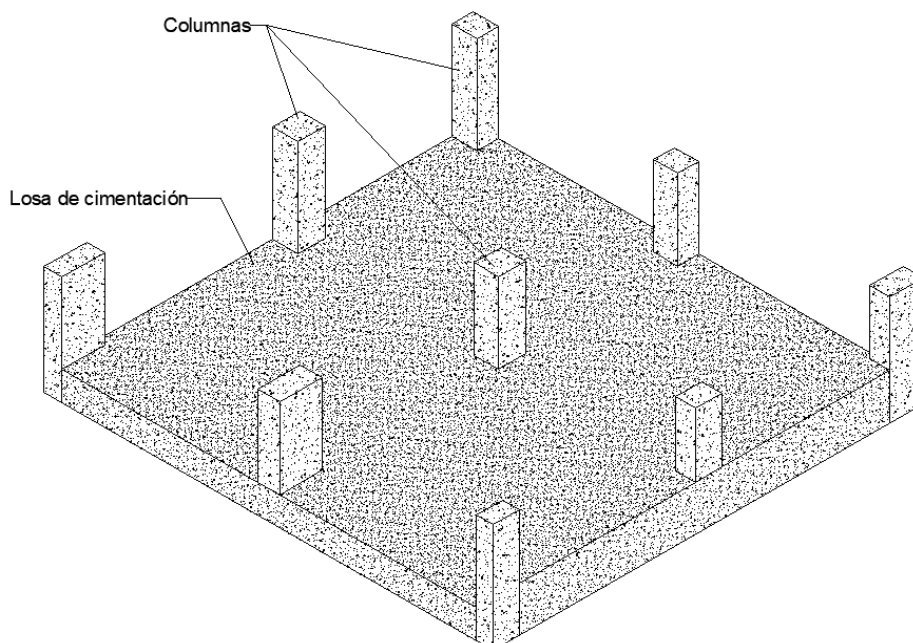


Figura 2. 30 Losa o platea de cimentación.

VII. Solera de fundación.

Es el elemento estructural base de soporte en posición horizontal en forma corrida, que va enterrado y sobre el cual se coloca la primera hilada de ladrillo o bloque, que conforman las paredes de una edificación. También de ella parten las nervaduras verticales. Este es el elemento rígido para sustentar la pared, y

transmite las cargas al terreno natural y se ajusta a las condiciones constructivas requeridas por unidad de longitud.

Según la ficha técnica para edificaciones sismo-resistentes TAISHIN, se debe cumplir con lo siguiente:

- 1) El nivel de desplante mínimo es de 60 a 65 cm.
- 2) El refuerzo vertical de la pared debe anclarse a la fundación con un dobléz mínimo de 15 cm.
- 3) 4 varillas N° 3 como refuerzo longitudinal.
- 4) Estribos de varillas N° 2 a cada 15 cm.

VIII. Viga de fundación y tensor.

Las vigas de fundación son miembros estructurales horizontales que unen a las fundaciones de una edificación en dos direcciones ortogonales con la finalidad de mantener invariable la separación entre las mismas.

Las vigas de riostra que actúan como vínculo horizontal entre cabezales o fundaciones se dimensionan para que se cumpla la relación entre la luz libre y la altura de la viga, la cual es $l_n/h \leq 10$, preferiblemente 7.

Las vigas sobre el terreno diseñadas para actuar como acoples horizontales entre cabezales de pilotes o zapatas deben diseñarse de tal manera que la menor dimensión transversal sea igual o mayor que el espacio libre entre columnas

conectadas dividido por 20, pero no necesita ser mayor a 45 cm. Se deben colocar estribos cerrados con espaciamiento que no exceda el menor entre la mitad de la menor dimensión transversal y 30 cm.

La fuerza axial de tensión o de compresión que debe soportar una viga de fundación, es del 15% de la carga vertical que transmite la columna más cargada que conecta. Además, puede recibir cargas gravitacionales de paredes, tabiques o muros.

En el caso en que resistan solo cargas axiales de tensión, las vigas de fundación se diseñaran como un tensor, donde el acero de refuerzo absorbe todos los esfuerzos impuestos, mientras que el concreto solo cumple una función de recubrimiento para proteger las barras de la oxidación y del deterioro.

El tensor es diseñado solamente para contrarrestar los esfuerzos de tensión y no reciben cargas gravitacionales de paredes, tabiques o muros.

2) DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES BAJO LA FUNDACIÓN.

La distribución de presión real entre el suelo y la zapata es un problema altamente indeterminado ya que depende, tanto de la rigidez de la zapata como de las propiedades elásticas del suelo.

La alta resistencia a la compresión del suelo situado debajo de la zapata, en comparación con la carencia de resistencia en los bordes, genera una alta

presión de contacto en el centro y una presión de menor magnitud en las orillas que depende de la presión confinante y de la profundidad.

La distribución de presiones de zapatas rígidas apoyadas sobre suelos cohesivos tiende a ser mayor en los extremos y menores en el centro. Todo lo contrario al caso de zapatas rígidas apoyadas sobre suelos granulares (ver figura 2.31).

En el diseño de las fundaciones superficiales, se asume que estas son rígidas, mientras que el suelo de fundación se comporta como un medio semi-sólido formado por capas o estratos elásticos, que pueden estar superpuestos o combinados.

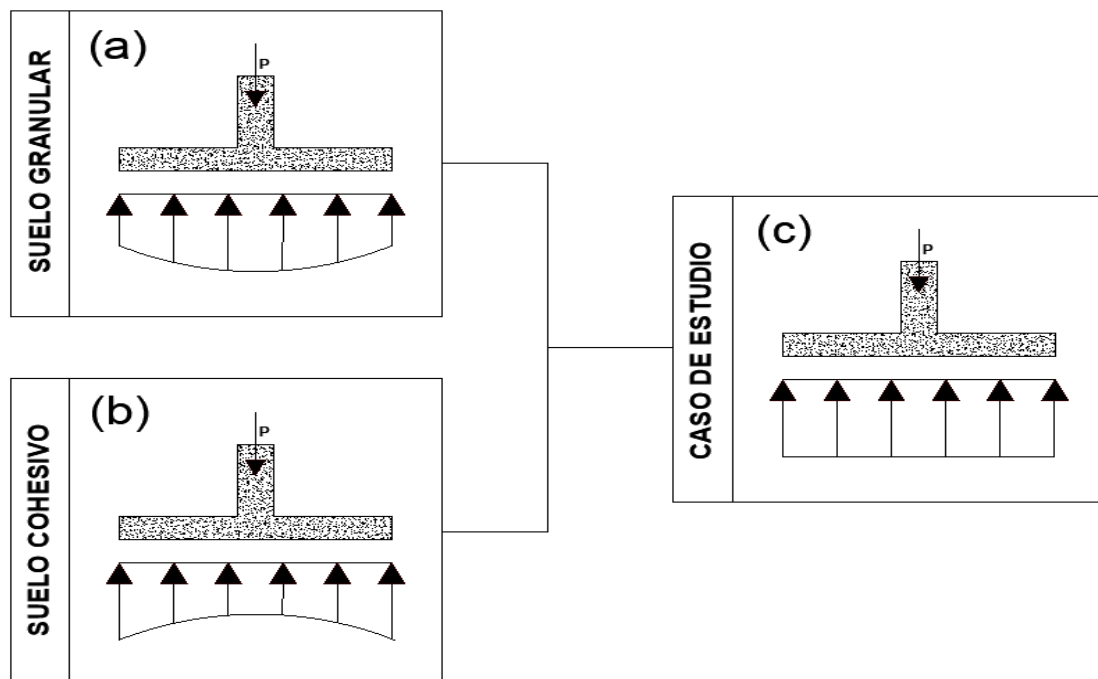


Figura 2. 31 Distribución de presiones.

Cuando para el diseño de las cimentaciones no existe excentricidad alguna, entonces la presión del suelo se considera de manera uniforme.

3) CIMENTACIONES CARGADAS CONCÉNTRICAMENTE Y EXCÉNTRICAMENTE.

Una zapata puede estar cargada de forma excéntrica cuando la resultante de las cargas actuantes no pasa a través de su centro de gravedad y/o existe un momento flector aplicado sobre la cimentación.

Se manifiestan dos tipos de excentricidades a saber, por momento y geometría.

- ✓ Excentricidad por momento (e_m).

Este tipo de excentricidad es generada debido a la aplicación de un momento flector sobre la cimentación que se transfiere a través de la columna o pedestal (ver figura 2.32), esta excentricidad se estima de la siguiente forma:

$$e_m = \frac{M}{P} \quad \text{Ecuación 2.17}$$

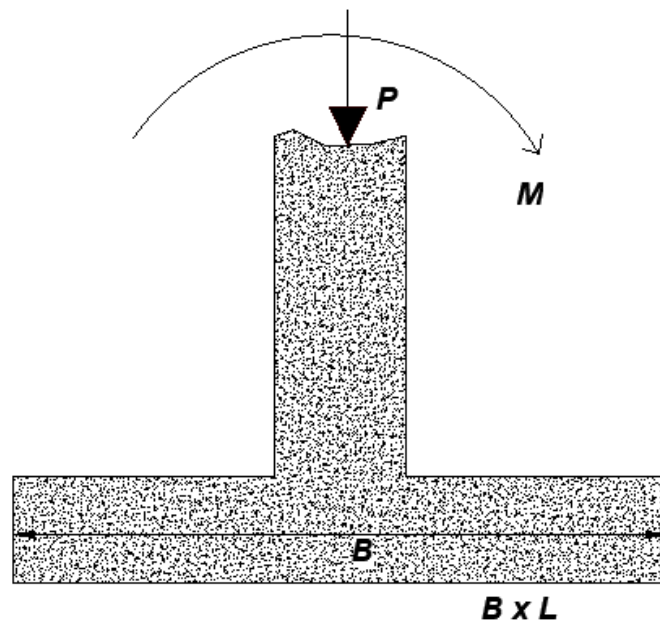


Figura 2. 32 Excentricidad por momento.

- ✓ Excentricidad geométrica (e_g).

Esta excentricidad se genera cuando el eje longitudinal del pedestal no pasa por el centro de gravedad de la cimentación, y no es más que la distancia horizontal entre los centros geométricos del pedestal y la zapata (ver figura 2.33). Esta es la condición típica de una zapata de lindero o medianera.

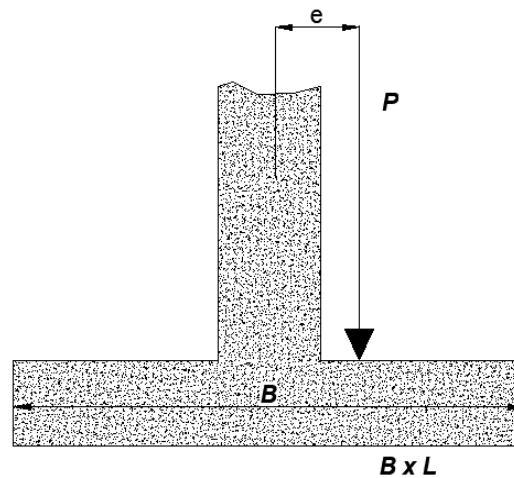


Figura 2. 33 Excentricidad por geometría.

La suma de ambas excentricidades se conoce como excentricidad total (e_T).

Debido a la presencia o ausencia de la excentricidad se manifiestan diferentes formas de transferencia de presiones de contacto al terreno de cimentación para efectuar el análisis geotécnico y estructural de la misma. A continuación, se presentan las condiciones de transferencia de presión de contacto más usuales en la práctica convencional:

Caso I: No existe excentricidad

Es decir, $e=0$; transferencia de presiones uniforme (ver figura 2.34).

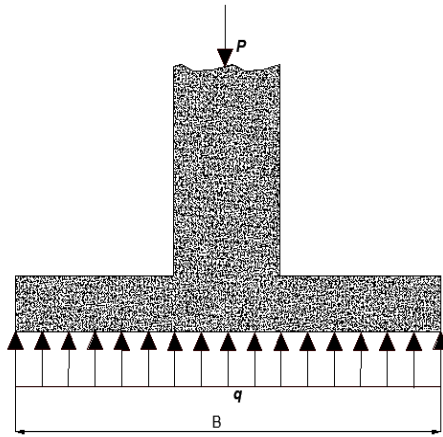


Figura 2. 34 Transferencia de presiones uniforme, no hay excentricidad.

Caso II: Excentricidad en un solo sentido con resultante de carga dentro del núcleo de compresión de la cimentación.

Es decir que $e \neq 0$, y el valor de “e” se determina mediante el uso de la siguiente expresión:

$$e = \frac{M}{P} < \frac{B}{6} \quad \text{Ecuación 2.18}$$

Por lo que la cimentación está sometida a momento en una sola dirección M_x o M_y (existe excentricidad en un solo sentido como se muestra en la figura 2.35).

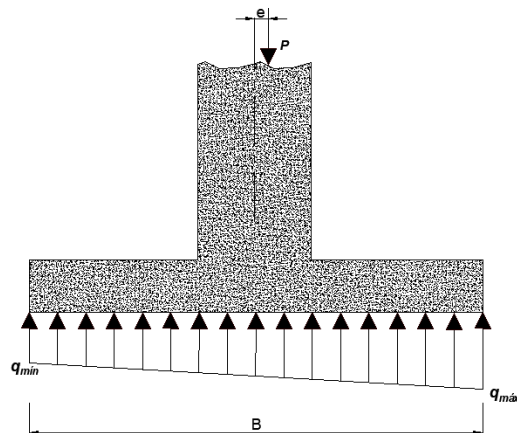


Figura 2. 35 Excentricidad por momento en una sola dirección (sobre el lado B).

El cálculo de la capacidad máxima y mínima será igual a:

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \text{Ecuación 2.19}$$

$$q_{m\acute{i}n} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad \text{Ecuación 2.20}$$

Para esta condición de carga es frecuente el uso de cimentaciones rectangulares.

Caso III: Excentricidad en un solo sentido con resultante de carga en la frontera del núcleo de compresión de la cimentación.

Es decir que $e \neq 0$, y el valor de “e” se determina mediante el uso de la siguiente expresión:

$$e = \frac{M}{P} = \frac{B}{6} \quad \text{Ecuación 2.21}$$

Por lo que la cimentación está sometida a momento en una sola dirección M_x o M_y (existe excentricidad en un solo sentido como se muestra en la figura 2.36).

Este caso no es favorable, aunque se pueda diseñar con él, pero el Ingeniero Estructurista antes de optar por este caso debe evaluar otras soluciones que tengan un mejor comportamiento estructural, y así poder realizar un diseño más confiable basado en otro tipo de alternativas.

En el caso en el cual no se tenga otra opción y se deba diseñar con excentricidad en un solo sentido y resultante de carga en la frontera del núcleo de compresión de la cimentación, se debe tomar muy en cuenta la experiencia del diseñador.

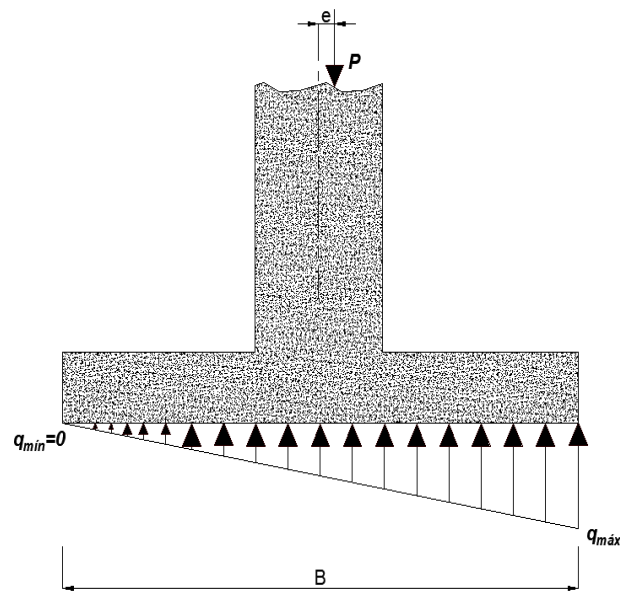


Figura 2. 36 Excentricidad con resultante de carga en la frontera del núcleo de compresión.

El cálculo de la capacidad máxima y mínima será igual a:

$$q_{\min} = 0 \quad \text{Ecuación 2.22}$$

$$q_{\max} = \frac{2P}{BL} \quad \text{Ecuación 2.23}$$

Caso IV: Excentricidad en un solo sentido con resultante de carga fuera del núcleo de compresión de la cimentación.

Es decir que $e \neq 0$, y el valor de “e” se determina mediante el uso de la siguiente expresión:

$$e = \frac{M}{P} > \frac{B}{6} \quad \text{Ecuación 2.24}$$

La resultante de carga cae fuera del núcleo de compresión, originando una inversión en el diagrama de presiones (ver figura 2.37) que se traduce en la aparición de esfuerzos de tensión sobre la cimentación.

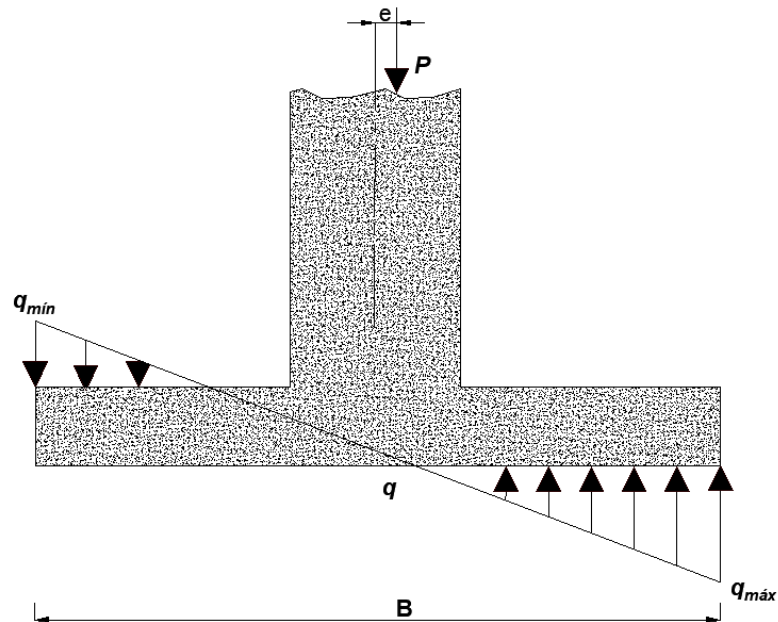


Figura 2. 37 Excentricidad con resultante de carga fuera del núcleo de compresión.

El cálculo de la capacidad máxima y mínima será igual a:

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{4P}{3L(B - 2e)} \quad \text{Ecuación 2.25}$$

El valor de $q_{m\acute{i}n}$ será negativo, lo que significa que se desarrollará tensión sobre la cimentación. Debido a que el suelo no puede soportar tensiones, se puede proporcionar un levantamiento entre la cimentación y el terreno en el que se apoya, por lo cual es un caso desfavorable para el Diseñador Estructural de una cimentación.

Algunas soluciones para solventar este tipo de excentricidad son:

- ✓ Aumentar la profundidad de desplante D_f con la finalidad de aumentar el peso de suelo sobre la cimentación y disminuir así el valor de excentricidad.

- ✓ Aumentar las dimensiones de la zapata con las mismas razones expuestas en el punto anterior.
- ✓ Desplazar el pedestal hacia el lado sometido a tensión, con la finalidad de favorecer la inversión del diagrama de esfuerzos. Para esta solución se debe tomar en cuenta el posible efecto de inversión de momentos en zonas sísmicas.

Caso V: Flexión Biaxial.

Esta situación se presenta cuando la viga de amarre no toma momentos. La zapata entonces trabaja a carga axial y a momentos flectores sobre los ejes "x" y "y", como se indica en la figura 2.38.

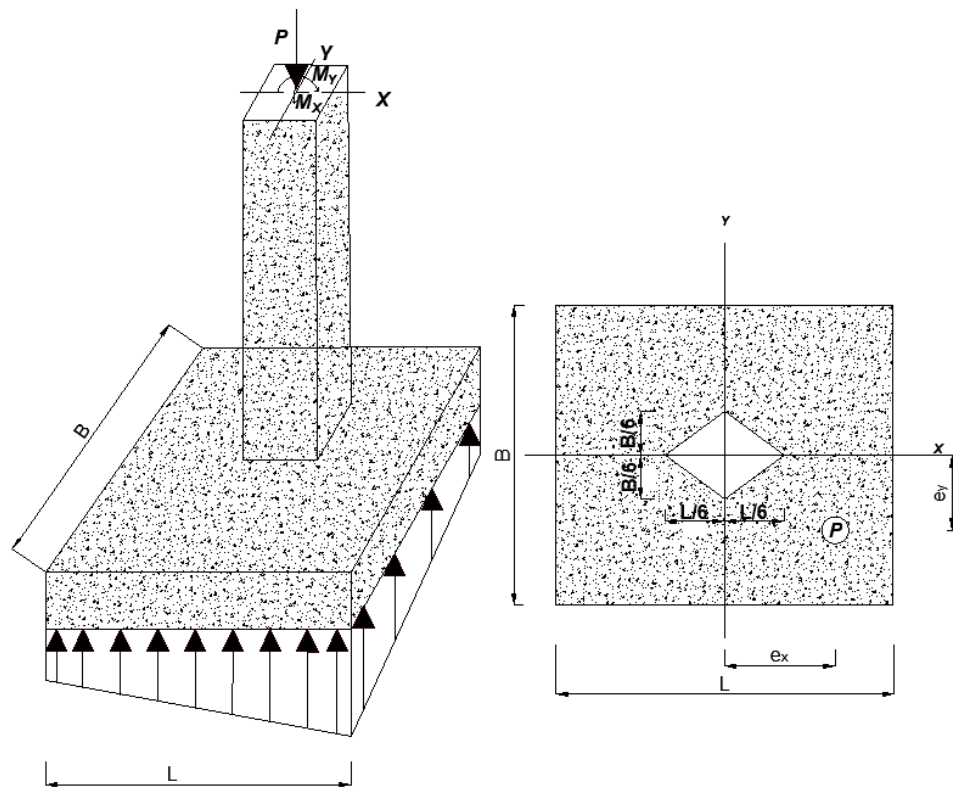


Figura 2. 38 Flexión Biaxial en zapata.

De acuerdo con la figura 2.38, la carga de servicio P actúa a la distancia " e_x " del eje " y " y " e_y " del eje " x "; de modo que:

$$e_x = \frac{M_y}{P} \quad \text{Ecuación 2.26}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} \quad \text{Ecuación 2.27}$$

Si $e_x \leq L/6$ y $e_y \leq B/6$ toda la superficie bajo la zapata estará sometida a compresión con una distribución de presiones en forma de prisma rectangular truncado o rebanado por un plano inclinado, tal como se muestra en la figura 2.38; lo cual dificulta el diseño de la zapata.

La distribución de presiones debajo de la zapata se puede expresar como:

$$q = \frac{P}{AL} \pm \frac{6Pe_x}{L^2B} \pm \frac{6Pe_y}{LB^2} \quad \text{Ecuación 2.28}$$

4) CAPACIDAD DE SOPORTE DEL SUELO.

Cuando una fundación aplica carga al subsuelo se producen asentamientos y, si la carga se incrementa lo suficiente, se forman en el suelo superficies de deslizamiento, a lo largo de las cuales se sobrepasa la resistencia al esfuerzo cortante, y finalmente se produce un colapso o falla por capacidad de carga.

5) PROFUNDIDAD DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Las zapatas de las fundaciones deberán ser fundadas debajo de la capa orgánica del suelo, debajo de cualquier relleno no consolidado, debajo de estructuras

subterráneas existentes ya sean viejas fundaciones sin uso y debajo de cualquier estrato débil y de baja calidad. La profundidad de desplante (D_f) debe ser ≥ 1.5 m.

6) ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.

En las fundaciones superficiales se deben cumplir los requisitos de resistencia y estabilidad para cualquier combinación de las cargas externas actuantes. Se deben distinguir dos etapas con base al estudio de suelos:

- La determinación de la forma y dimensiones en planta de la fundación.
- El diseño de la fundación, su altura, la cuantía de acero de refuerzo y la distribución de las barras.

7) DIMENSIONAMIENTO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES.

Las dimensiones en planta de la fundación se obtienen con las cargas de servicio de las columnas, el peso del relleno sobre la fundación, el peso propio de la misma y los esfuerzos admisibles del suelo de fundación (que es proporcionado por el estudio de suelos).

Si además, el análisis toma las consideraciones de las cargas de viento o sismo (no simultáneas), su efecto se sumará a las cargas gravitacionales ya consideradas.

Cuando actúan cargas sísmicas, las normas permiten incrementar la resistencia del suelo (q_{adm}) en un 33%.

8) DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA FUNDACIÓN.

Cuando ya se ha determinado el tamaño y forma de la fundación en planta, de acuerdo con el " q_{adm} " del suelo, se procede a diseñarlas en concreto reforzado, permitiendo hallar los momentos flectores y los esfuerzos de corte y punzonado para definir la altura útil y la distribución del área necesaria de las barras de acero de la armadura resistente.

El Diseñador Estructural de la fundación consiste en determinar el espesor y cuantías de acero de refuerzo para cumplir con los requerimientos de corte, flexión, adherencia, transferencias de esfuerzos y aplastamiento.

9) CRITERIOS DE DISEÑO PARA FUNDACIONES SUPERFICIALES.

Las fundaciones superficiales deben diseñarse bajo ciertos criterios para soportar las siguientes solicitaciones:

- a) Flexión
- b) Corte
- c) Punzonado
- d) Adherencia y Longitud de Transferencia.
- e) Aplastamiento (o Transferencia de Esfuerzos).

a) Flexión en fundaciones superficiales.

La flexión se produce por la reacción del suelo de fundación en las áreas de la base que sobresalen de las caras de las columnas o pedestales. El

comportamiento a flexión de las fundaciones superficiales es el mismo que las losas o placas de entrepiso bajo cargas gravitacionales. En el caso de las fundaciones, sin embargo, las cargas que flexionan las zapatas actúan de abajo hacia arriba, con la reacción del suelo bajo las fuertes cargas transmitidas por las columnas (ver figura 2.39).

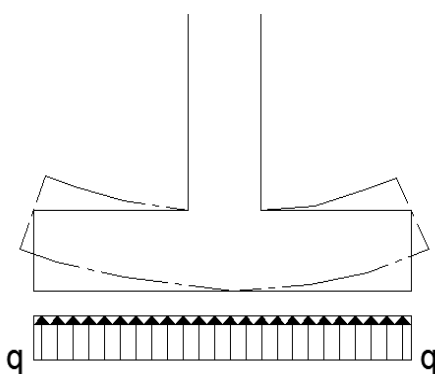


Figura 2. 39 Deformación por flexión.

El factor de reducción de resistencia (ϕ) para los elementos sometidos a momento se obtiene del capítulo 21 del ACI 318S-14. Según la sección 21.2 en su tabla 21.2.1 este valor varía de 0.65 a 0.9 de acuerdo a los criterios de la tabla 21.2.2 del mismo capítulo (ver tabla 2.5).

Tabla 21.2.2- Factor de reducción de resistencia, ϕ , para momento, carga axial, o combinación de momento y carga axial.

Deformación unitaria neta a tracción, ε_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		Otro	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0.005$	Transición	$0.75 + 0.15 \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.005 - \varepsilon_{ty}}$	(c)	$0.65 + 0.15 \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.005 - \varepsilon_{ty}}$	(d)
$\varepsilon_t \geq 0.005$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

Tabla 2. 5 Tabla para determinar el factor de reducción de resistencia para momento según ACI 318S-14.

La sección crítica para el cálculo del momento mayorado máximo se define:

- A la cara de la columna, pedestal o muro, cuando estos son de concreto reforzado (figura 2.40 a).
- A la cara de la columna o pedestal equivalente cuando estos no son rectangulares y son de concreto.
- A la mitad entre el eje central y el borde de la columna, pedestal o muro, cuando estos son de mampostería (figura 2.40 b).
- A la mitad entre el borde de la columna metálica y el borde de la plancha base de acero, para zapatas que soportan columnas metálicas sin pedestal (figura 2.40 c).

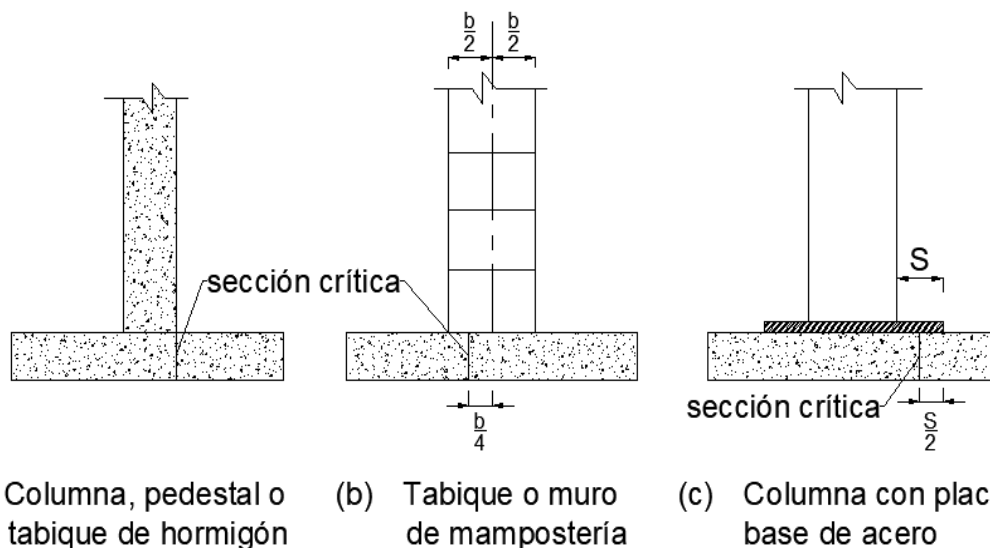


Figura 2. 40 Ubicación de las secciones críticas para determinar el máximo momento mayorado en una zapata.

La armadura mínima en zapatas de fundación será la requerida por retracción y cambios de temperatura según la tabla 8.6.1.1 del ACI 318S-14 (ver tabla 2.6).

Tabla 8.6.1.1 del ACI 318S-14

Tipo de refuerzo	$f_y, Kg/cm^2$	$A_{s, min}, mm^2$	
Refuerzo corrugado	$< 4200 Kg/cm^2$	$0.0020A_g$	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	$\geq 4200 Kg/cm^2$	Mayor de:	$\frac{0.0018 * 4200}{f_y} A_g$
			$0.0014A_g$

Tabla 2. 6 Criterios para armadura mínima en zapatas de fundación según tabla 8.6.1.1 del ACI 318S-14.

La tabla 2.6 presenta el acero mínimo para refuerzo tipo corrugado con valores menores y mayores de f_y a $4200 Kg/cm^2$, mientras que para el refuerzo de alambre electrosoldado solamente es para valores de f_y mayores o iguales a $4200 Kg/cm^2$.

Para zapatas de espesor variable, el valor mínimo requerido de acero de refuerzo de flexión es:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * h \quad \text{Ecuación 2.29}$$

Cuando el peralte de la zapata sea ≥ 30 cm se dispondrá de acero en la parte superior.

b) Corte en fundaciones superficiales.

El mecanismo de falla por corte en las bases de fundación se asemeja al de las placas de entrepiso (figura 2.41). Es necesario tener una idea clara del proceso de fisuración por corte, para aplicar las hipótesis usadas en el análisis y diseño de las fundaciones.

Las fisuras inclinadas comienzan siempre a formarse cerca de las cargas concentradas transmitidas por las columnas, con ángulos de 45° . Los esfuerzos

de corte verticales son el resultado del corte total que debe soportarse en la zona comprimida, por encima de las fisuras inclinadas.

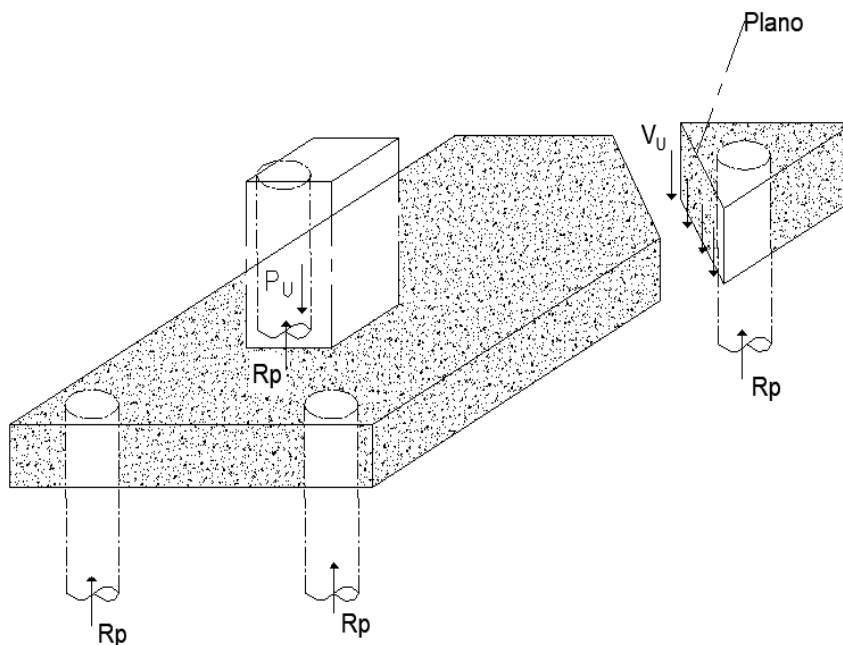
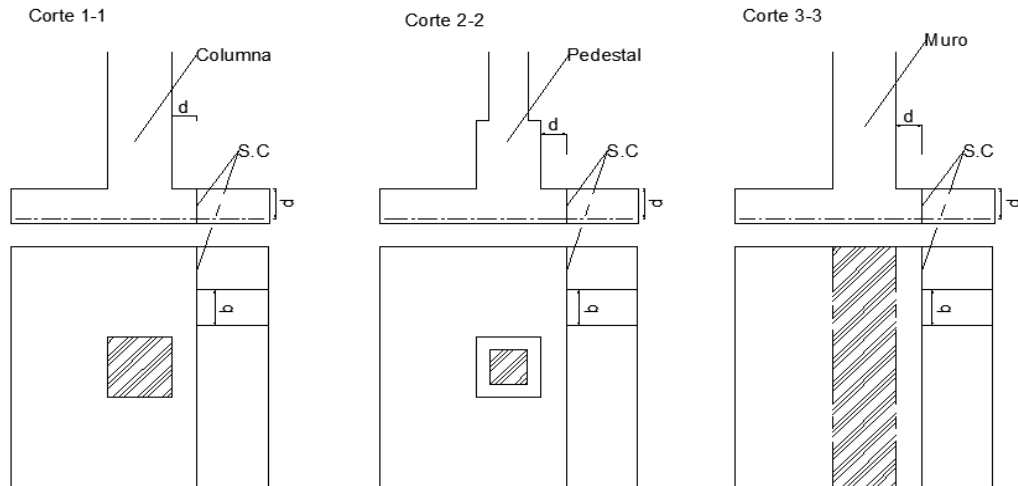


Figura 2. 41 Plano para determinar la fuerza cortante.

La sección crítica para el cálculo de la fuerza cortante máxima mayorada originada por la flexión, se determinará a una distancia d (altura útil de la zapata de fundación):

- De la cara de la columna, pedestal o muro, cuando estos son de concreto (figura 2.42).
- De la cara de la columna o pedestal equivalente, cuando estos son de concreto.
- De la mitad entre el eje central y el borde de la columna, pedestal o muro, cuando estos son de mampostería (figura 2.43).

- De la mitad entre el borde de la columna metálica y el borde de la plancha base de acero, para zapatas que soportan columnas metálicas sin pedestal (figura 2.44).



b: Ancho unitario 1 m
 S.C: Sección crítica
 Figura 2. 42 Secciones críticas.

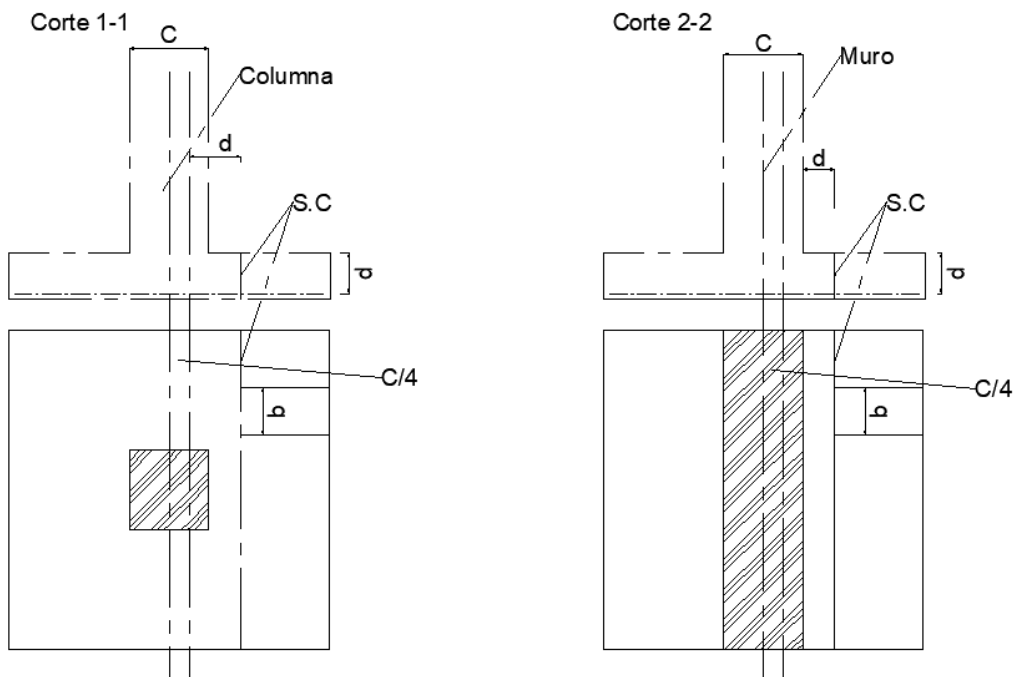


Figura 2. 43 Secciones críticas.

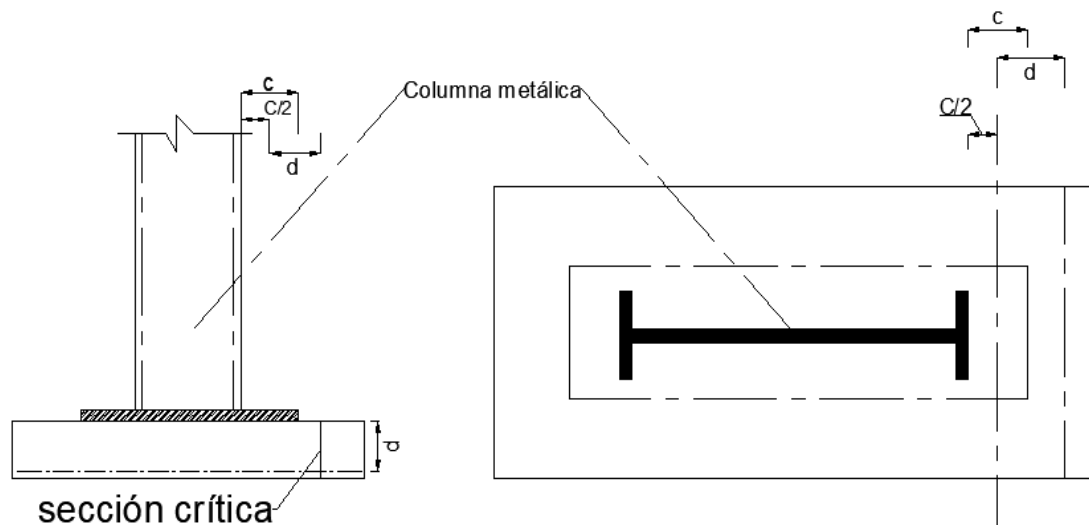


Figura 2. 44 Secciones críticas.

Es poco usual que las fundaciones superficiales se armen por corte. Por lo tanto, los esfuerzos cortantes deben resistirse únicamente con el concreto de la fundación.

$$v_u \leq \phi v_c \quad \text{Esfuerzo Cortante}$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad \text{Fuerza Cortante}$$

El valor del factor de reducción de resistencia (ϕ) para cortante debe ser **0.75** según la sección 21.2 en su tabla 21.2.1 del ACI 318S-14, con los siguientes requisitos adicionales para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos dados en la sección 21.2.4:

- ✓ En cualquier elemento que se diseñe para resistir efectos sísmicos, ϕ para cortante debe ser 0.60 si la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a momento del elemento.

- ✓ El valor de ϕ para cortante en diafragmas no debe exceder el valor mínimo de ϕ para cortante usado para los elementos verticales del sistema primario de resistencia ante fuerzas sísmicas.
- ✓ En nudos viga-columna y vigas de acople reforzadas en forma diagonal, ϕ para cortante debe ser 0.85.

Esfuerzo Cortante Resistente del Concreto:

$$\phi v_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 2.30} \quad \text{En el sistema MKS.}$$

Fuerza Cortante Resistente del Concreto:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad \text{Ecuación 2.31} \quad \text{En el sistema MKS.}$$

c) Punzonado en fundaciones superficiales.

El punzonado es un corte doble, donde el área cargada atraviesa o perfora un elemento estructural bidimensional (figura 2.45).

Los esfuerzos cortantes por punzonado producen fisuras inclinadas formando una pirámide truncada en el pie de la columna o pedestal.

Como resultado, se crean fuerzas cortantes en planos a distancias $d/2$ rodeando las caras de las columnas o pedestal, así como las fuerzas axiales de compresión, adicionalmente a la acción de membrana de la placa.

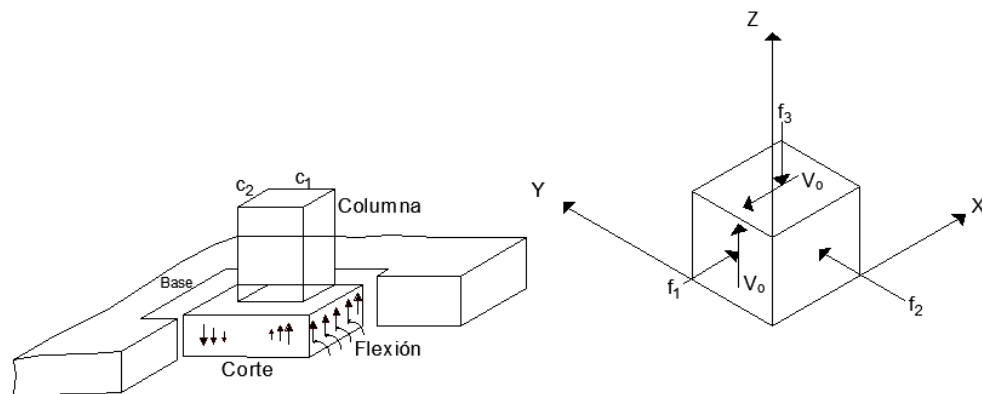


Figura 2. 45 Mecanismo de falla por punzonado.

El punzonamiento es el esfuerzo cortante que se produce no por la flexión sino por el punzante alrededor de la columna sobre la zapata. Se determinará este en el área crítica (área delimitada por " b_o ") a una distancia $d/2$ alrededor de la columna, pedestal o columna equivalente (ver figura 2.46).

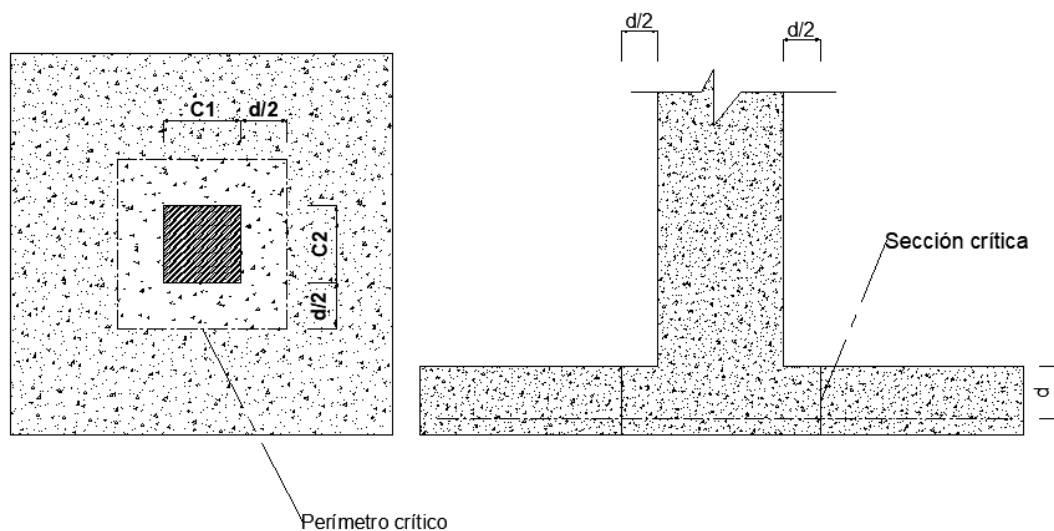


Figura 2. 46 Sección crítica de Punzonamiento.

En las fundaciones superficiales sin acero de refuerzo por corte, la resistencia a corte por punzonado será el menor de los valores según la tabla 22.6.5.2 del ACI 318S-14 (ver tabla 2.7).

Tabla 22.6.5.2 de ACI 318S-14

v_c		
El menor de (a), (b) y (c):	$1.1\lambda\sqrt{f'c}$	(a)
	$0.53\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}$	(b)
	$0.27\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'c}$	(c)

Tabla 2. 7 Resistencia a corte por punzonado según tabla 22.6.5.2 del ACI 318S-14.

En la cual:

$$\alpha_s = 10.6 \text{ Columnas Interiores.}$$

$$\alpha_s = 8.0 \text{ Columnas Laterales.}$$

$$\alpha_s = 5.3 \text{ Columnas de Esquina.}$$

$$\beta = \frac{\text{Lado mayor de la columna}}{\text{Lado menor de la columnas}} \geq 1$$

$$b_o = 4 * (b + d) \quad \text{Ecuación 2.32 (ver figura 2.47)}$$

Para obtener la fuerza cortante resistente del concreto se multiplican las ecuaciones anteriores por $b_o * d$.

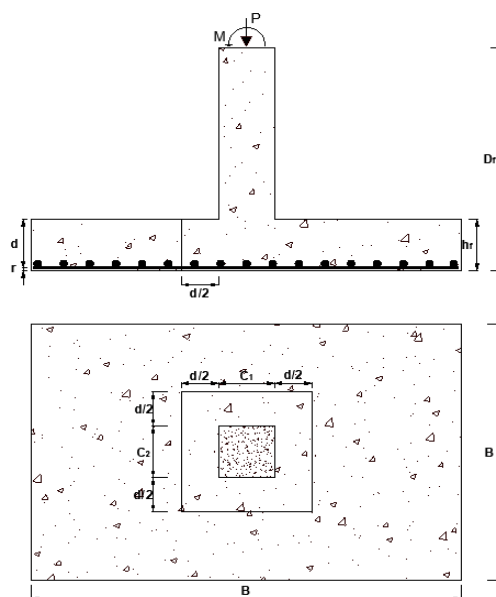


Figura 2. 47 Sección para determinar el área de punzonado.

d) Adherencia y Longitud de Transferencia.

- No se permiten traslapes en varillas mayores a las N° 11.
- El cálculo de la adherencia y longitud de desarrollo se hará en las secciones definitivas para momento flector y en los planos donde ocurra cambios de sección.
- En la figura 2.48 se detalla la longitud de desarrollo (l_d) tomando en cuenta las practicas constructivas.
- La longitud de desarrollo por adherencia (l_d) de varillas sometidas a tensión deberá ser mayor o igual a:

$$l_d = \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b \quad \text{Ecuación 2.33}$$

Donde:

$$\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right) \leq 2.5 \quad \text{Ecuación 2.34}$$

$$l_d \geq 30cm$$

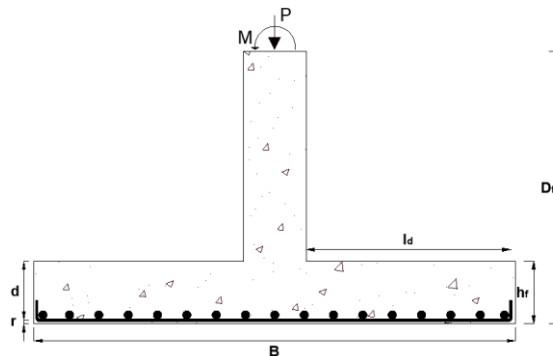


Figura 2. 48 Ilustración de la longitud de desarrollo.

e) Aplastamiento (transferencia de esfuerzos)

La Resistencia de diseño al aplastamiento debe cumplir con:

$$\phi B_n \geq B_u$$

Lo anterior, para cada combinación de mayoración de carga aplicable. El valor para el factor de reducción de resistencia por aplastamiento ϕ es de 0.65 según la tabla 21.2.1 de la sección 21.2 del ACI 318S-14. La Resistencia nominal al aplastamiento, B_n , debe calcularse de acuerdo con la Tabla 22.8.3.2 del ACI 318S-14 (ver tabla 2.8).

Tabla 22.8.3.2 del ACI 318S-14

Geometría del área de apoyo	B_n		
La superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada	El menor de (a) y (b)	$\sqrt{A_2/A_1} (0.85f'_c A_g)$	(a)
		$2(0.85f'_c A_1)$	(b)
Otros casos	$0.85f'_c A_1$		(c)

Tabla 2. 8 Resistencia nominal al aplastamiento según tabla 22.8.3.2 del ACI 318S-14.

Para A_1 y A_2 ver figura 2.49.

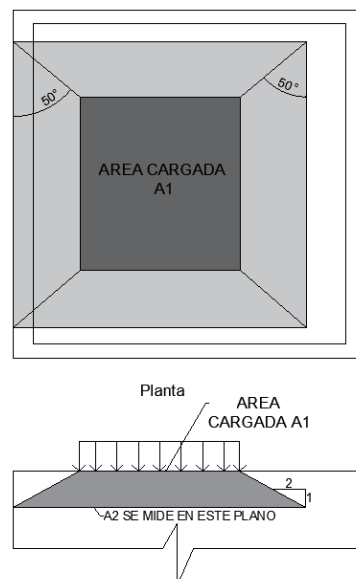


Figura 2. 49 Ubicación de A_1 y A_2 en planta, tomada del ACI 318S-14.

Cuando los esfuerzos de aplastamiento exceden la resistencia del concreto al aplastamiento, se proporciona refuerzo entre la zapata y la columna y el refuerzo proporcionará el excedente de la fuerza de aplastamiento.

$$A_s \geq \frac{(f_a - f_c) * A_1}{\phi * f_y} \quad \text{Ecuación 2.35}$$

Las barras del acero de transferencia deben cumplir los requerimientos de longitud de desarrollo de compresión mencionados en la sección 2.4.1. Se deberá prolongar todas las varillas provenientes del pedestal dentro de la zapata y se verificará su anclaje (l_{dh}).

2.3.1.2. CIMENTACIONES PROFUNDAS

Si después de efectuado el estudio geotécnico se determina un suelo con poca resistencia, entonces se recurre a cimentaciones profundas.

¿En qué casos se utilizan las Cimentaciones Profundas?

- a) Se opta por cimentaciones profundas cuando los esfuerzos transmitidos por el edificio no pueden ser distribuidos suficientemente a través de una cimentación superficial, y en la solución probable se sobrepasa la capacidad portante del suelo.

También se opta por una cimentación profunda cuando el terreno tiende a sufrir o a soportar grandes variaciones estacionales: por hinchamientos y retracciones.

- b) Cuando los estratos próximos al cimiento pueden provocar asentamientos imprevisibles y a cierta profundidad, caso que ocurre en terrenos de relleno o de baja calidad.
- c) En edificios sobre el agua.
- d) Cuando los cimientos están solicitados a tensión; tal como ocurre en edificios altos sometidos a esfuerzos por vientos, o en estructuras que necesitan elementos sometidos a tensión para lograr estabilidad, como estructuras de cables o cualquier estructura anclada al suelo.
- e) Para resistir cargas inclinadas, como aquellos pilotes que se colocan en los muelles para resistir el impacto de los cascos de barcos durante el atraque (tablestacado).
- f) Para el recalce de cimientos existentes.

Las cimentaciones profundas son las siguientes:

- 1) Muros Pantalla
- 2) Pilotes

A. MUROS PANTALLA

Los Muros Pantalla (figura 2.50) constituyen un tipo de Cimentación Profunda muy usada en edificios de altura, que actúa como un muro de contención y brinda muchas ventajas por ahorro de costes y mayor desarrollo en superficies.



Figura 2. 50 Cimentación profunda de muros pantalla.

Es la tipología de Cimentaciones más difundida en áreas urbanas para edificios con sótano en un predio entre medianeras, en parkings y a modo de barreras de contención de agua subterránea en túneles y carreteras.

El muro pantalla es un muro de contención que se construye antes de efectuar el vaciado de tierras, y transmite los esfuerzos al terreno. Estos elementos estructurales subterráneos se emplean también en forma temporal para la contención y retención de paredes.

Los muros pantalla pueden ser auto portantes (aguantan los empujes laterales sin ayuda de otro elemento) o anclados y/o arriostrados metálicamente. Se dispone para la excavación de estos muros de cucharas hidráulicas y al cable (con pesos de 10 a 18 toneladas), permitiendo la ejecución de espesores desde 0,45 a 1,2 m.

B. PILOTES

Se denomina pilote al elemento constructivo de cimentación profunda de tipo puntual utilizado en obras, que permite transmitir las cargas de la superestructura e infraestructura a través de estratos flojos e inconsistentes, hasta estratos más profundos con la capacidad de carga suficiente para soportarlas; o bien, para repartir estas en un suelo relativamente blando de tal manera que atraviesen lo suficiente para que permita soportar la estructura con seguridad.

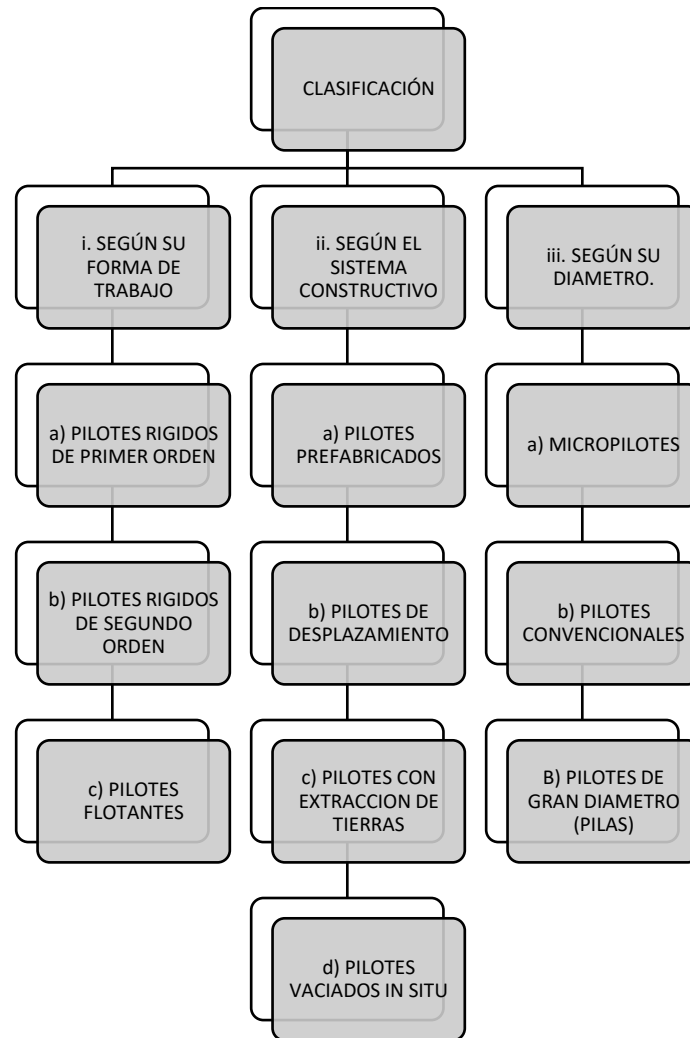
En la cimentación por pilotaje deben observarse los siguientes factores de incidencia:

- a) El rozamiento y adherencia entre suelo y cuerpo del pilote.
- b) La resistencia por punta, en caso de transmitir compresiones; para absorber esfuerzos de tensión puede ensancharse la parte inferior del pilote, para que trabaje el suelo superior.
- c) La combinación de ambos.

La clasificación, los materiales y el diseño de los pilotes se exponen a continuación.

I. CLASIFICACION:

Los pilotes pueden clasificarse según su forma de trabajo, según el sistema constructivo y según su diámetro. Cada una de las formas en que se clasifican se detallan a continuación en el esquema 2. 1.



Esquema 2. 1 Clasificación de pilotes.

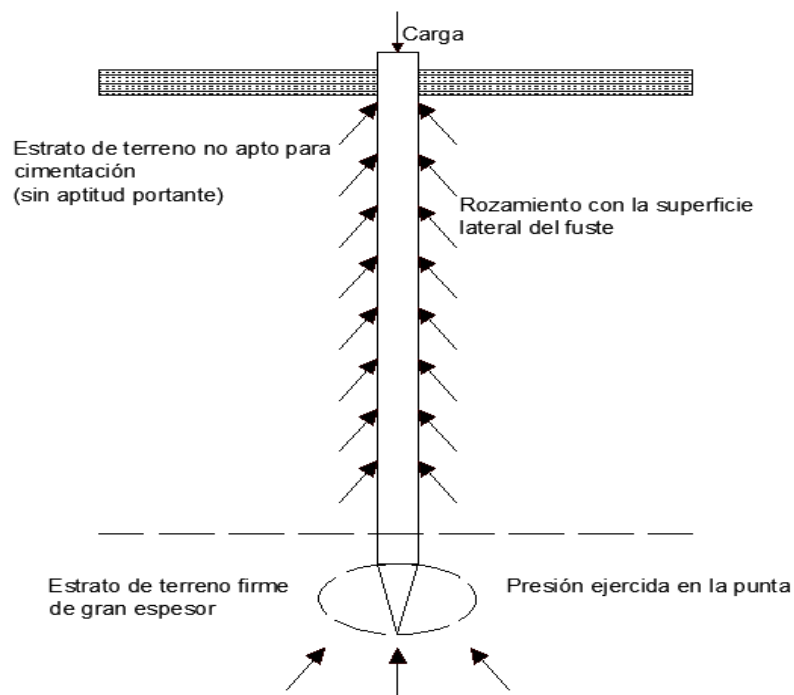
i. Según su forma de trabajo

Según su forma de trabajo, los pilotes pueden ser rígidos de primer orden, rígidos de segundo orden o pueden ser flotantes.

a) Pilotes rígidos de primer orden.

Funcionan principalmente como una columna que, al soportar una carga sobre su extremo superior, desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo sobre

un estrato resistente (figura 2.51). El pilote trabaja por punta, clavado a gran profundidad. Las puntas de los pilotes se clavan en terreno firme de manera que se confía en el apoyo en ese estrato, aún si hubiere una pequeña descarga por rozamiento del fuste al atravesar estratos menos resistentes; lo cual denota que las fuerzas de sustentación actúan sobre la punta del pilote, y en menor medida mediante el rozamiento de la superficie lateral del pilote. Esta acción lateral del terreno elimina el riesgo de pandeo. Los pilotes rígidos de primer orden son el mejor apoyo y el más seguro, porque se apoya en un terreno de gran resistencia.



CIMENTACION RIGIDA DE 1ER ORDEN

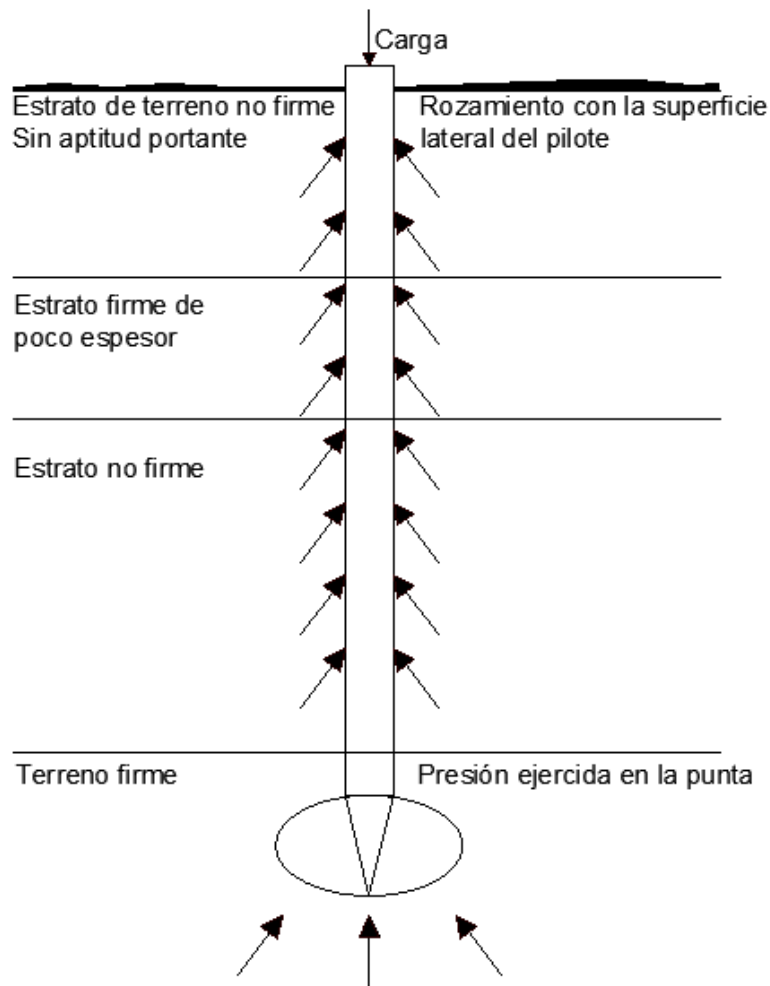
Figura 2. 51 Pilote que trabaja por punta.

b) Pilotes rígidos de segundo orden.

Cuando el pilote se encuentra con un estrato resistente, pero de poco espesor y otros inferiores menos firmes. En este caso se debe utilizar un pilote rígido de

segundo orden y éste se debe profundizar hasta que la punta llegue a encontrar terreno firme de mayor espesor (figura 2.52).

Este tipo de pilote transmite su carga al terreno por punta, pero también descarga gran parte de los esfuerzos en las capas de terreno que ha atravesado por rozamiento lateral. La punta al perforar la primera capa firme, puede sufrir asentamientos diferenciales considerables.



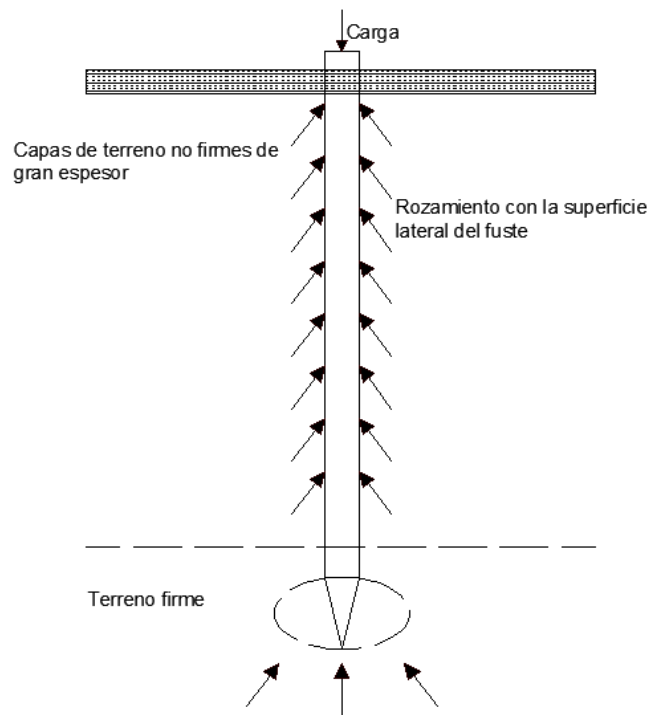
CIMENTACION RIGIDA DE 2DO ORDEN

Figura 2. 52 Pilote que trabaja por punta y rozamiento lateral.

c) Pilotes flotantes.

Cuando el terreno donde se construye posee el estrato a gran profundidad; en este caso los pilotes están sumergidos en una capa blanda y no apoyan en ningún estrato de terreno firme, por lo que la carga que transmite al terreno lo hace únicamente por efecto de rozamiento del fuste del pilote (figura 2.53). Su valor resistente es en función de la profundidad, diámetro y naturaleza del terreno.

Se calcula la longitud del pilote en función de su resistencia. En forma empírica sabemos que los pilotes cuya longitud es menor que la anchura de obra, no pueden soportar su carga.



CIMENTACION FLOTANTE

Figura 2. 53 Pilote trabajando por rozamiento del fuste.

ii. Según el sistema constructivo.

Según el sistema constructivo los pilotes pueden ser: pilotes prefabricados, pilotes de desplazamiento y pilotes con extracción de tierras.

a) Pilotes prefabricados.

Los pilotes prefabricados también se los conoce por el nombre de pilotes pre moldeados, estos pertenecen a la categoría de cimentaciones profundas; pueden estar contruidos con concreto armado ordinario o con concreto pretensados similares a postes de luz o secciones metálicas (figura 2.54).

Su sección suele ser cuadrada y sus dimensiones normalmente son de 30 cm. x 30 cm. o 45 cm. x 45 cm. También se construyen con secciones hexagonales en casos especiales.



Figura 2. 54 Pilotes prefabricados.

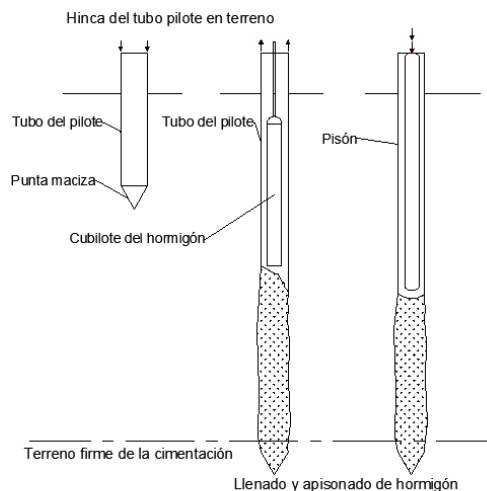
Están compuestos por dos armaduras: una longitudinal con 4 diámetros de 25 mm. y otra transversal compuesta por estribos de varilla de sección 8 mm como mínimo. La cabeza del pilote se refuerza uniendo los cercos con una separación de 5 cm en una longitud que oscila en 1 m. La punta va reforzada con una pieza metálica especial para permitir la hincada.

b) Pilotes de desplazamiento.

Los pilotes de desplazamiento son los pilotes que se construyen sin extraer las tierras del terreno y tienen dos sistemas de ejecución diferentes. Los sistemas de ejecución de los pilotes de desplazamiento son: pilotes de desplazamiento con azuche y pilotes de desplazamiento con tapón de gravas.

1. Pilotes de Desplazamiento con Azuche.

Se utilizan cuando los pilotes poseen diámetros pequeños (se considera entre 30 y 65 cm. aproximados) y el terreno es resistente pero poco estable (figura 2.55).



Pilotes de desplazamiento con azuche y entubación recuperable.

Figura 2. 55 Pilotes de Desplazamiento con Azuche.

2. Pilotes de Desplazamiento con Tapón de Gravas.

Este sistema se realiza por una hinca y entubación por golpe sobre un tapón de gravas u concreto, introducido antes en la entubación (figura 2.56).

Se trata de un tipo de pilote usado en cimentaciones o fundaciones, hecho por desplazamiento del terreno al golpear el tapón de grava en el mismo.

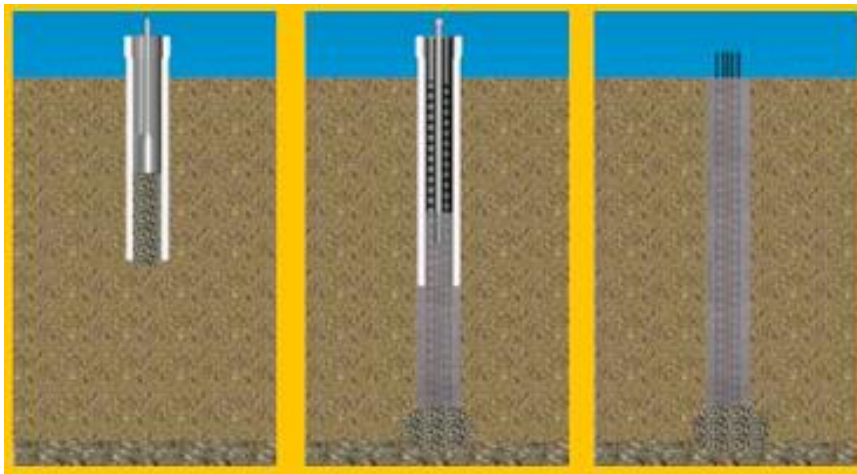


Figura 2. 56 Pilotes de Desplazamiento con Tapón de Gravas.

c) Pilotes con extracción de tierras.

Este sistema de Pilotaje por Extracción de Tierras requiere que las tierras de la excavación sean extraídas antes de la ejecución del hormigonado de pilotes (figura 2.57).

Dentro de la clasificación de pilotes con extracción de tierras, podemos mencionar:

Pilotes de Extracción con Entubación Recuperable: por lo general son pilotes de grandes dimensiones, con diámetros entre 45 y 125 cm.

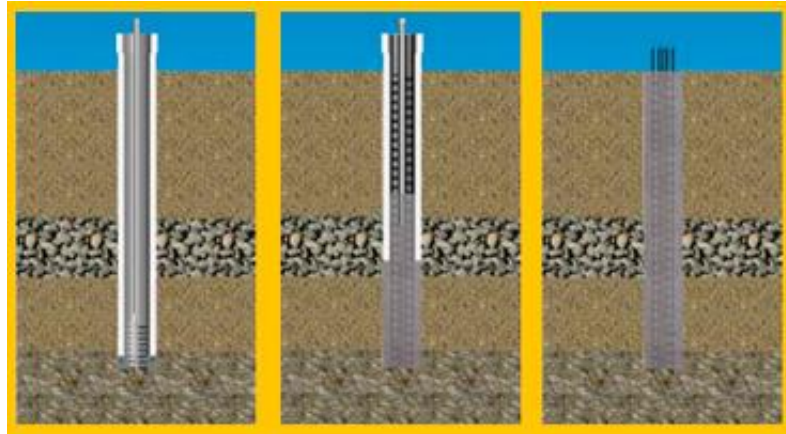


Figura 2. 57 Pilotes de extracción con entubación recuperable.

d) **Pilotes vaciados in situ.**

Los Pilotes vaciados in situ son un tipo de pilotes ejecutados en obra, tal como su nombre lo indica, en el sitio, en el lugar (figura 2.58).



Figura 2. 58 Colocación del refuerzo para en vaciado posterior.

iii. **Según el diámetro del pilote.**

- a) **Micro pilotes:** Diámetro menor de 200 mm. Se emplean en obras de recalce.
- b) **Pilotes convencionales:** De 300 a 600 mm.
- c) **Pilotes de gran diámetro (pilas):** Diámetro mayor de 800 mm.

II. MATERIALES

Indicamos los materiales utilizados en pilotes con una breve explicación para cada material debido a que la orientación de este trabajo es estructural.

i. Madera.

La madera se emplea desde la prehistoria; en ese entonces los habitantes lacustres construían sus chozas apoyándolas sobre troncos hincados en el lecho del lago. Estos troncos lograron conservarse mientras las aguas que los rodeaban eran ácidas, es decir de pantanos turbosos.

En los pilotes más grandes la carga de trabajo no ha de superar las 25 toneladas. Esta clase de pilotaje se emplea donde el tronco de árbol es un material habitual fácil de encontrar en ese lugar, o cuando se trata de cimentaciones en zonas lacustres.

ii. Acero.

Se utilizan con secciones en H o en Cajón. En tipo cajón pueden rellenarse de concreto después de haberse colocado.

A veces se constituye el pilotaje con perfiles planos empalmables, es el tablestacado, que se consiguen con secciones de acero laminado en caliente. Se les utiliza como contención de tierras y como barrera del agua en caso de

excavaciones para cimentaciones, sótanos. En muelles y zonas ribereñas también suele usarse.

Para evitar la corrosión, el acero puede contener una cantidad importante de cobre, se le llama acero de oxidación controlada o estar impregnado con pintura bituminosa.

Los hincados en pilotes de acero son más fuertes y vigorosos. Si es necesario, pueden recuperarse y se les puede hacer variar su longitud por corte o por soldadura.

iii. Concreto.

Los pilotes fabricados de este material se dividen en:

- ✓ Pilotes Prefabricados
- ✓ Pilotes vaciados in Situ

III. DISEÑO

i. Armadura para concreto reforzado.

Las armaduras se conforman como si fuesen jaulas; las armaduras longitudinales están constituidas por barras colocadas uniformemente en el perímetro de la sección, y el armado transversal lo constituye un zuncho en espiral o cercos de redondos de 6 mm de sección, con una separación de 20 cm.

El diámetro exterior del zuncho será igual al diámetro de pilote, restándole 8 cm; así se obtiene un recubrimiento mínimo de 4 cm. La cantidad de barras y el diámetro de las mismas, se calcula en función de la carga que deba soportar el pilote.

ii. Descabezado y Encepado

Los pilotes se descabezan, por ello, siempre se elimina el concreto de baja calidad que queda en la parte superior (ver figura 2.59).



Figura 2. 59 Descabezado de pilotes.

En la figura 2.60 se muestra como quedan las armaduras al descubierto que se entrelazan al encepado.

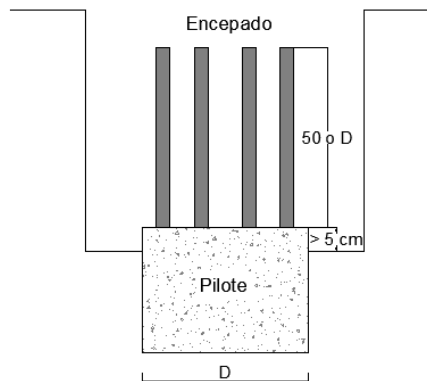


Figura 2. 60 Encepado de pilotes.

La longitud de la armadura debe permitir que posterior al descabezado, queden sobresaliendo del pilote 50 cm o D.

Las armaduras longitudinales del pilote se empalman por un solape mínimo de 40 cm, van soldadas o atadas con alambre en toda su longitud.

Posterior al descabezado, los pilotes deben sobresalir del terreno lo suficiente para permitir el empotramiento del concreto de 5 cm mínimo para el encepado.

iii. **Diseño según ACI 318S-14**

a. Refuerzo longitudinal.

- 1) Según la sección 18.13.4.1 del ACI 318S-14 los pilotes, pilas o cajones de cimentación que resistan fuerzas de tensión deben tener refuerzo longitudinal continuo a lo largo de la zona que resiste las fuerzas de tensión. El refuerzo longitudinal debe detallarse para transferir las fuerzas de tensión del cabezal de los pilotes a los estructurales soportados.
- 2) En base a la sección 18.13.4.2 del ACI 318S-14, cuando las fuerzas de tensión inducidas por los efectos sísmicos sean transferidas entre el cabezal de pilotes o losa de cimentación y un pilote prefabricado por barras de refuerzo colocadas con mortero inyectado o post instaladas en la parte superior del pilote, se debe haber sido demostrado mediante ensayos que el sistema de inyección desarrolla al menos el $1.25f_y$ de la barra.

b. Refuerzo transversal.

1) De acuerdo a la sección 18.13.4.3 del ACI 318S-14, los pilotes, pilas o cajones de cimentación deben tener refuerzo transversal de acuerdo con lo indicado en **18.7.5.2(a)** hasta (e), **18.7.5.3** y **18.7.5.4**, excluyendo los requisitos de (c) y (f) de la Tabla 18.7.5.4, en las zonas definidas en (a) y (b):

(a) En la parte superior del miembro en por lo menos cinco veces la dimensión transversal del miembro, pero no menos de 1.8 m por debajo de la parte inferior del cabezal del pilote.

(b) Para las partes de los pilotes embebidas en un suelo que no es capaz de proveer soporte lateral, o están al aire o en agua, a lo largo de toda la longitud del tramo sin soporte más la longitud requerida en (a).

18.7.5.2: El refuerzo transversal debe disponerse de acuerdo con (a) a (f):

(a) El refuerzo transversal debe consistir ya sea en espirales simples o entrelazadas, o estribos cerrados de confinamiento circulares o rectilíneos con o sin ganchos suplementarios.

(b) Los dobleces de estribos cerrados de confinamiento rectilíneos y de ganchos suplementarios deben abrazar barras periféricas longitudinales de refuerzo.

(c) Pueden usarse ganchos suplementarios del mismo diámetro, o menor, al de los estribos cerrados de confinamiento, siempre y cuando se cumpla

con la limitación de **25.7.2.2**. Los ganchos suplementarios consecutivos deben tener sus extremos alternados a lo largo del refuerzo longitudinal y alrededor del perímetro de la sección.

25.7.5.2: El diámetro de la barra del estribo debe ser al menos (a) o (b):

(a) Barras No. 3 encerrando barras longitudinales No. 10 o menores.

(b) Barras No. 4 encerrando barras longitudinales No. 11 o mayores o paquetes de barras longitudinales.

(d) Donde se usen estribos cerrados de confinamiento o ganchos suplementarios, éstos deben proveer soporte lateral al refuerzo longitudinal de acuerdo con **25.7.2.2** y **25.7.2.3**.

25.7.2.3: Los estribos rectilíneos deben disponerse de tal forma de cumplan con (a) y (b):

(a) Cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 grados.

(b) Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente.

(e) El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamiento **hx** de las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho

suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la sección de la columna.

- (f) Cuando $P_u > 0.3Ag f'_c$ o $f'_c > 700 \text{ Kg/cm}^2$ en columnas con estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, toda barra longitudinal, o paquete de barras, alrededor del perímetro del núcleo de la columna debe tener soporte lateral provisto por la esquina del estribo cerrado de confinamiento o por un gancho sísmico, y el valor de h_x no debe exceder 200 mm. P_u debe ser el máximo valor en compresión consistente con las combinaciones de mayoración de carga que incluyan **E**.

18.7.5.3: La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de

(a) hasta (c):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) S_o según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$S_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \quad \text{Ecuación 2.36}$$

El valor de S_o de la ecuación (18.7.5.3) no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

- 2) En base a 18.13.4.4, para pilotes prefabricados de concreto hincados, la longitud de refuerzo transversal proporcionada debe ser suficiente para tener

en cuenta las variaciones potenciales de la profundidad a la que llega la punta del pilote.

- 3) Según 18.13.4.5, los pilotes, pilas o cajones de cimentación que soportan edificaciones de uno o dos pisos con muros de carga de aparcamiento compuestos por un entramado con montantes y diagonales contrachapado, están exentos de los requisitos de refuerzo transversal indicado en **18.13.4.3** y **18.13.4.4**.
- 4) Según 18.13.4.6, los cabezales de pilotes que incorporan pilotes inclinados deben diseñarse para resistir la totalidad de la resistencia a compresión de los pilotes inclinados actuando como columnas cortas. Los efectos de esbeltez en los pilotes inclinados se deben considerar dentro de la porción del pilote en suelo que no es capaz de proporcionar soporte lateral, o que queda al aire o en el agua.

2.3.2. PEDESTALES.

Los pedestales son ensanchamientos de la parte inferior de las columnas, que permiten incrementar el área de contacto de éstas con la cimentación (figura 2.61), transmitiendo las cargas axiales y los momentos flectores a la fundación o a las vigas de riostras.

La sección transversal de los pedestales puede ser diferente a la de las columnas, pero se exige que ambas sean concéntricas.

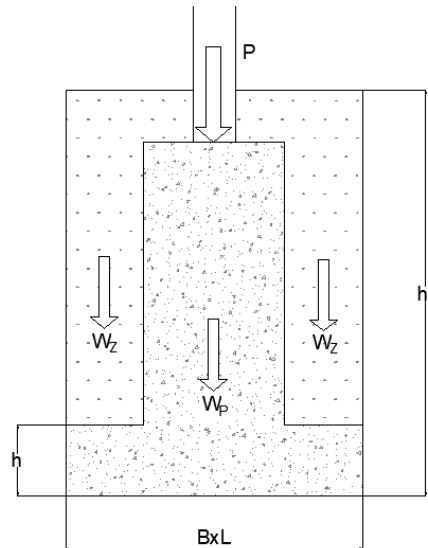


Figura 2. 61 Pedestal para columnas.

Entre las funciones que cumplen los pedestales se mencionan:

- Transmitir de manera más uniforme las cargas de las columnas a las zapatas.
- Disminuir las magnitudes de los momentos flectores y fuerzas cortantes en la cimentación, producidas por la reacción del suelo.
- Dar mayor estabilidad al conjunto de las fundaciones.

Los pedestales se vacían simultáneamente con las bases, y se arman en forma similar a las columnas de concreto reforzado. La altura de los pedestales es variable, según las necesidades de cada proyecto, pero generalmente se halla entre 1 metro y 2 metros.

Todas las fuerzas y momentos que actúan en las bases de las columnas, muros estructurales y sus miembros de borde, o pedestales de concreto reforzado, se

transferirán al pedestal, zapata o cabezal, por aplastamiento directo sobre el concreto reforzado.

En las superficies de contacto de columnas o pedestales, el área de acero de refuerzo longitudinal mínimo será el 1% de la sección de la columna o el 0.5% de la sección del pedestal, la que sea mayor, y tener un mínimo de 4 barras N°4 según la sección 10.7.3 del ACI 318S-14.

El código ACI 318S-14 especifica en su sección 18.13.2.1 que el refuerzo longitudinal de las columnas y muros estructurales que resisten fuerzas inducidas por los efectos sísmicos deben extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, y debe estar totalmente desarrollado por tensión en la interfaz. En caso de ser requerido ganchos, según la sección 18.13.2.2 del mismo código, el refuerzo longitudinal que resiste la flexión debe tener ganchos de 90° cerca del fondo de la cimentación, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna (figura 2.62).

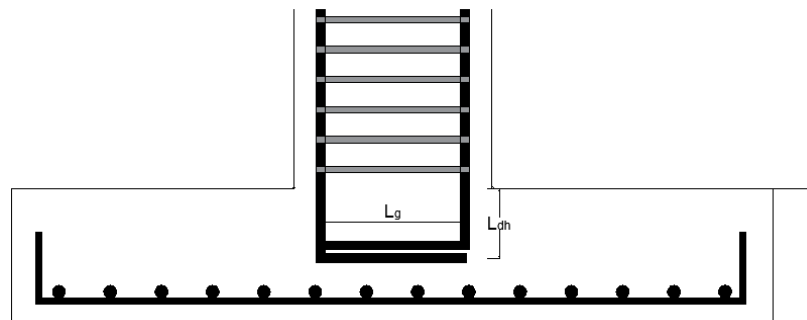


Figura 2. 62 Detalle para ganchos a 90° en pedestales.

Observe que el requerimiento ACI indica que los ganchos a 90° están orientados hacia el centro de la columna, sin embargo, este es un requerimiento que por lo

general no se cumple en la práctica por razones constructivas, es decir, con la finalidad de dar estabilidad al acero de refuerzo y facilitar los procesos de armado y vaciado se estila colocar los ganchos dirigidos hacia fuera de la columna y no hacia adentro como dicta el código ACI (figura 2.63).

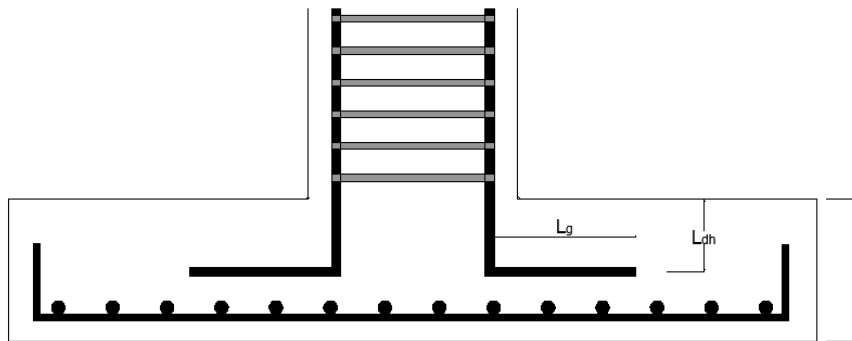


Figura 2. 63 Detalle constructivo para ganchos a 90° de pedestales.

2.3.3. COLUMNAS

Las columnas se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores debido a excentricidades con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aun en estos casos, se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento. Además del tipo más común como son los elementos verticales de estructuras, los elementos a compresión incluyen elementos principales de arcos, de pórticos rígidos inclinados o no, elementos a compresión en cerchas, cascarones o porciones de éstas que soportan compresión axial y otras formas estructurales.

El refuerzo principal en columnas es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga y consta de barras dispuestas en forma de cuadrado, rectángulo o círculo.

2.3.3.1. MATERIALES

Las columnas pueden ser de acero, de madera o de concreto reforzado.

I. COLUMNAS DE ACERO

Las columnas de acero pueden ser sencillas, fabricadas directamente con perfiles estructurales empleados como elemento único, o de perfiles compuestos, para las cuales se usan diversas combinaciones, como: viguetas H, I, la placa, la solera, el canal y el tubo, y el Angulo de lados iguales o desiguales (figura 2.64).



Figura 2. 64 Columnas de acero estructural.

II. COLUMNAS DE MADERA

Las columnas de madera pueden ser de varios tipos: maciza, ensamblada, compuesta y laminadas unidas con pegamento (figura 2.65). De este tipo de columnas la maciza es la más empleada, las demás son formadas por varios elementos.



Figura 2. 65 Columnas de madera.

III. COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

Las columnas de concreto reforzado (figura 2.66) pueden ser de tres tipos, los cuales son:

- i. Elementos reforzados con varillas longitudinales y zunchos.
- ii. Elementos reforzados con varillas longitudinales y estribos.
- iii. Elementos reforzados con tubos de acero estructural, con o sin varillas longitudinales, además de diferentes tipos de refuerzo transversal.

Los tipos i y ii son los más comunes.



Figura 2. 66 Columnas de concreto reforzado.

2.3.3.2. CLASIFICACIÓN

Las columnas de concreto reforzado pueden clasificarse por su forma y por su esbeltez.

I. POR SU FORMA

Según su forma pueden ser:

- I. Columnas cuadradas o rectangulares
- II. Columnas circulares.

A. COLUMNAS CUADRADAS O RECTANGULARES.

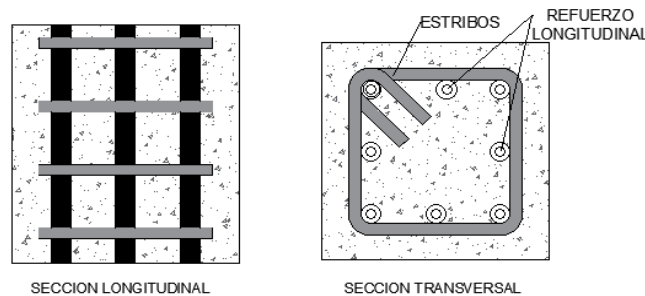


Figura 2. 67 Columnas cuadradas o rectangulares.

El principio de trabajo al que se expone la columna cuadrada o rectangular (figura 2.67) es el de soportar específicamente cargas axiales, generadas por el peso que sostienen estas, además de los momentos generados debido a excentricidades y también para soportar fuerzas de corte generadas.

Para el diseño de columnas cuadradas o rectangulares se deben tener en cuenta las excentricidades producidas por los momentos, en caso de no tener momentos

o estos sean nulos, se toma una excentricidad mínima de 1 pulgada o 0.10 de la altura de la columna. En una columna confinada con estribos, el concreto fallará por aplastamiento y por corte hacia afuera a lo largo de los planos inclinados, mientras que el acero longitudinal lo hará por pandeo hacia afuera entre los estribos. La falla producida en columnas con estribos es abrupta y total.

B. COLUMNAS CIRCULARES

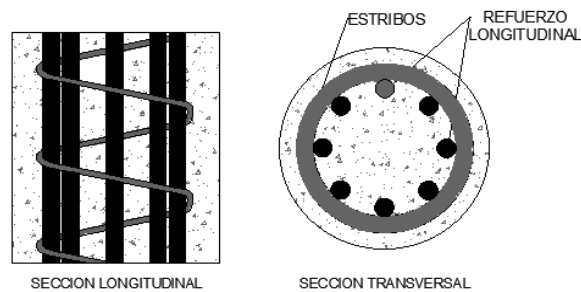


Figura 2. 68 Columnas de forma circular.

De manera directa, el principio de trabajo al que se expone una columna es el de soportar específicamente cargas axiales, generadas por el peso que sostienen estas. Por ello, en su diseño a las columnas se le consideran ciertos rangos de excentricidad que pudieran ser provocados, debido a cualquier tipo de impacto que reciban los elementos, también en caso de alguna explosión y en el más probable de los casos, afrontar los momentos que genera un terremoto. La excentricidad mínima para el caso de columnas circulares (ver figura 2.68) es 1 pulgada o 0,05 de la altura de la columna.

En el aspecto del refuerzo de acero estructural de las columnas circulares se toman en cuenta 2 elementos:

- 1) El estribo helicoidal, espiral o zuncho, brinda más ductilidad a la columna y proporcionan un soporte más alto para contrarrestar la carga máxima y permitir con ello deformaciones amplias, que evitan el colapso total de la estructura antes de que se complete la redistribución total de los momentos, debido a los esfuerzos que genera la energía transmitida; este tipo de refuerzo es obligatorio en regiones con alto riesgo sísmico.

Las columnas zunchadas ofrecen un confinamiento más efectivo del concreto debido a la tensión y uniformidad de trabajo que ejercen sobre el núcleo. En cualquier caso, el diámetro mínimo del refuerzo debe ser de 3/8 de pulgada. El zuncho da una característica de soporte muy importante, ya que, en lugar de producirse el colapso de la columna bajo este nivel de carga, se produce el desprendimiento de la capa de hormigón exterior al zuncho. Simultáneamente, debido al efecto de Poisson, el zuncho entra en tensión produciéndose un efecto de compresión triaxial sobre el hormigón del núcleo, lo que permite que la columna resista cargas mayores. En las columnas circulares también pueden llegar a usarse estribos circulares, los cuales dependerán del criterio final tanto de factores económicos como de hechura del estribo.

- 2) Por otra parte, el segundo refuerzo de la columna (refuerzo longitudinal), ayuda a complementar y extender la ductilidad de la que carece el concreto, por lo que se hace necesario tener un área de acero longitudinal del 1% como

mínimo, respecto al área total de la sección de la columna. Una cuantía aceptable sería de 1.5% a 3.0%, para el caso de edificios un 4% de área de acero como máximo es aceptable. En las columnas circulares esta área se debe distribuir como mínimo en 6 varillas longitudinales.

Para el caso de fallas en las columnas circulares, también se puede presentar como resultado una falla en el material por la fluencia inicial del acero en la cara de tensión o por el aplastamiento inicial del concreto en la cara en compresión (falla por columna corta) o por la pérdida de la estabilidad lateral estructural (falla por pandeo).

II. POR SU ESBELTEZ

Las columnas por su esbeltez pueden dividirse en dos grandes categorías:

- 1) Columnas cortas y
- 2) Columnas esbeltas.

1. COLUMNAS CORTAS

Son elementos estructurales diseñados para soportar cargas axiales a compresión y también momentos flectores, con lo cual se produce una flexión en las mismas. En estas, su resistencia está basada por la resistencia de los materiales en sí, las que constan de poca flexibilidad y la carga que la misma soporta depende de las dimensiones de su sección transversal. Para cargas

bajas en las cuales los dos materiales (concreto y acero) se mantienen en su intervalo elástico de respuesta, el acero toma una porción relativamente pequeña de la carga total.

El esfuerzo en el acero (f_s) es igual a n veces el refuerzo del concreto. En columnas de este tipo es necesario utilizar una excentricidad (e), debido a los efectos de la carga axial y los momentos que genera la misma, con lo que “ e ”, sería igual a: $e = M_u/P_u$.

i. COMPRESIÓN AXIAL

Cuando se aplica carga axial a un elemento, la deformación unitaria a compresión es igual sobre toda la sección transversal y es la misma para el concreto y el acero gracias a la adherencia entre los dos materiales.

ii. COMPRESIÓN MAS FLEXIÓN

Cuando un elemento está sometido a una compresión axial “ P ” combinada con un momento flector “ M ”, por lo general es conveniente remplazar la carga axial y el momento flector por una carga equivalente de igual magnitud “ P ” aplicada con una excentricidad $e = M/P$. Las dos situaciones de carga son estáticamente equivalentes.

Para columnas sometidas a grandes momentos flectores, es más económico concentrar todo, o la mayor parte del acero, a lo largo de las caras exteriores paralelas al eje de flexión. De otra parte, para excentricidades pequeñas en las

cuales la compresión axial prevalece y cuando se necesita una sección transversal pequeña, a menudo es ventajoso colocar el acero distribuido uniformemente alrededor del perímetro.

2. COLUMNAS ESBELTAS

Aquellas en las cuales la resistencia puede reducirse en forma significativa por las deflexiones laterales.

Se dice que una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en comparación con su longitud. El grado de esbeltez se expresa, generalmente, en términos de la relación de esbeltez l/r , donde “ l ” es la longitud y “ r ” es el radio de giro de su sección transversal, igual a $\sqrt{I/A}$. Para elementos cuadrados o circulares, el valor de r es el mismo con respecto a cualquiera de los ejes; para otras formas, “ r ” es mínimo con respecto al eje principal menor y este valor es por lo general el que debe utilizarse en la determinación de la relación de esbeltez de una columna libre.

Se sabe que un elemento con gran esbeltez colapsará ante una carga de compresión menor que la correspondiente para un elemento más corto con las mismas dimensiones de la sección transversal.

i. COLUMNAS CARGADAS CONCÉNTRICAMENTE

La información básica relacionada con el comportamiento de columnas rectas y esbeltas, cargadas concéntricamente, fue desarrollada por Euler hace más de

200 años. En forma generalizada, ésta establece que este tipo de elemento fallará por pandeo para una carga crítica igual a:

$$P_c = \frac{\pi^2 * E * I}{(Kl)^2} \quad \text{Ecuación 2.37}$$

Puede observarse que la carga de pandeo disminuye con prontitud con el aumento en la relación de esbeltez (Kl/r).

ii. COMPRESIÓN MAS FLEXIÓN

La mayor parte de elementos de concreto reforzado que se someten a compresión también están sujetos a flexión simultánea producida por cargas transversales o por momentos en los extremos por continuidad. El comportamiento de elementos sometidos a estas combinaciones de carga también depende, en forma considerable, de su esbeltez.

2.3.3.3. DISEÑO SEGÚN ACI 318S-14.

En base al capítulo 18 de estructuras sismorresistente del ACI 318S-14, se tienen los siguientes requerimientos para columnas:

I. Requisitos geométricos

- i. La dimensión transversal mínima no será menor de 30 cm
- ii. La relación entre la menor dimensión transversal (ver figura 2.69) y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4.

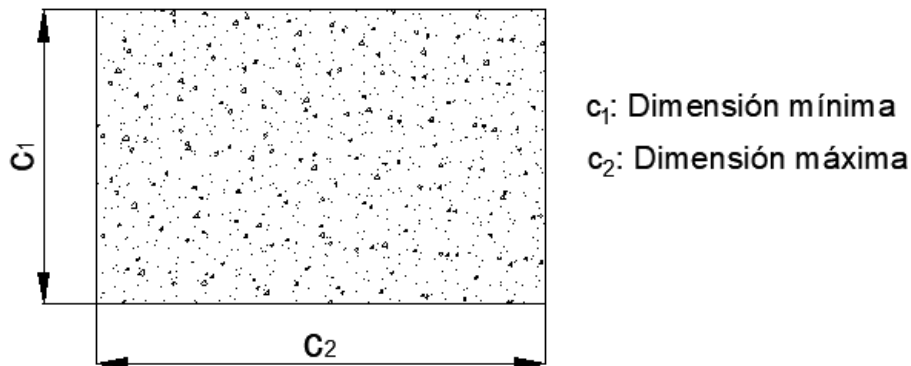


Figura 2. 69 Geometría para columnas.

II. Para el refuerzo longitudinal.

El refuerzo longitudinal en las columnas debe proporcionar la resistencia en flexo compresión necesaria para que las secciones en los extremos de las columnas permanezcan en su intervalo de comportamiento lineal, mientras que se forman articulaciones plásticas en las vigas.

Según la sección **18.7.4**, el área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$. En columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos seis barras longitudinales.

III. Para el refuerzo transversal.

Debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en **18.7.5.2** hasta **18.7.5.4** (revisar sección 2.3.2 de este documento), en una longitud l_o medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento. La longitud l_o debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- (a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- (b) Un sexto de la luz libre de la columna.
- (c) 450 mm.

IV. Para el espaciamiento.

Según **18.7.5.5**, más allá de la longitud l_o especificada en **18.7.5.1**, la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o estribos cerrados de confinamiento, que cumplan con:

25.7.2: Los estribos de columnas deben en barras corrugadas cerradas con un espaciamiento que cumplan con (a) y (b):

- (a) Espaciamiento libre de al menos $(4/3)d_{agg}$, donde " d_{agg} " representa el tamaño nominal máximo del agregado grueso.
- (b) El espaciamiento centro a centro no debe exceder el menor de **16** d_b de barra longitudinal, **48** d_b de barra de estribo y la menor dimensión del miembro.

El diámetro de la barra del estribo debe ser al menos (a) o (b):

- (a) Barras No. 3 encerrando barras longitudinales No. 10 o menores.
- (b) Barras No. 4 encerrando barras longitudinales No. 11 o mayores o paquetes de barras longitudinales.

25.7.3: Los estribos rectilíneos deben disponerse de tal forma de cumplan con

(a) y (b):

(a) Cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 grados.

(b) Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente.

25.7.4: Se puede utilizar un estribo circular completo cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo.

Con un espaciamiento s que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna ó 150 mm.

V. Para Resistencia a Cortante.

- ✓ La fuerza de cortante de diseño V_e según 18.7.6.1, se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables, M_{pr} , en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas, P_u , que actúan en ella. No es necesario que las fuerzas cortantes en la columna sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos con base en el M_{pr} de

las vigas que llegan al nudo. En ningún caso V_e puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.

- ✓ Según **18.7.6.2.1**, el refuerzo transversal en las longitudes l_o , definidas en **18.7.5.1**, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c=0$ cuando (a) y (b) ocurran simultáneamente:

(a) La fuerza cortante inducida por el sismo, calculada de acuerdo con **18.7.6.1**, representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerida dentro de l_o .

(b) La fuerza axial de compresión mayorada P_U incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c / 20$.

2.3.4. PAREDES ESTRUCTURALES

Este tipo de sistemas genera estructuras rígidas, y con menor ductilidad que las estructuras de marcos. Debido a su gran rigidez, las paredes (muros) generalmente absorben la mayor carga de las fuerzas sísmicas y se inducen momentos flexionantes de gran magnitud que requieren de una cuantía de refuerzo más alto que el mínimo. Las paredes en mampostería son más susceptibles a una falla frágil y se diseñan para valores de ductilidad más bajos que los requeridos para muros de concreto. En el caso de una estructura rígida las fuerzas de diseño son mayores, la ductilidad de la estructura es menor, el detallado de los elementos no es tan riguroso y se minimiza la posibilidad de

interacción con elementos no estructurales. Un buen diseño y el detallado de las paredes estructurales ofrecen muchas ventajas para zonas sísmicas, estas son:

1. Poseen una mayor rigidez que la de los marcos de concreto reforzados.
2. Dada su alta rigidez, exhiben un comportamiento adecuado ante sismos moderados.
3. Poseen una buena capacidad de deformación (ductilidad) que les permite resistir sismos intensos.

El diseño de las paredes debe resistir la variación del cortante en altura (máximo en la base); el momento que produce compresión en un extremo y tensión en el otro extremo, así como las cargas gravitacionales que producen compresión en el muro.

El Diseñador Estructural de la cimentación de estas paredes es para resistir el cortante y el momento máximo que se dan en la base. El detallado del acero de refuerzo en la unión debe de cumplir la transferencia de las fuerzas entre la cimentación y la pared; también hay que procurar que el anclaje del refuerzo horizontal con los elementos extremos sea eficiente y alrededor de los huecos.

La ubicación de las paredes debe de cumplir la simetría en planta y elevación y su configuración ser estable torsionalmente, además la cimentación debe de resistir el momento de volteo de la base; de preferencia la colocación de éstos sea en el perímetro de la estructura. Estas paredes cuanto mayor sea la carga

gravitacional que soporta, menor será la demanda por refuerzo a flexión y será más fácil la transmisión de momentos de volteo en la cimentación; y, a menor cantidad de paredes, mayores son las fuerzas que deben de transmitir a la cimentación.

2.3.4.1. CLASIFICACIÓN DE PAREDES ESTRUCTURALES.

Las paredes pueden clasificarse por la forma de su sección transversal, por la forma de transmisión de las cargas y por su comportamiento.

i. Por la forma de su sección transversal:

Pueden ser de sección constante, en forma de T, L, I, C, Y (figura 2.70); éstos poseen elementos en los extremos para permitir un anclaje adecuado de vigas transversales, para colocar el refuerzo a flexión, para dar estabilidad a la pared con almas angostas y para proporcionar un confinamiento más efectivo del concreto en la zona de articulación plástica; según la forma de elevación, estos pueden ser prismáticos, pero si pueden disminuir en el ancho en la altura.

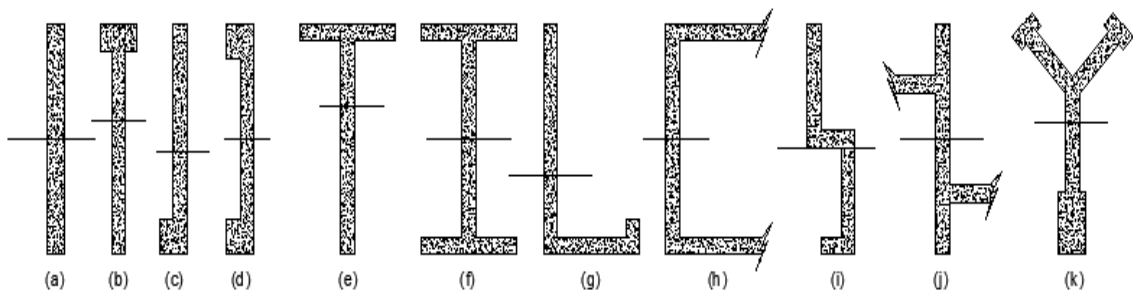


Figura 2. 70 Tipos de paredes según su sección transversal.

De acuerdo con las variaciones en altura pueden ser con huecos y sin huecos; los huecos se permiten para colocar puertas y ventanas. La mayoría de paredes

estructurales sin huecos se pueden diseñar como una viga – columna. Las fuerzas laterales son aplicadas mediante una serie de cargas puntuales a través de los diafragmas de piso. Según la relación espesor – altura se diferencian paredes esbeltas cuando esta relación es mayor que dos y paredes robustas para relaciones menores o iguales a dos.

Las paredes robustas poseen una elevada resistencia a la flexión, aún para el refuerzo vertical mínimo, por lo que es importante aplicar fuerzas cortantes muy altas para desarrollar dicha resistencia. Esto origina que el comportamiento de estas paredes sea por cortante.

Para las paredes con huecos (figura 2.71), estos deben de colocarse de forma que no disminuyan las resistencias a la flexión y al cortante.

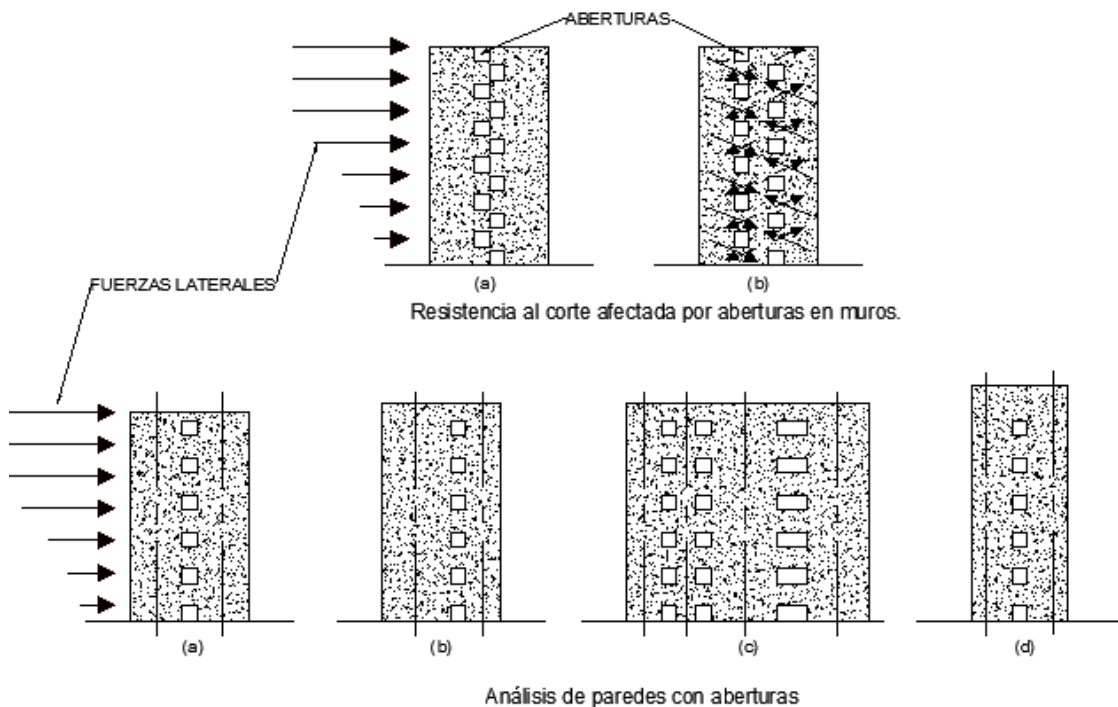


Figura 2. 71 Colocación de huecos en las paredes.

ii. Por la forma de transmisión de las cargas.

1. **Paredes de carga, uniformemente cargados.** Estos soportan cargas provenientes de pisos, techos, muros o una combinación de los mismos.
2. **Paredes de carga con cargas concentradas.** Estos sirven de apoyo a vigas o columnas además de cargas repartidas.
3. **Paredes de sótano de retención de tierra.** Estos funcionan como muros de carga, además cubren claros verticales u horizontales como losas para resistir presiones horizontales de tierra.
4. **Paredes de retención.** La función de estos es de lograr cambios entre niveles que trabajan como voladizos verticalmente y soportan las presiones de tierra horizontalmente en un lado.
5. **Paredes aisladas.** Estos se utilizan para divisiones, apoyados únicamente en sus bases.
6. **Paredes de corte.** Estos soportan cargas laterales como sismo o viento. El cortante se genera en el plano de la pared.

A las paredes que trabajan como muros de retención, muros de sótano y de fachada se les llama paredes no portantes.

iii. El comportamiento de las paredes estructurales:

1. **Paredes de cortante,** para estos el corte controla las deflexiones y la resistencia.

2. **Paredes de flexión**, el control de las deflexiones y la resistencia es por flexión.
3. **Paredes dúctiles**, estos poseen un buen comportamiento para la disipación de energía ante cargas cíclicas reversibles.

2.3.4.2. USO DE PAREDES.

El uso de paredes estructurales se debe principalmente a dos razones:

1. Restricción a desplazamiento lateral (rigidización de edificaciones).
2. Capacidad de absorber cargas de gran magnitud.

2.3.4.3. MÉTODOS DE DISEÑO.

Se conocen principalmente dos métodos para el diseño de paredes estructurales:

1. **Diseño de paredes como elementos sujetos a compresión usando el método de esfuerzos a flexión y carga axial.** Las disposiciones principales del ACI relativas a paredes estructurales se encuentran en el capítulo 14. Si el muro está sujeto a cargas laterales los muros deberán diseñarse como elementos sujetos a compresión y flexión (columnas) con los requerimientos del capítulo 10.
2. **Diseño de paredes por el método empírico.** Los lineamientos para el empleo del diseño empírico de paredes se encuentran en la sección 14.5 del reglamento. Con este método se calcula la resistencia de diseño por

carga axial para paredes que debe de cumplir los requisitos siguientes: las paredes sean de sección transversal sólida y rectangular, la aplicación de la carga vertical sea con una excentricidad menor de $1/6$ espesor del muro y los espesores no deben de ser menor de $1/25$ de la altura ni menor de 10 cm, la que sea menor.

Si las paredes tienen secciones transversales no rectangulares y/o la excentricidad es mayor de $1/6$ espesor de la pared deberá diseñarse como columnas sometidas a carga axial y flexión.

2.3.5. VIGAS.

Las vigas son elementos estructurales generalmente de sección transversal recta y homogénea, cuya longitud es mínimo 4 veces mayor que su sección transversal y sobre las cuales las cargas aplicadas son principalmente perpendiculares al eje, por lo que el diseño predominante es a flexión y corte.

2.3.5.1. CLASIFICACIÓN

De manera general, las vigas pueden ser clasificadas como: Vigas principales y Vigas secundarias. A continuación, se describe la clasificación antes mencionada.

I. VIGAS PRINCIPALES

Elemento horizontal sobre el que se apoya y fija la viga secundaria recogiendo su carga. Este elemento se fija a las columnas, a las que transmite sus esfuerzos.

La geometría de la sección transversal de la viga debe cumplir con requisitos que son enunciados en el apartado 2.3.5.2 de este documento.

II. VIGAS SECUNDARIAS

Cualquier viga que transmite su carga a una viga principal. Son las vigas que unen vigas principales, no resisten cargas, pero confieren rigidez y estabilidad a la estructura.

La utilización de vigas secundarias, se debe generalmente a la necesidad de cubrir luces grandes, evitando así aumentar el peralte de la losa y de la viga misma.

2.3.5.2. DISEÑO SEGÚN ACI 318S-14.

Los límites de diseño para vigas de concreto reforzado incluyen la altura mínima de vigas no preesforzadas, la cual está dada por la tabla 2.9.

Tabla 9.3.1.1-Altura mínima de vigas no preesforzadas.

Condición de apoyo	Altura mínima, h
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Tabla 2. 9 Altura mínima según ACI 318S-14.

Los valores de la tabla 2.9 son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, para un valor de $f_y \neq 4200 \text{ Kg/cm}^2$ los valores de la tabla 2.9 deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/7000)$.

Para vigas diseñadas bajo requisitos sísmico según capítulo 18 del ACI 318S-14:

A. Límites dimensionales.

Según la sección 18.6.2.1 las vigas deben cumplir con los siguientes requisitos:

- I. La luz libre l_n (ver figura 2.72) no debe ser menor que $4d$, es decir:

$$l_n \geq 4d$$

- II. El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 25 cm .
- III. La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de c_2 y $0.75c_1$.

Donde:

c_1 : Dimensión de una columna medida en la dirección de la luz.

c_2 : Dimensión de una columna medida perpendicularmente a c_1 .

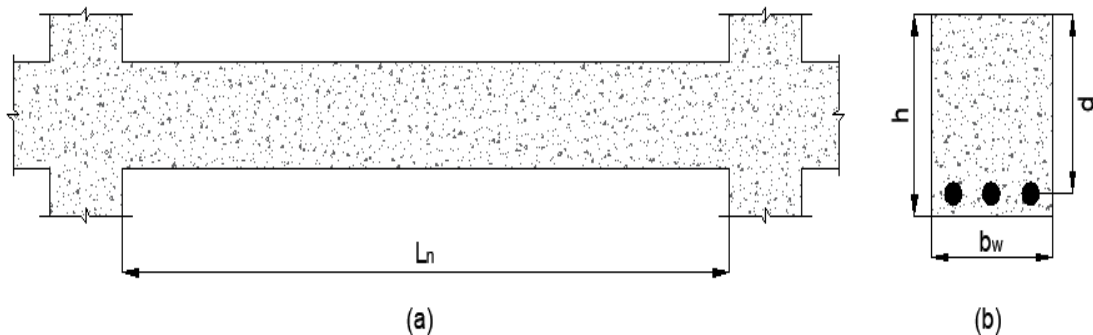


Figura 2. 72 Geometría en vigas.

B. Refuerzo longitudinal.

- I. La cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025 según la sección

18.6.3.1.

$$\rho \leq \rho_{m\acute{a}x} \rightarrow \rho_{m\acute{a}x} = 0.025 ; \rho_{m\acute{a}x} = 2.5\%$$

$$\therefore \rho \leq 0.025 \quad \text{Cuantía máxima}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w * d} \rightarrow A_{s\acute{m}a\acute{x}} = 0.025 * b_w * d \quad \text{Ecuación 2.38}$$

- II. En cualquier sección, según **18.6.3.1** y **9.6.1.2**, tanto para el refuerzo longitudinal superior como para el inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser inferior a:

$$A_{s\acute{m}i\acute{n}} = \frac{0.80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d \rightarrow f'_c \geq 315 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ecuación 2.39}$$

$$A_{s\acute{m}i\acute{n}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d \rightarrow f'_c < 315 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ecuación 2.40}$$

- III. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo según **18.6.3.2**, no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

- IV.** Sólo se permiten empalmes por traslapo de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslapo.

El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslapo en ubicaciones identificadas de (a) hasta (c):

- (a) Dentro de los nudos.
- (b) En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde la cara del nudo.
- (c) Dentro de una distancia del doble de la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.

C. Refuerzo transversal.

- I.** Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:
 - (a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de miembros de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.

(b) En longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.

- II. El espaciamiento de las barras de flexión soportadas transversalmente no debe exceder 35 cm según **18.6.4.2**.
- III. Se permite, según **18.6.4.3**, que los estribos cerrados de confinamiento en vigas sean hechos hasta con dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario. Los ganchos suplementarios consecutivos que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90 grados en lados opuestos del miembro en flexión. Si las barras de refuerzo longitudinales aseguradas por los ganchos suplementarios están confinadas por una losa en un solo lado de la viga, los ganchos de 90 grados de los ganchos suplementarios deben ser colocados en dicho lado.
- IV. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (c):
 - (a) **$d/4$** .
 - (b) Seis veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

(c) 150 mm.

- V. Según **18.6.4.5**, donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, éstos deben diseñarse para resistir cortante de acuerdo con **18.6.5** (ver apartado “Resistencia a cortante”).
- VI. En base a **18.6.4.6**, cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.

D. Resistencia a cortante.

La filosofía de diseño sísmico para marcos dúctiles pretende evitar que se presente una falla prematura por cortante que impida que lleguen a formarse las dos articulaciones plásticas por flexión en los extremos de la viga. Por tanto, la viga tiene que ser capaz de soportar las cortantes que se presentan cuando se forma el mecanismo de falla aceptado, que consiste en la aparición de una articulación plástica de momento negativo en un extremo y, posteriormente, de una articulación plástica de momento positivo en el otro extremo o cerca de él (figura 2.73).

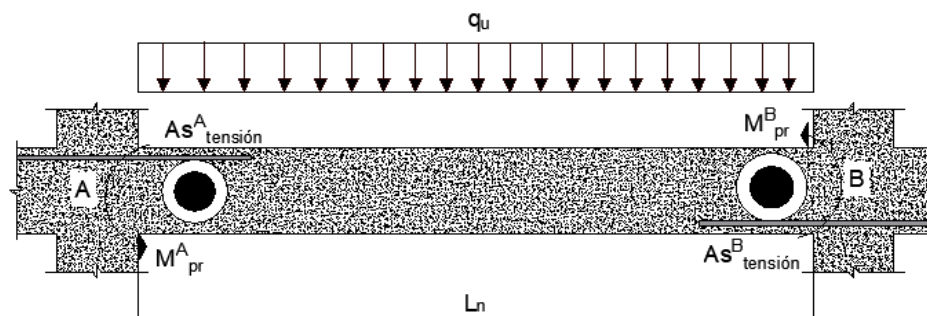


Figura 2. 73 Formación de articulaciones plásticas.

- I. Según **18.6.5.1**, la fuerza cortante de diseño **V_e** debe determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos de la viga actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia a flexión probable, **M_{pr}** , y que la viga está además cargada a lo largo de la luz con cargas aferentes gravitacionales mayoradas.
- II. En base a **18.6.5.2**, el refuerzo transversal en los lugares identificados en **18.6.4.1** debe diseñarse para resistir cortante suponiendo **$V_c=0$** donde ocurran simultáneamente (a) y (b):

- (a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con **18.6.5.1** representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas (V_p);

$$V_e \geq 0.50V_p \rightarrow \frac{M_{pr}^A + M_{pr}^B}{L_n} \geq 0.50V_p \quad \text{Ecuación 2.41}$$

- (b) La fuerza axial de compresión mayorada **P_u** incluyendo los efectos sísmicos es menor que **$A_g f'_c / 20$** .

$$P_u \leq \frac{A_g * f'_c}{20} \quad \text{Ecuación 2.42}$$

2.3.6. LOSAS.

Las losas de concreto son elementos estructurales horizontales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su altura,

donde las cargas son perpendiculares a su plano y son empleadas para proporcionar superficies planas y útiles.

Las losas separan horizontalmente el espacio vertical conformando diferentes niveles y constituyen a su vez, el piso de uno de ellos y el techo del otro. La losa es el principal sostén para las personas, elementos, para que las maquinarias puedan desarrollar de forma segura todas las actividades y para contribuir a la estabilidad de los edificios. Es el elemento que recibe directamente las cargas.

Las losas de entrepisos y techos, aparte de su función estructural cumplen con otras funciones tales como: control ambiental, seguridad e instalaciones, pavimentos o pisos. Por lo tanto, la losa acabada, está formada por la estructura, concreto, capa aislante, cielo falso o cielo raso.

2.3.6.1. CLASIFICACIÓN DE LOSAS.

La clasificación de losas se realiza según varios criterios: distribución de las varillas de acero de refuerzo (direcciones), la forma estructural, la composición (material del cual está construida la losa), apoyos (a los cuales transmite las cargas que recibe) y como se realiza su construcción (fabricación).

I. Según la distribución del refuerzo.

- i. reforzada en una dirección.
- ii. Reforzada en dos direcciones.

II. Según su composición.

i. Losa maciza (figura 2.74).

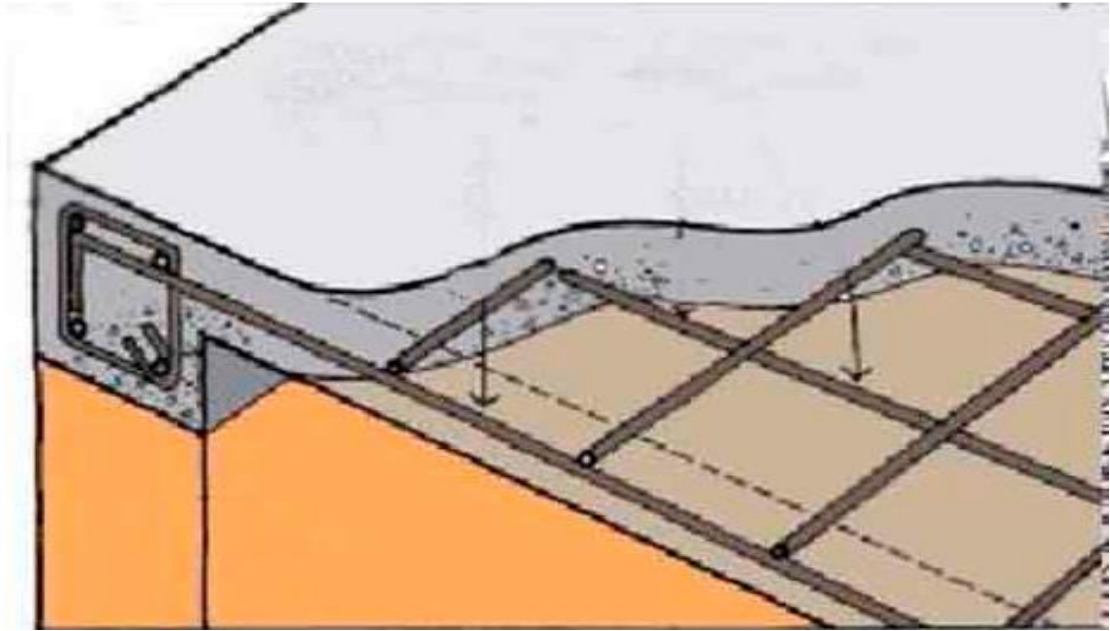


Figura 2. 74 Losa maciza reforzada en dos direcciones.

ii. Losa nervada o losa aligerada (figura 2.75).



Figura 2. 75 Losa aligerada.

- iii. Lamina acanalada de acero o Losacero (figura 2.76).

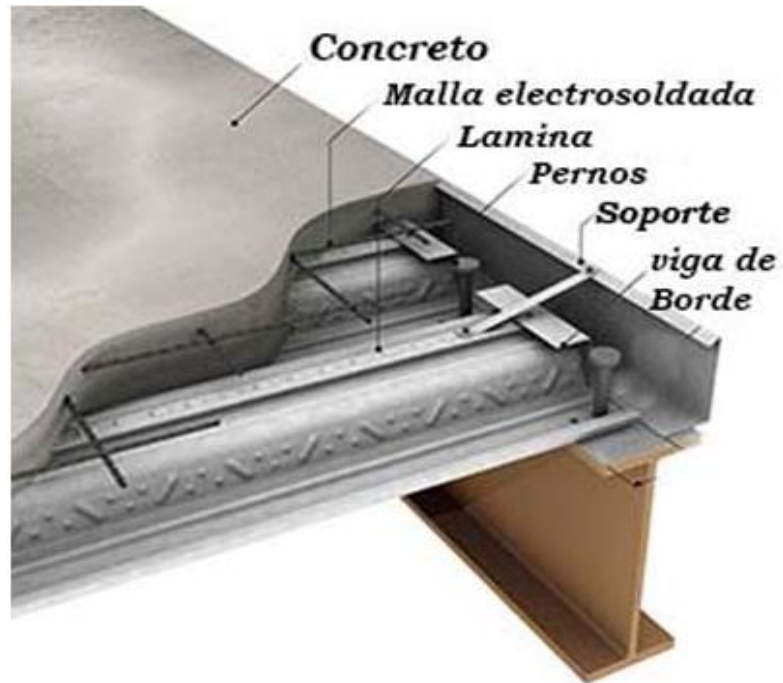


Figura 2. 76 Losacero.

- iv. Placa fácil (figura 2.77).

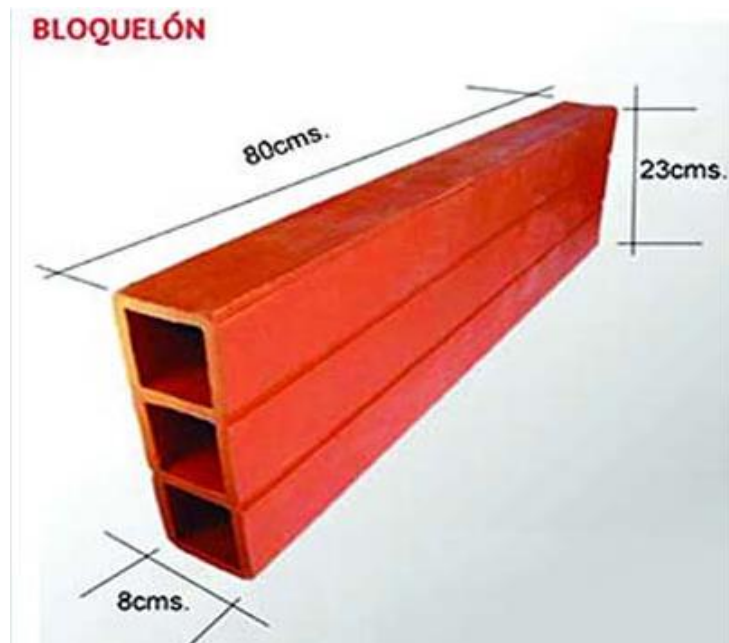


Figura 2. 77 Placa fácil.

III. Según los apoyos.

- i. Sobre muros.
- ii. Sobre columnas
- iii. Sobre vigas.

IV. Según su construcción.

- i. Vaciadas.
- ii. Prefabricadas.

Por ser el detallado del acero de refuerzo para Planos de Taller el objetivo principal de este trabajo, solamente se describirá las losas macizas en dos direcciones.

2.3.6.2. LOSA MACIZA REFORZADA EN DOS DIRECCIONES.

También conocidas como tradicionales, son las que están conformadas únicamente de concreto y barras de acero de refuerzo (ver figura 2.78). Son muy comunes en edificios debido a la sencillez que presentan para ser construidas y la alta adaptabilidad que tienen ante diseños irregulares. Sus bordes pueden estar apoyados sobre vigas, muros de carga o muros de mampostería, la condición es que sean suficientemente rígidos y con deflexiones muy pequeñas en comparación con las de la losa. Dependiendo de la configuración de sus

apoyos, y su geometría en planta, pueden dividirse en losas en uno o dos sentidos. En la mayoría de los casos, ambos tipos de losas se diseñan para cargas que se suponen uniformemente distribuidas completamente sobre la superficie de apoyo.

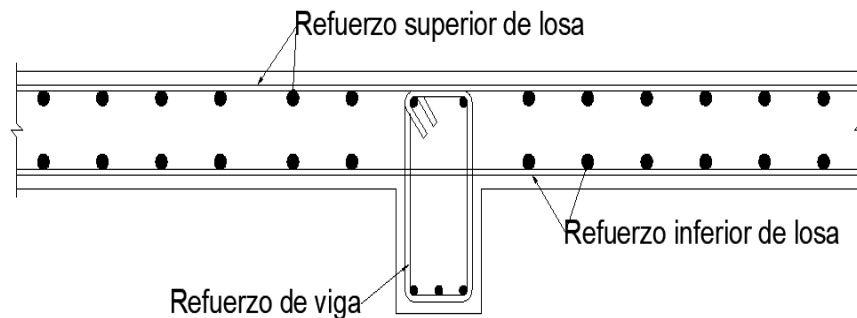


Figura 2. 78 Refuerzo de losa densa.

Las losas macizas en dos sentidos son las que están apoyadas sobre sus cuatro bordes o tienen una relación entre longitud y ancho menor a dos unidades.

I. Comportamiento mecánico.

Las losas de concreto con refuerzo en dos sentidos tienen una acción estructural en dos direcciones. Estas presentan una superficie deformada en forma de domo esférico y en cualquier punto de la losa existen momentos flectores en dos direcciones ortogonales. Por lo general, las losas macizas en dos direcciones están apoyadas sobre vigas perimetrales a lo largo de sus cuatro bordes. Estas vigas se caracterizan por ser suficientemente rígidas, además de trabajar monolíticamente con la losa, para transferir flexión, torsión y esfuerzos cortantes.

Además, la rigidez de las vigas de borde garantiza que, bajo la acción de cargas, estas no sufren deformaciones considerables.

II. Refuerzo mínimo.

En losas en dos sentidos, la cantidad mínima de refuerzo se aplica debido a la restricción de espesor mínimo de losa. Se tiene una sección transversal mayor a la requerida por las consideraciones de resistencia.

Cuando la cantidad de refuerzo a tensión es muy pequeña, el tipo de falla puede ser repentina. Para evitar dicha falla se requiere una cantidad mínima de refuerzo a tensión. Esto tanto en las regiones de momento positivo como en las de momento negativo, que pueden ser las siguientes:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d \quad \rightarrow \quad f'_c \geq 315 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ecuación 2.43}$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d \quad \rightarrow \quad f'_c < 315 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ecuación 2.44}$$

III. Refuerzo por retracción y temperatura.

En las losas macizas se debe proporcionar refuerzo suficiente para resistir los esfuerzos por retracción del concreto y cambios de temperatura.

Este refuerzo sirve para minimizar fisuración y amarrar la estructura para que actúe como se supone en el diseño. Se coloca perpendicular al refuerzo por flexión. Está en función del tipo de refuerzo que se utilice. En la mayoría de los casos típicos, este valor es superado por el refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión.

Para refuerzo con barras corrugadas con una resistencia a la fluencia menor de 4200 Kg/cm^2 , se debe utilizar:

$$A_{st} = 0,002b_w h_f \quad \text{Ecuación 2.45}$$

Para refuerzo con barras corrugadas con una resistencia a la fluencia mayor de 4200 Kg/cm^2 , se debe utilizar el menor de:

$$A_{st} = \frac{0,0018 * 4200}{f_y} b_w h_f \quad \text{Ecuación 2.46} \quad \text{ó}$$

$$A_{st} = 0.0014b_w h_f \quad \text{Ecuación 2.47}$$

Donde A_{st} es el área de acero de refuerzo mínima por retracción y temperatura (en metros cuadrados), b_w es la base bajo análisis de losa igual a 1 m y h_f es el espesor de losa (en metros).

IV. Refuerzo máximo.

La cantidad de refuerzo a tensión en elementos sometidos a flexión está limitada con una cantidad máxima. El objetivo es garantizar un comportamiento y falla del tipo dúctil. Esto para que la deformación unitaria en el acero a tensión exceda en gran medida la deformación unitaria de fluencia cuando el concreto alcance su deformación unitaria última y así se presenten en las losas deflexiones grandes y amplias advertencias de una falla inminente. El área de acero máxima se puede calcular como una fracción de la cuantía balanceada, que viene siendo:

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) \quad \text{Ecuación 2.48}$$

2.3.7. SOLERA INTERMEDIA O DE CORONAMIENTO Y NERVIOS.

La solera de coronamiento, además de proporcionar unidad a una vivienda al conectar las columnas, funciona como dintel para puertas y ventanas.

La Norma Especial para el Diseño y Construcción de Viviendas indica algunos aspectos relacionados con el refuerzo longitudinal en la mampostería. En el capítulo 5 de dicha norma, en lo referente a paredes estructurales, se dice que:

- ✓ Refuerzo mínimo longitudinal de nervios y soleras en paredes de mampostería confinada, será de cuatro varillas No. 3 (9.5 mm).

Según la ficha técnica para vivienda sismo-resistente TAISHIN la solera de coronamiento y la solera intermedia esta detallada de la siguiente manera:

1. Sección transversal de 15 x 20 cm.
2. Refuerzo longitudinal constituido por 2 varillas N°3.
3. Grapas con varillas N° 2 a cada 20 cm.

Las soleras intermedias, las soleras de coronamiento y los nervios de concreto reforzado han sido explicados solo teóricamente en este documento debido a que forman parte muchas veces de edificios de concreto reforzado, pero no se realizará ejemplos para ellos en el capítulo IV que consta de la ejemplificación de los Planos de Taller para cada elemento.

2.4. DETALLADO DE ACERO DE REFUERZO.

Para que una estructura de concreto armado tenga un buen comportamiento frente a cargas estáticas y dinámicas, no basta con un buen diseño y una buena construcción; el buen detallado de la armadura de acero es fundamental para que esto se logre. Este detallado debe estar en base a las normativas de diseño que están vigentes en nuestro país.

Los elementos de concreto reforzado de una edificación que se abarcan en este apartado son: vigas, columnas, zapatas, tensores, losas densas y aligeradas, entre otros.

2.4.1. NORMAS DE DISEÑO EN EL SALVADOR.

Las normas de diseño y reglamentos adoptados en El Salvador, han surgido como consecuencia de las fallas estructurales que han sufrido a lo largo del tiempo las edificaciones en nuestro país. Estos especifican los requisitos y limitaciones de diseño que deben satisfacerse como, por ejemplo, en zonas sísmicas.

Muchos países crean sus propios reglamentos de construcción, mientras otros países como el nuestro adoptan reglamentos de construcción “modelo” cuando conviene a sus necesidades particulares. Los reglamentos modelo son escritos por organizaciones no lucrativas en una forma que puede ser fácilmente modificada y adoptada por un organismo gubernamental. A continuación, se detallan las utilizadas en nuestro país:

2.4.1.1. ACI 318-14

El American Concrete Institute (ACI) o Instituto Americano del Concreto es una organización sin fin de lucro de los Estados Unidos de América que desarrolla estándares, normas y recomendaciones técnicas con referencia al concreto reforzado.

El código de requisitos de edificación para estructuras de concreto (ACI 318-14) proporciona requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado de cualquier estructura levantada bajo sus disposiciones. En este estudio se enfocan los capítulos 25 y 18.

El capítulo 25 describe los requisitos que se aplican a los detalles del acero de refuerzo e incluyen: Espaciamiento mínimo, gancho estándar, ganchos sísmicos y ganchos suplementarios, desarrollo del refuerzo, empalmes, paquete de barras, refuerzo transversal, etc. El capítulo 18 contiene disposiciones que se consideran como requisitos mínimos para una estructura de concreto construida en obra o prefabricada, capaz de soportar una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin un deterioro crítico de su resistencia.

2.4.1.2 REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES DE EL SALVADOR.

En nuestro país, se formuló en 1994 y se oficializó en 1996 el *Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (RSEC)*, el cual establece los

requisitos mínimos para el Diseñador Estructural, la ejecución, supervisión estructural y el uso de las construcciones, y cuyas disposiciones son aplicables a las construcciones nuevas y a las existentes que puedan ser objeto de modificación, reparación o demolición.

El reglamento sigue las directrices de normas internacionales como el ACI, del cual se ha tomado criterios y principios que los aplicamos en nuestro medio.

El diseño de estructuras de concreto reforzado se encuentra regido por la *Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, la cual, como parte del RSEC tiene carácter legal y su observancia es obligatoria en toda la República.

Dicha norma abarca temas como Planos Estructurales, supervisión, control de calidad de materiales, encofrados, tuberías embebidas, juntas de colado, detalles del refuerzo, análisis y diseño, requisitos de resistencia y servicio, cargas axiales y de flexión, cortante y torsión, anclajes y uniones del refuerzo, sistemas de losas, muros, zapatas y pilotes, concreto presforzado, disposiciones especiales para el diseño sísmico, concreto simple.

2.4.2. DETALLADO.

En esta sección el detallado del acero de refuerzo de los elementos estructurales que forman parte de una edificación de concreto reforzado está basado en los capítulos 18 y 25 del ACI 318-14.

El detallado del acero de refuerzo viene a ser la última etapa en la fase de diseño de cualquier elemento de concreto armado, y éste consiste en la preparación de dibujos de colocación, detalles de las barras de refuerzo, ubicación de las armaduras, acotamientos y todos los aspectos que se puedan incluir en los planos de manera que se interprete correctamente la disposición del acero dentro de las secciones de concreto y las notas estructurales por parte de los Ingenieros Residentes, armadores, maestros de obras y auxiliares que son los encargados de materializar la estructura, y así evitar que los elementos queden armados en forma diferente a como fueron calculados.

“El detallado de acero incorpora el proceso de razonamiento por el cual el diseñador permite que cada parte de la estructura funcione con seguridad bajo las condiciones de servicio y con eficiencia cuando se somete a las cargas últimas o deformaciones” (Gutiérrez y Moreno, 2008).

A través de un correcto detallado del acero de refuerzo no sólo debemos garantizar la seguridad de la estructura, sino que debemos optimizar la utilización de los recursos, en este caso las barras de acero, para que la etapa de construcción se lleve a cabo en forma eficiente y así se disminuyan los costos y los plazos de ejecución.

A partir de la sección 2.4.2.1, se presentan los criterios más importantes a tomar en cuenta en el detallado del acero de refuerzo de los elementos estructurales de una edificación, con el fin de obtener Planos de Taller precisos y detallados.

2.4.2.1. LONGITUDES DE DESARROLLO (L_d).

Se define como la distancia de la barra (l_d), en la cual el esfuerzo en la barra puede incrementarse desde cero hasta el esfuerzo de fluencia (f_y), o la distancia necesaria para que la barra no se desprenda del concreto. Si la distancia (l_d) es menor que la requerida, los esfuerzos actuantes son mayores que los de adherencia y la barra se despega del concreto. En la figura 2.79 se ejemplifica el concepto de longitud de desarrollo.

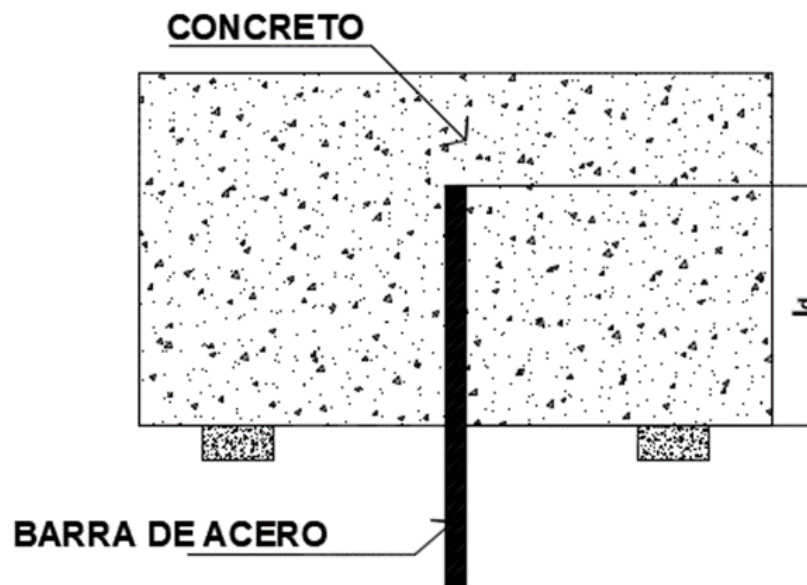


Figura 2. 79 Longitud de desarrollo de una barra de acero corrugada empotrada en concreto.

Los factores que influyen en el cálculo de la longitud de desarrollo (l_d) de una varilla de acero corrugado para los diferentes elementos de concreto reforzado son:

- Esfuerzo de Fluencia (f_y): Mientras mayor sea el esfuerzo de fluencia, se requerirá una mayor longitud de desarrollo.

- Sección Transversal: Cuanto mayor sea la sección transversal, se desarrollará una mayor fuerza, y se necesitará una mayor longitud de desarrollo.
- Perímetro de la Varilla: A mayor perímetro de la varilla, existirá una mayor superficie de concreto en la que se desarrolle adherencia, y se requerirá una menor longitud de desarrollo.
- Resistencia del Concreto (f'_c): Mientras mayor sea la resistencia a tensión del concreto, se podrán desarrollar esfuerzos más altos de adherencia, y se requerirá una menor longitud de desarrollo.

La longitud de desarrollo se especifica en el presente trabajo tanto a tensión como compresión.

Longitud de desarrollo del acero en tensión (l_d).

A partir de la sección 25.4.2.3 (a) del ACI 318-14 se tiene que la longitud de desarrollo (l_d) para las varillas corrugadas en tensión se calcula con la siguiente fórmula:

$$l_d = \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b \quad \text{Ecuación 2. 49}$$

Donde:

$$\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right) \leq 2.5 \quad \text{Ecuación 2.50}$$

$$l_d \geq 30cm$$

Se puede usar $K_{tr} = 0$ como una simplificación de diseño aún si hay refuerzo transversal presente.

Un caso práctico del uso de la longitud de desarrollo se muestra en la figura 2.80. El momento flector resistido en el sector de tensión por la barra superior, necesita prolongarse una determinada distancia más allá del punto de máxima tensión. Esta distancia es precisamente la longitud de desarrollo.

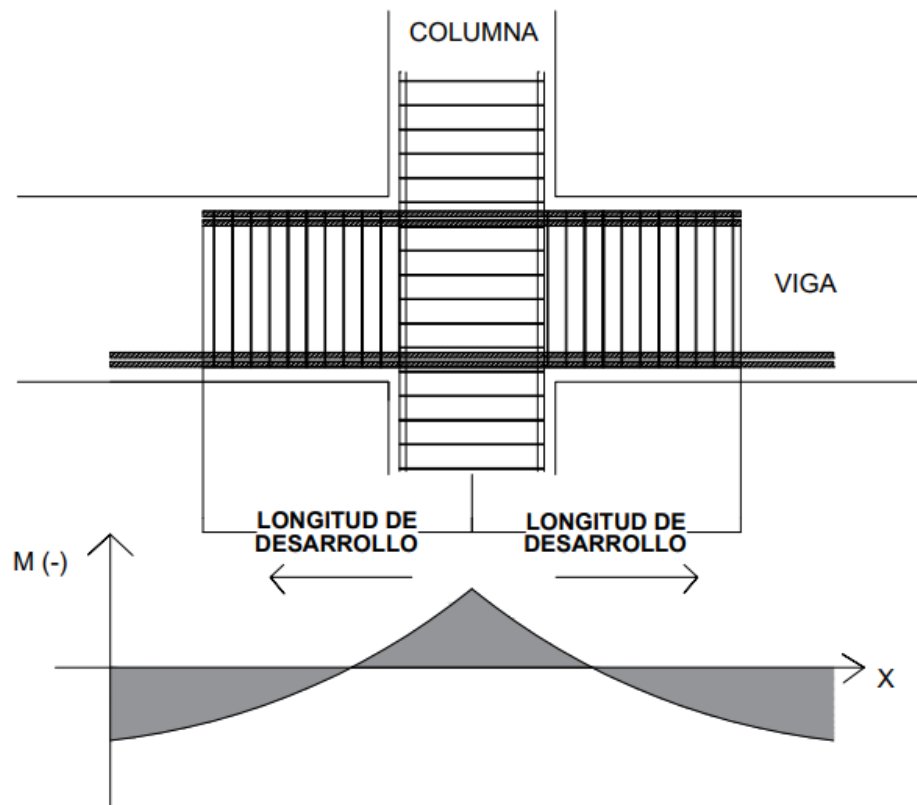


Figura 2. 80 Ejemplificación de longitud de desarrollo de una barra en tensión.

La tabla 2.10 muestra los factores de modificación para el cálculo de la longitud de desarrollo (l_d) de las barras corrugadas y alambres corrugados en tensión.

Tabla 25.4.2.4 del ACI 318-14

FACTORES DE MODIFICACIÓN PARA EL DESARROLLO DE LAS BARRAS CORRUGADAS Y ALAMBRES CORRUGADOS EN TENSIÓN.		
Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano.	0.75
	Concreto de peso liviano, donde f_{ct} se especifica	De acuerdo a 19.2.4.3
	Concreto de peso normal.	1.0
Epóxido ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$.	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones.	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado).	1.0
Tamaño ψ_s	Para barras No. 22 y mayores.	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados.	0.8
Ubicación ψ_t	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

Tabla 2. 10 Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción.

Longitud de desarrollo del acero en compresión (l_d).

La longitud de desarrollo (l_d) para varillas corrugadas en compresión según la sección 25.4.9.2 del ACI 318-14 es:

$$a) \quad l_d = \frac{0.075 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \quad \text{Ecuación 2.51}$$

$$b) \quad l_d = 0.0044 f_y d_b \quad \text{Ecuación 2.52}$$

La longitud de desarrollo debe ser la mayor de a o b, pero siempre y cuando sea mayor o igual a 20 cm.

$$l_d \geq 20 \text{ cm}$$

La longitud de desarrollo (l_d) puede reducirse 25 por ciento, cuando el refuerzo está confinado mediante espirales, estribos o estribos cerrados de confinamiento con poco espaciamiento.

La tabla 2.11 ha sido realizada en base a la tabla 25.4.9.3 del ACI 318-14 y muestra los factores de modificación para barras y alambres corrugados a compresión.

Tabla 25.4.9.3 del ACI 318-14

FACTORES DE MODIFICACIÓN PARA BARRAS Y ALAMBRES CORRUGADOS A COMPRESIÓN..		
Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano.	0.75
	Concreto de peso liviano, donde f_{ct} se especifica	De acuerdo a 19.2.4.3
	Concreto de peso normal.	1.0
Refuerzo de confinamiento ψ_r	Refuerzo encerrado dentro del (1), (2), (3), (4): (1) Una espiral (2) Un estribo circular continuo con $d_b \geq \frac{1}{4}$ pulg. y paso de 4 pulg. (3) Estribos de barra de acuerdo a 25.7.4 (4) Estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 25.7.4 y espaciadas ≤ 4 pulg.	0.75
	Otra	1.0

Tabla 2. 11 Factores de modificación para barras y alambres corrugados a compresión.

2.4.2.2. ESPACIAMIENTO.

Los límites mínimos de espaciamiento se establecen con el fin de permitir el flujo rápido del concreto dentro de los espacios comprendidos entre las barras y entre las barras y el encofrado, sin formar hormigueros y con el objeto de evitar la concentración de barras en el mismo plano, lo cual puede causar fisuración por cortante o retracción. El uso del diámetro nominal de las barras para definir el

espaciamiento mínimo permite un criterio uniforme para barras de todos los tamaños.

La figura 2.81 muestra la separación mínima (s) de las varillas individuales en una viga de concreto reforzado.

Separación Mínima (s)

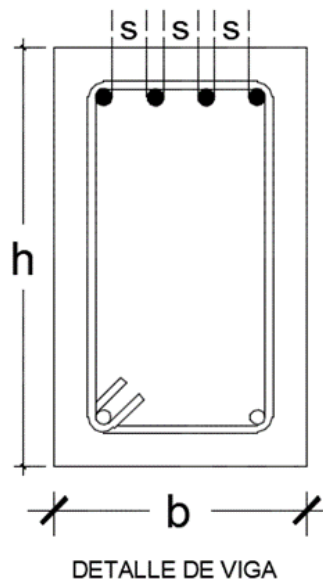


Figura 2. 81 Separación mínima de varillas individuales en una viga.

Para la colocación y espaciamiento adecuados del acero de refuerzo se deben especificar en planos de Diseñador Estructural y de taller, los datos correspondientes a cada elemento estructural, y es responsabilidad del armador reproducir de forma exacta lo establecido en dichos planos.

La tabla 2.12 muestra los espaciamientos mínimos que debe cumplir el acero de refuerzo:

Tabla basada en ACI 318-14, sección 25.2

ESPACIAMIENTOS MÍNIMOS DEL ACERO DE REFUERZO (S)	
Descripción	(S)
Para refuerzo paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre:	2.5 cm
	d_b
Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de:	4 cm
	$1.5d_b$
Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas:	No menor de 2.5 cm.

Tabla 2. 12 Espaciamientos mínimos del acero de refuerzo.

2.4.2.3. EMPALMES.

En casi todas las estructuras de concreto reforzado deben traslaparse algunas varillas de refuerzo. El largo de varilla requerido puede ser mayor que el de las varillas de acero en existencia, o la varilla puede ser demasiado larga para transportarse convenientemente. En cualquiera de los casos, los que instalan las varillas terminan con dos o más tramos de varilla que deben empalmarse.

La utilidad principal de los empalmes es que garantizan una correcta transferencia de esfuerzos y continuidad del acero de refuerzo. La discontinuidad puede atentar contra la capacidad resistente de la estructura, por lo que se requeriría de algún mecanismo de transferencia de los esfuerzos de una varilla hacia la otra. En caso de ser necesaria esa transferencia, se puede recurrir a varillas traslapadas, varillas soldadas o dispositivos mecánicos de continuidad. A continuación, se explican cada uno de ellos:

I. EMPALME POR TRASLAPE.

En el caso de un empalme por traslape, la transferencia de esfuerzos de una barra a otra, se hace a través del concreto que rodea ambas barras. En cualquier parte de la longitud de empalme, la fuerza se transmite de una barra al concreto por adherencia y también por este mecanismo, simultáneamente, se transmite del concreto hacia la otra barra. Como se podrá comprender, dentro del concreto se generan tensiones muy elevadas y fuerzas que tienden a la falla por separación. En la figura 2.82 se muestra la sección típica de empalme traslapado según la sección 25.5 del ACI 318-14, normativa bajo la cual se está realizando el presente trabajo. Esto permitirá tener una mejor apreciación de lo que es un empalme por traslape.

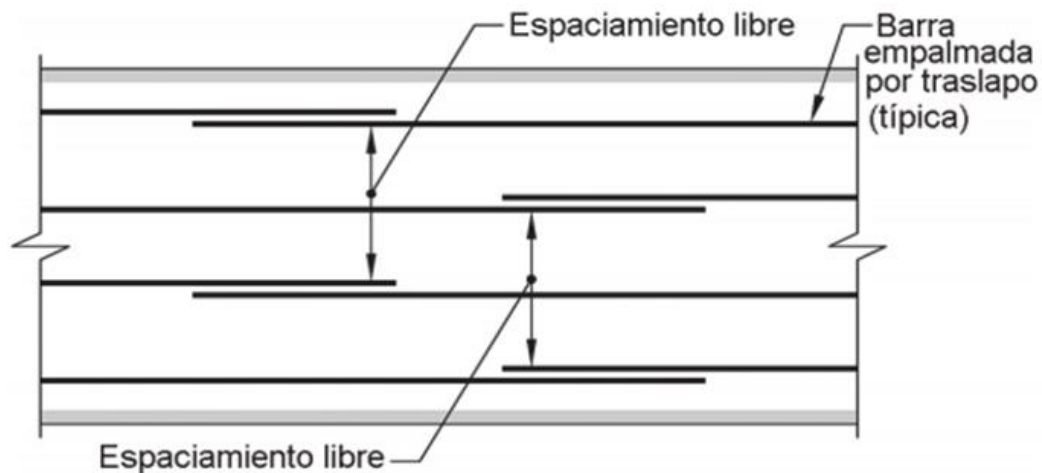


Figura 2. 82 Sección típica de empalme traslapado según sección 25.5 del ACI 318-14.

En consecuencia, la eficiencia de un empalme por traslape radica básicamente en que se pueda desarrollar eficazmente la adherencia entre la barra y el concreto, sin que éste se desintegre o se induzcan excesivas deformaciones.

Para el caso de barras de refuerzo sometidos a tensión, se han observado dos tipos de falla por adherencia:

1. Falla por desprendimiento directo de la barra: Lo cual ocurre cuando existe un buen confinamiento proporcionado por el concreto circundante. Este tipo de falla puede esperarse cuando se utilizan barras de diámetro relativamente pequeño, con recubrimientos de concreto y espaciamientos entre barras lo suficientemente adecuados.

2. Fracturamiento del concreto: Esto ocurre a lo largo de la barra cuando el recubrimiento, el confinamiento o el espaciamiento entre barras es insuficiente para resistir la tensión lateral en el concreto, que resulta de la acción de cuña producida por las deformaciones de la barra.

Los empalmes deben situarse lejos de los puntos de esfuerzo máximo de tensión, para una mejor comprensión de este concepto se describirán más adelante las zonas en vigas y columnas donde se pueden realizar los traslapes y, se ejemplifica en la figura 2.83.

Además, no todas las barras deben empalmarse en la misma sección, sino que tales posiciones deben escalonarse.

Si tienen que empalmarse dos varillas traslapadas de diferentes diámetros, la longitud del traslape debe ser igual al valor requerido para la menor barra o bien a la longitud de anclaje requerida para la mayor barra, rigiendo la mayor de las dos longitudes.

Empalmes por traslape de barras en tensión.

Los empalmes por traslape sometidos a tensión se clasifican como Clase A y B tal como lo muestra la tabla 2.13, en los cuales la longitud del empalme por traslape es un múltiplo de la longitud de desarrollo en tensión (l_d).

Tabla 25.5.2.1 de ACI 318-14.

LONGITUD DE EMPALME POR TRASLAPE DE BARRAS CORRUGADAS EN TENSIÓN.				
$A_{s,COLOCADO}/A_{s,REQUERIDO}$	Porcentaje máximo de a_s empalmado dentro de la longitud de traslape requerida	Tipo de empalme	L_{st}	
≥ 2.0	50	CLASE A	Mayor de:	$1.0 L_d$ y 30 cm
	100	CLASE B	Mayor de:	$1.3 L_d$ y 300mm
< 2.0	Todos los casos	CLASE B		

Tabla 2. 13 Longitud de empalme por traslape de barras corrugadas en tensión.

Los requisitos para empalmes por traslape en tensión fomentan la localización de los empalmes por traslape fuera de las zonas de esfuerzos de tensión altos hacia donde el área del acero proporcionado en la localización del empalme por traslape sea por lo menos 2 veces la requerida por el análisis.

El empalme por traslape mínimo a tensión deberá cumplir con los requisitos de empalmes clases A o B, pero no puede tener una longitud menor a 30 cm.

$$l_{\text{traslape en tensión}} \geq 30 \text{ cm.}$$

En otros términos, los empalmes por traslape de varillas corrugadas sometidas a tensión deben ser empalmes Clase B, excepto cuando se admitan empalmes Clase A en los siguientes casos:

- Cuando el área de refuerzo proporcionada es al menos el doble que el área de refuerzo requerida por análisis a todo lo largo del empalme por traslape.
- Cuando la mitad, o menos, del refuerzo total está empalmado dentro de la longitud de empalme por traslape requerido.

Empalmes por traslape de barras en compresión.

El comportamiento por adherencia de las barras en compresión no se dificulta por el problema de la fisuración transversal por tensión y, por lo tanto, los empalmes en compresión no requieren de requisitos tan estrictos como los especificados para los empalmes en tensión.

Las barras de acero de refuerzo a compresión se empalman ante todo en columnas donde las barras de acero llegan normalmente un poco más arriba de cada entrepiso. Esto se hace en parte por conveniencia y facilidad en la construcción, a manera de evitar el manejo y soporte de barras de acero muy largas en las columnas, pero también para permitir la reducción por etapas del área de acero de la columna a medida que las cargas disminuyen en los pisos superiores.

Cuando se presentan varillas sujetas a compresión en una estructura, el empalme por traslape mínimo a compresión deberá cumplir con los requisitos presentados en el ACI 318 y que se detallan en la tabla 2.14:

LONGITUD DE EMPALME POR TRASLAPE DE BARRAS CORRUGADAS EN COMPRESIÓN.		
1. Para F_y menor o igual a 4200 kg/cm ²	L _{ct} será la mayor de:	
	0.071f _y d _b	30 cm
2. Para F_y mayores a 4200 kg/cm ²	L _{ct} será la mayor de:	
	(0.013f _y -24)*d _b	30 cm
3. Para f'c menores a 210 kg/cm ²	La longitud de empalme por traslape debe incrementarse 1/3.	
Nota: Tabla basada en 25.5.2.1 del ACI 318-14.		

Tabla 2. 14 Longitud de empalme por traslape de barras corrugadas en compresión.

En la figura 2.83 se pueden visualizar las zonas de traslapes según momento positivo o negativo:

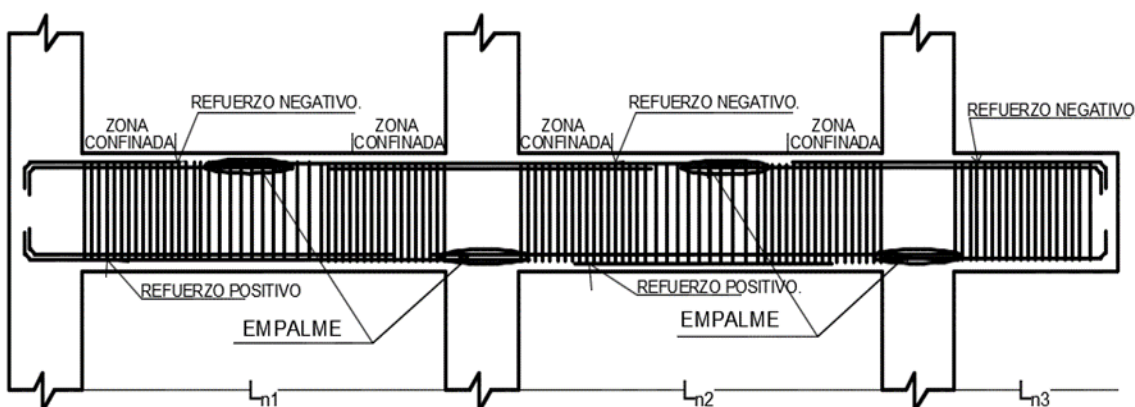


Figura 2. 83 Ejemplificación de traslapes.

Zonas de traslapes de vigas y columnas.

Vigas.

Solo se permiten los empalmes por traslape de refuerzo por flexión cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslape. El espaciamiento del refuerzo transversal que envuelve las varillas traslapadas no debe exceder el menor de $d/4$ ó 10 cm. Las zonas donde no debe traslaparse en vigas (ACI318 –14) son las siguientes:

- a) Dentro de los nudos.
- b) En la zona de confinamiento, es decir a una distancia de dos veces la altura del elemento medida desde la cara del nudo.
- c) En las zonas donde se produzcan los mayores esfuerzos por flexión.

Ver en la figura 2.84 un esquema de las zonas de traslape en vigas y columnas.

Columnas.

Los empalmes por traslape se permiten sólo dentro de la mitad central de la longitud del elemento y deben estar rodeados por refuerzo transversal cuya separación no debe exceder la menor de:

- a) La cuarta parte de la dimensión transversal del elemento ($c_1/4$)
- b) Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal ($6d_b$)
- c) 10 cm

Este refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud (l_o) medida desde cada cara del nudo. Dicha longitud l_o no debe ser menor que la mayor de:

- a) La altura del elemento en la cara del nudo (c_2).
- b) Un sexto de la luz libre (altura) del elemento ($h_n/6$).
- c) 45 cm.

Ver figura 2.84 Para obtener una mejor comprensión

LOS TRASLAPES SE DEBEN REALIZAR FUERA DE LAS ZONAS SOMBREADAS.

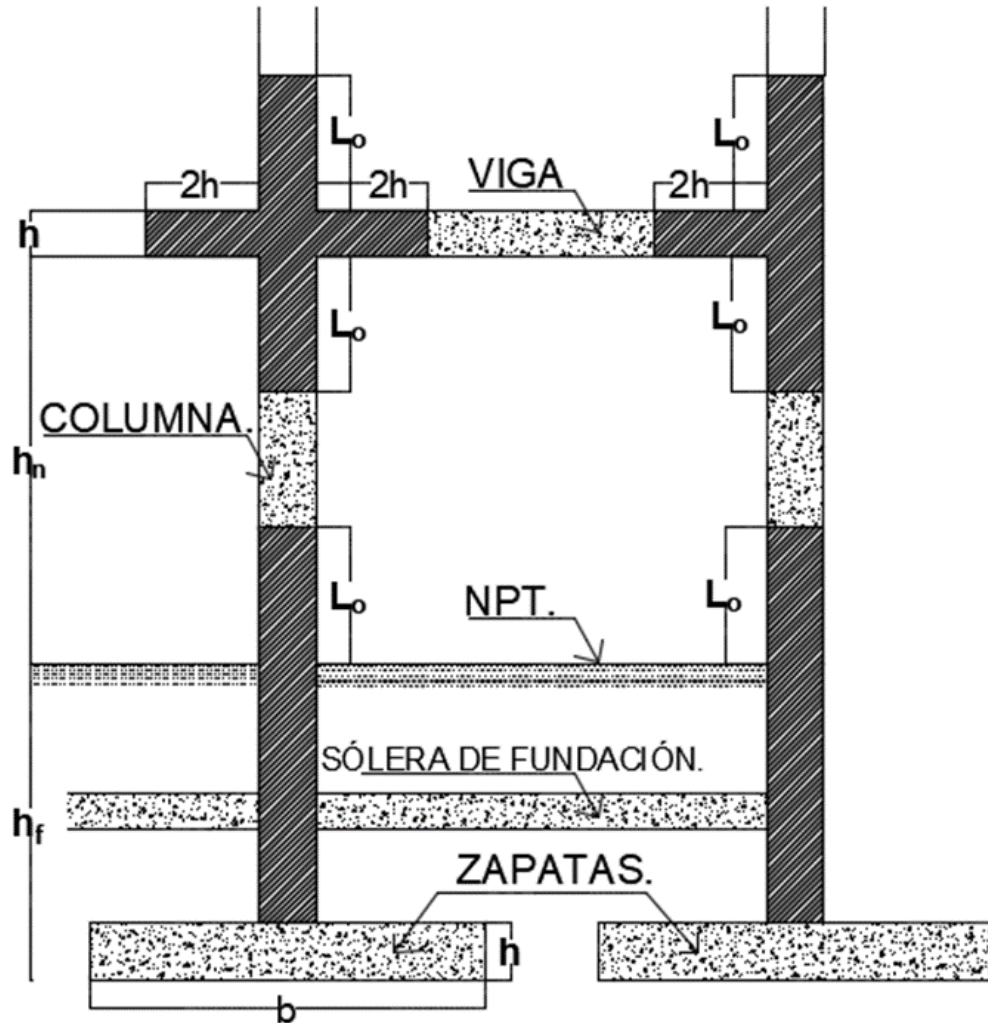


Figura 2. 84 Zonas de traslapes en vigas y columnas.

II. EMPALME SOLDADO.

Los empalmes soldados se utilizan cuando así lo dictan las notas estructurales de los Planos Estructurales, cuando el diseño por empalmes traslapados no es factible y cuando el área a soldar no sobrepasa el 33% del área total de varillas en análisis.

Para el diseño del empalme soldado, el tipo de soldadura y electrodo a utilizar debe garantizar que se desarrolle en tensión o compresión, según se requiera, al menos $1.25 f_y$ de la barra. Para asegurar una resistencia suficiente en los empalmes de manera que se pueda producir la fluencia en el miembro y evitarse así una falla frágil, los expertos en el ámbito determinaron el 25 por ciento de incremento sobre la resistencia a la fluencia ($25\%f_y$) de la varilla de acero corrugada en análisis, tanto como un valor mínimo por seguridad y un valor máximo por economía. La figura 2.85 muestra los tipos de empalme soldados.

TIPOS DE EMPALMES SOLDADOS

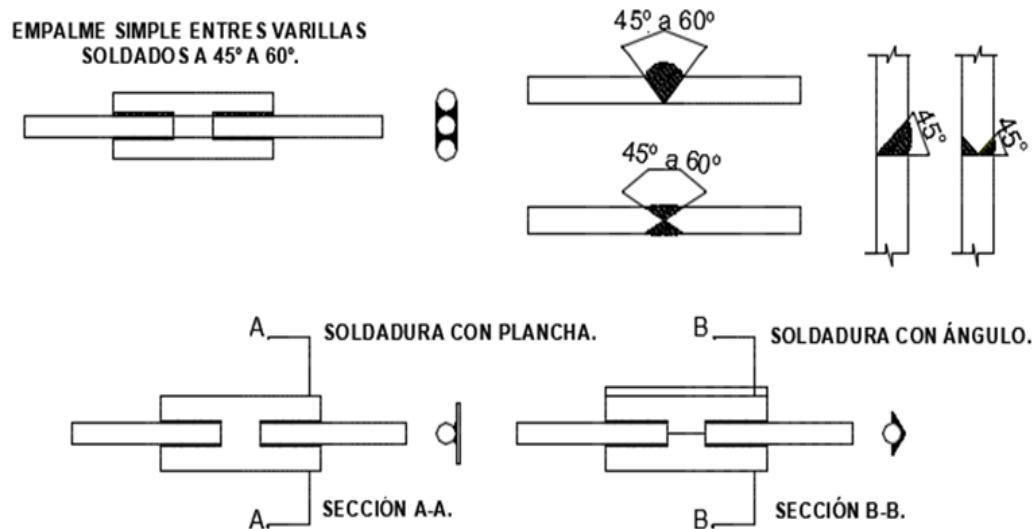


Figura 2. 85 Tipos de empalmes soldados en varillas de acero.

A pesar de que los empalmes soldados o mecánicos no necesitan estar escalonados, dicho escalonamiento es aconsejable por facilidad constructiva de modo que haya suficiente espacio alrededor del empalme para instalarlos y cumplir con los requisitos de espaciamiento libre.

En nuestro medio, no es conveniente soldar las varillas de refuerzo, ya que las fábricas de acero nacionales solamente producen acero ASTM A615, el cual es un acero no soldable y para realizar estas aplicaciones hay que importarlo.

Los electrodos (ver figura 2.86) deben proporcionar un metal que tenga propiedades físicas semejantes a la de la varilla, por lo que se recomienda que éstos tengan bajo contenido de hidrógeno, ya que el hierro en polvo contenido en su recubrimiento facilita la ejecución de la junta y aumenta la velocidad del relleno.



Figura 2. 86 Soldadura de varillas de acero en campo.

La sección D1.4 de los códigos AWS es la relacionada con la soldadura en acero de refuerzo en estructuras. Esta normativa debe ser utilizada en conjunto con la norma que se esté aplicando en el diseño de la estructura como en el caso de la Norma ACI 318-14. Aquí se hace referencia al procedimiento que se debe cumplir al unir varillas corrugadas, tomando en cuenta que los aceros de refuerzo son aceros al carbono, los cuales no están hechos para la exposición a altas temperaturas como sucede al soldar.

INSPECCIÓN Y PRUEBAS.

▪ INSPECCIÓN VISUAL.

Se sugiere que el inspector de soldadura sea un técnico debidamente avalado o certificado. Al asignado para llevar la inspección visual de la soldadura se le deben proporcionar los planos, especificaciones particulares y generales del proyecto.

El contratista de la soldadura debe contar con planos y especificaciones particulares y generales del proyecto, para que conozca el tipo de trabajo que se debe realizar, de modo que cuando sea inspeccionado no se escude en el desconocimiento del proyecto.

El dueño de la obra debe efectuar pruebas radiográficas en las soldaduras de las varillas para conocer la calidad del trabajo que le está entregando el contratista.

Calidad mínima que deben cumplir las soldaduras visualmente:

- a. Las varillas no deben presentar grietas en la soldadura ni en la zona afectada por el calor.
- b. Cualquier falta de fusión que se detecte debe ser rechazada, sin importar dimensión.
- c. Los cráteres que se detecten deben ser rellenados hasta dar la sección transversal completa.

- d. El traslape no debe ser mayor de un diámetro del electrodo que se esté usando.
- e. El socavado no debe ser mayor a 1 mm.

Las figuras 2.87 y 2.88 muestra los perfiles aceptables de soldadura de filete y soldadura de ranura respectivamente.

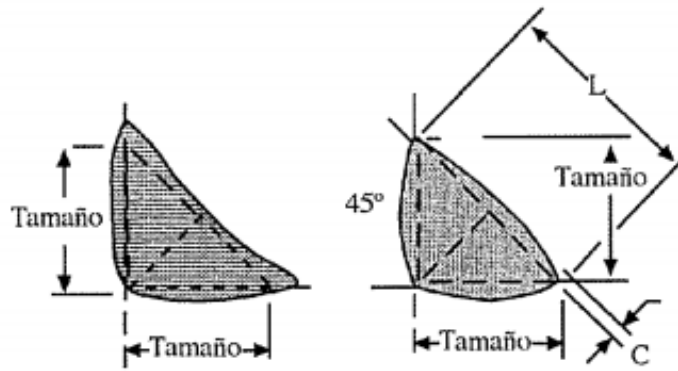


Figura 2. 87 Perfil aceptable de soldadura de filete.

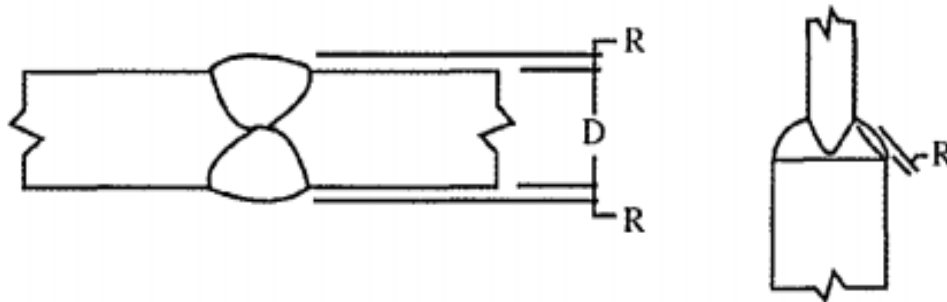


Figura 2. 88 Perfil aceptable de soldadura de ranura.

▪ PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS.

Como su nombre lo indica, permite conocer la sanidad de las soldaduras sin destruir el elemento, haciéndose la prueba en el sitio.

Las pruebas más conocidas son:

- a. Inspección ultrasónica.
- b. Inspección con partículas magnéticas.
- c. Inspección con líquidos penetrantes.
- d. Inspección radiográfica.

▪ **PRUEBAS DESTRUCTIVAS.**

Como su nombre lo indica, es necesario destruir al elemento para conocer la calidad y resistencia de la soldadura. Las muestras son ensayadas fuera de la obra para lo cual se tienen que llevar al laboratorio. Las pruebas más usadas para varillas son las siguientes:

- a. Ensaye a tensión.
- b. Macro-ataque.

El ensaye a tensión permite conocer la resistencia de la unión soldada con los datos adicionales como lo son:

- ✓ Carga en el límite elástico.
- ✓ Carga máxima.
- ✓ Esfuerzo en el límite elástico.
- ✓ Esfuerzo máximo.
- ✓ Porcentaje de alargamiento.

Las longitudes mínimas para el ensaye de tensión de las muestras deben ser 40cm, considerando 20cm a cada lado de la unión soldada.

Este método se utiliza principalmente en uniones a tope directas de penetración completa y se utiliza muy poco en el resto de soldaduras mencionadas en este trabajo.

El Macro-ataque permite conocer la fusión y la varilla y las discontinuidades del tipo de fusión en la soldadura. Este método se aplica principalmente en uniones con soldaduras de filete, en uniones a tope directa de penetración completa se usa muy poco, pero es de mucha utilidad cuando no se puede hacer la inspección radiográfica.

III. EMPALMES MECÁNICOS.

El empalme mecánico asegura el mantenimiento de la continua distribución de la carga en la barra, sin depender de la condición o de la existencia del hormigón.

El ACI 318-14 establece que un empalme completo debe desarrollar, en tensión o compresión y según sea requerido, al menos $1.25f_y$ de la barra de acero. En el diseño y elaboración del empalme mecánico se debe garantizar que este cumpla con la resistencia de $1.25F_y$ de la barra corrugada de acero que se ha de empalmar.

La figura 2.89 muestra una comparación entre el empalme traslapado y el empalme mecánico en un nudo de una viga y columna. Como se visualiza el empalme mecánico genera un mayor espaciamiento, lo que evita la saturación de varillas en un solo punto.

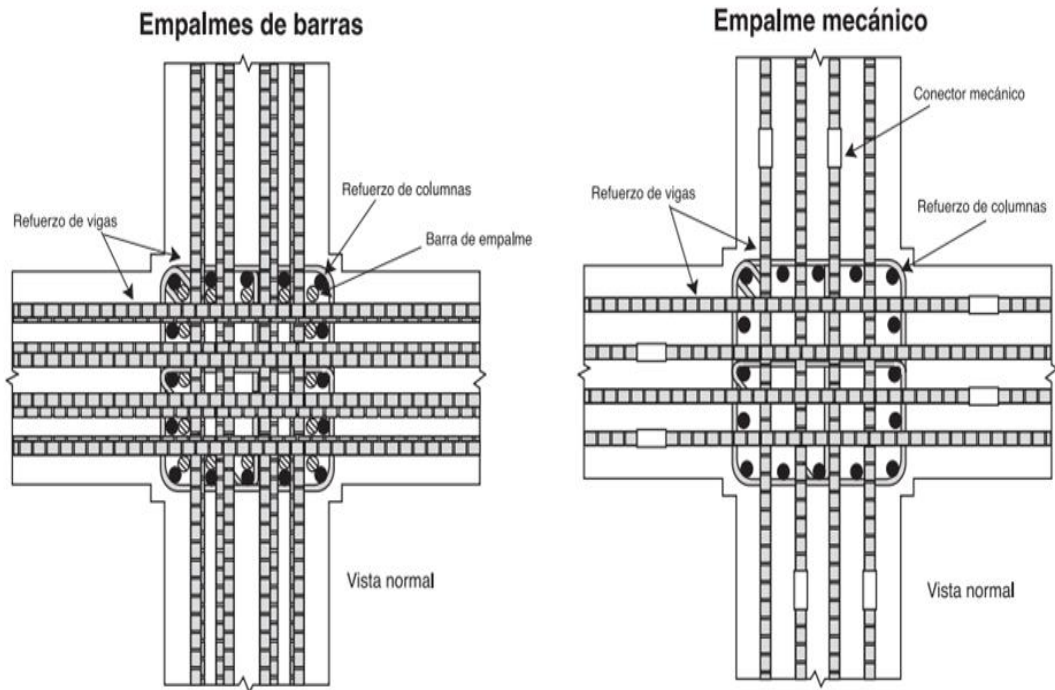


Figura 2. 89 Empalme traslapado y empalme mecánico en barras de acero.

En estructuras sometidas a flexión (Vigas) ya no es permitido colocar los empalmes de las barras de acero en las zonas de confinamiento. Deben colocarse de manera escalonada, procurando una separación de por lo menos 60 cm.

Así mismo, no debe colocarse más del 50% de empalmes en una misma zona de un lecho.

En estructuras sometidas a carga axial (columnas) no es permitido colocarlos en las zonas de confinamiento, delimitados como l_0 . Debe tenerse el cuidado que, entre cada empalme, se dejen por lo menos 60 cm de separación, como se muestra en la figura 2.90.

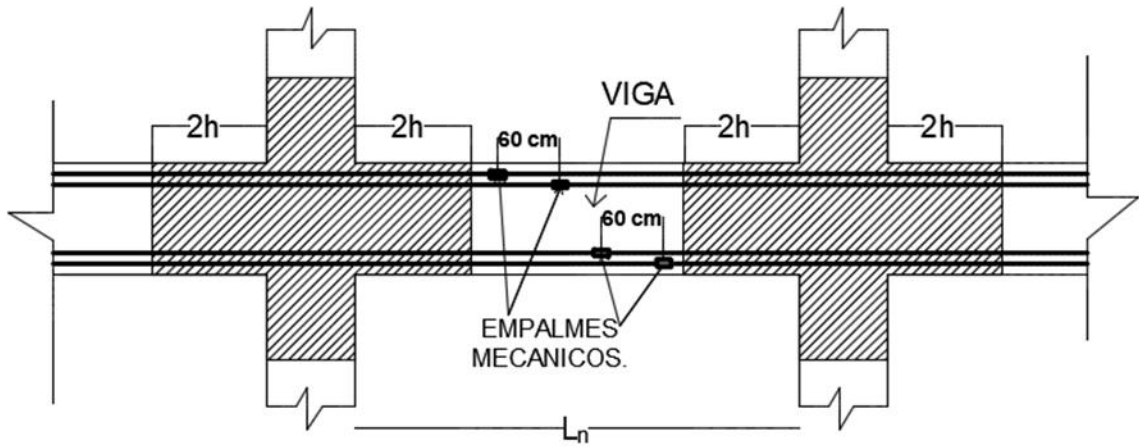


Figura 2. 90 Empalmes mecánicos en vigas.

En la figura 2.91 se muestra cómo se deben colocar los traslapes mecánicos en columnas.

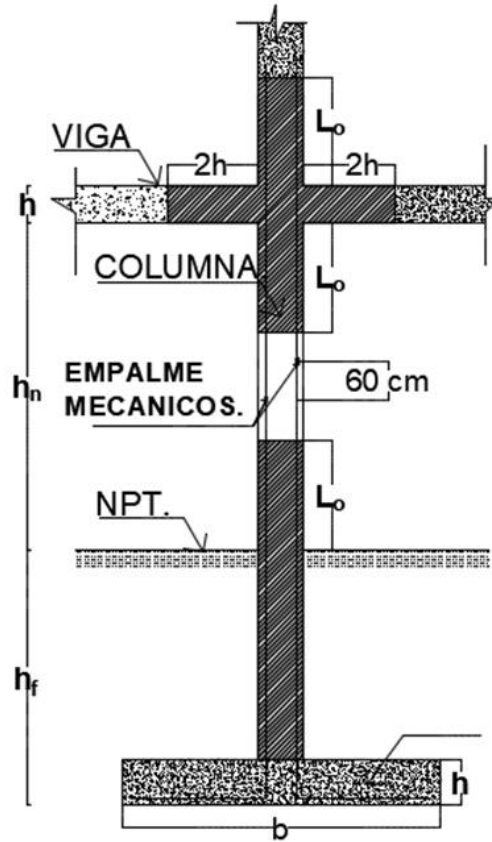


Figura 2. 91 Colocación de empalmes mecánicos en columnas.

Los empalmes mecánicos ofrecen una integridad estructural mayor que los otros tipos de empalmes. Las conexiones mecánicas ofrecen resistencia y solidez en caso de eventos sísmicos, naturales o de otro tipo.

Usos de los empalmes mecánicos:

- ✓ En donde se utilice varillas de diámetro grandes ya que algunos reglamentos no permiten empalmar este tipo de varillas. Esto ocurre a menudo en columnas, losas de cimentación, y otras estructuras abundantemente reforzadas.
- ✓ En donde el espaciamiento de varillas de refuerzo sea insuficiente para permitir el empalmado de las varillas. Esto generalmente ocurre en situaciones que requieren grandes cantidades de acero de refuerzo, así como el uso de varillas mayores, como en el caso de columnas fuertemente cargadas.
- ✓ Cuando los requisitos de los reglamentos vigentes y las especificaciones para empalmes traslapados a tensión den por resultado grandes longitudes de empalme.

Los empalmes traslapados pueden ser, en este caso, menos prácticas que las conexiones mecánicas.

- ✓ En donde se utilizan miembros atirantados a tensión.

- ✓ Cuando la ubicación de las juntas de construcción y las preparaciones para una construcción futura determina el uso de conexiones mecánicas para proporcionar continuidad a la tensión.

Montaje en campo.

Las conexiones mecánicas se alternan de igual manera para proporcionar espacio, para acceso y por algunos requisitos del reglamento. Si las conexiones mecánicas alternadas se usan por ejemplo en columnas, se pueden requerir el montaje libre vertical y el ensamble del refuerzo.

Hay una diferencia considerable en el tiempo y el equipo requeridos para instalar diferentes conexiones mecánicas. Por lo tanto, es imperativo coordinar el procedimiento de selección y de instalación de las conexiones mecánicas.

Para algunos proyectos, el Ingeniero puede encontrar apropiado controlar los tipos de dispositivos de conexión mecánica a utilizar. Igualmente, el método de construcción puede determinar los tipos de dispositivos de conexiones mecánicas que pueden ser más fácilmente utilizables. Es importante que los requisitos únicos de cualquier dispositivo de conexión mecánica seleccionado sean analizados por todas las partes antes de comenzar la construcción.

Requisitos de diseño para conexiones mecánicas:

Debido a la resistencia mínima requerida de la conexión, generalmente se supone en el diseño, que la ocurrencia de una conexión mecánica de dos varillas

de refuerzo no resulta en una reducción de la resistencia estructural anticipada, así como de la rigidez longitudinal y la ductilidad longitudinal del acero de refuerzo, que el elemento de concreto reforzado habría tenido con una varilla continua no empalmada. Es decir, se supone que el uso de una conexión mecánica no introduce una debilidad estructural que podría poner en peligro el funcionamiento total de la estructura.

Los reglamentos de diseño cubren los requisitos básicos de resistencia para los empalmes y las conexiones mecánicas, pero generalmente no especifican como evitar otras debilidades potenciales que pueden atribuirse directamente a los detalles específicos y/o materiales de una conexión mecánica como sigue:

- ✓ En un elemento a flexión, la conexión mecánica no deberá tener como resultado una baja rigidez longitudinal efectiva del refuerzo, que viole las condiciones de deformidad supuestas en el diseño del elemento.
- ✓ Donde deba anticiparse una deformación no elástica, como en las zonas de cedencia de las estructuras sísmicas, el dispositivo de conexión mecánica no debe introducir efectos de muesca que podrían causar la ruptura de la varilla en el dispositivo de la conexión mecánica, antes de que la cedencia requerida pueda ocurrir en las varillas adyacentes.
- ✓ La selección de las conexiones mecánicas adecuadas debe considerar que los efectos de muesca, si se presentan, son más severos con cargas dinámicas, cargas de fatiga, y temperaturas frías.

- ✓ Donde la deformación potencial no elástica pueda ocurrir durante una excitación sísmica, el ensamble consistente del conector y las varillas de refuerzo conectadas, debe poseer una ductilidad adecuada, de manera que la falla se inicie en el concreto y no en el acero de refuerzo.

La información del fabricante, así como la de la literatura respectiva, deben ser revisadas por el Ingeniero cuando evalúe un conector mecánico para servicio, en donde sean posibles cambios de signos de grandes cargas.

2.4.2.4. GANCHOS Y DOBLECES.

Cuando la fuerza en tensión en una varilla no puede desarrollarse por longitud recta solamente, se hace necesario proveer algún tipo de anclaje en el extremo, generalmente por medio de un gancho estándar de 90°, 180° o de 135° en el caso de estribos (ver figuras 2.92 y 2.93).

Para diámetros de barras No.3 a No.11 terminadas con gancho estándar, “ l_{dh} ” se debe determinar mediante la ecuación 18.8.5.1 de ACI 318-14, pero “ l_{dh} ” debe ser al menos igual al mayor valor entre $8d_b$ y 15 cm para concreto de peso normal, y debe ser al menos igual al mayor valor entre $10d_b$ y 19 cm para concreto liviano.

La fórmula para obtener la longitud de desarrollo (l_{dh}) es la siguiente:

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f'_c}} \quad \text{Ecuación 2.53}$$

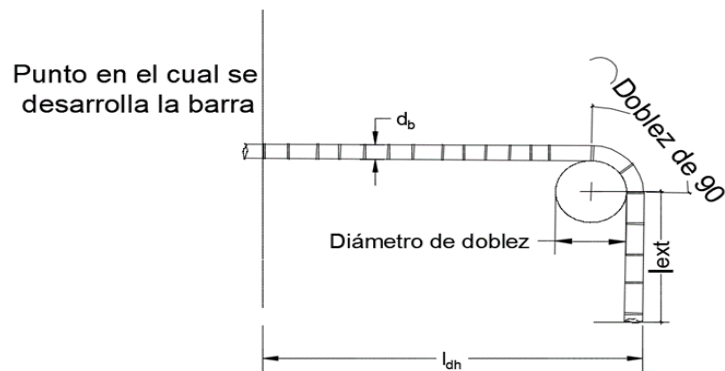


Figura 2. 92 Elementos que componen un gancho (l_{dh} , l_{ext} , d_b , Diámetro de doblado).

El valor de λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. El gancho debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde, con el gancho doblado dentro del nudo. Según la sección 18.8.5.3 del ACI 318-14 la longitud de desarrollo en tensión para una barra recta, debe ser:

Lecho superior:
$$l_d = \frac{3.25 f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f'_c}} \quad \text{Ecuación 2.54}$$

Lecho inferior:
$$l_d = \frac{2.5 f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f'_c}} \quad \text{Ecuación 2.55}$$

DETALLES Y DOBLECES DEL GANCHO ESTÁNDAR DEL ACERO LONGITUDINAL.

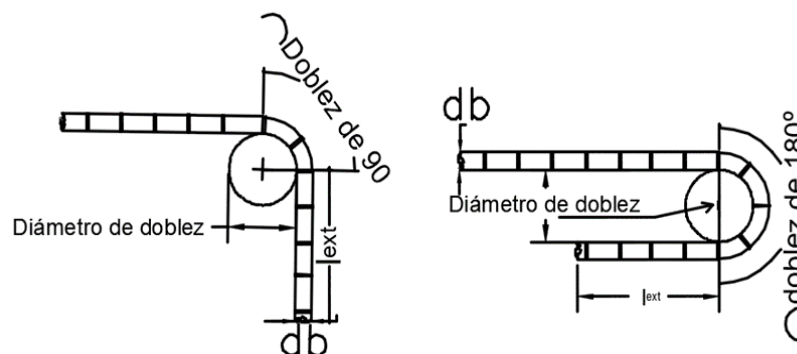


Figura 2. 93 Gancho estándar a 90° y 180° del acero longitudinal. Tomada del ACI 318-14.

Los dobleces estándar de las barras de refuerzo se describen en términos del diámetro interior de doblado, ya que éste resulta más fácil de medir que el radio de dicho doblez.

Los factores principales que afectan el diámetro mínimo de doblado en las varillas de acero son:

- La capacidad del acero de doblarse sin romperse y
- La prevención del aplastamiento del concreto dentro del doblez.

La tabla 2.15 muestra los diámetros mínimos de doblado del acero longitudinal de los ganchos estándar:

Tabla 25.3.1 del ACI 318-14

DIAMETROS MINIMOS DE DOBLADO DE ACERO LONGITUDINAL. GANCHOS ESTÁNDAR.				
TIPO DE GANCHO	DIAMETRO DE BARRA		DIAMETRO MINIMO DE DOBLEZ	EXTENSIÓN RECTA (lext)
Gancho de 90 grados	DEL N°3	AL N° 8	6 DIAMETROS DE LA BARRA	12 DIAMETROS DE LA BARRA
	DEL N°9	AL N° 11	8 DIAMETROS DE LA BARRA	12 DIAMETROS DE LA BARRA
	DEL N°14	AL N° 18	10 DIAMETROS DE LA BARRA	12 DIAMETROS DE LA BARRA
Gancho de 180 grados	DEL N°3	AL N° 8	6 DIAMETROS DE LA BARRA	EL MAYOR DE 6.5CM Y 4 DIAMETROS DE LA BARRA
	DEL N°9	AL N° 11	8 DIAMETROS DE LA BARRA	EL MAYOR DE 6.5CM Y 4 DIAMETROS DE LA BARRA
	DEL N°14	AL N° 18	10 DIAMETROS DE LA BARRA	EL MAYOR DE 6.5CM Y 4 DIAMETROS DE LA BARRA

Tabla 2. 15 Tabla de diámetro mínimo de doblado, tomada del ACI 318-14.

La figura 2.94 y 2.95 presenta los detalles esquematizados de los ganchos estándar del acero de refuerzo transversal para los elementos estructurales de concreto reforzado.

DETALLES Y DOBLECES DEL GANCHO ESTANDAR DEL ACERO TRANSVERSAL.

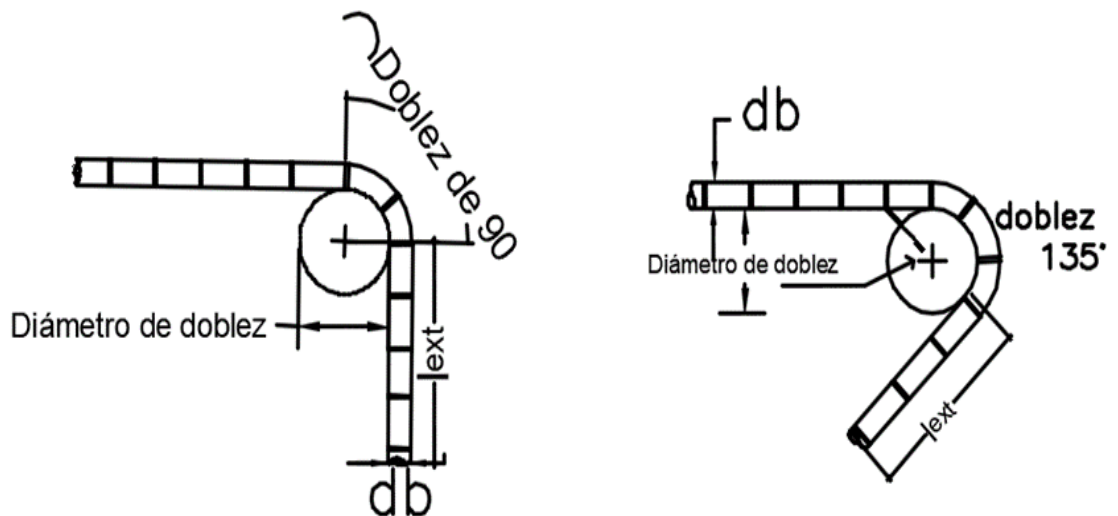


Figura 2. 94 Gancho estándar a 90° y 135° del acero transversal. Basado del ACI 318-14.

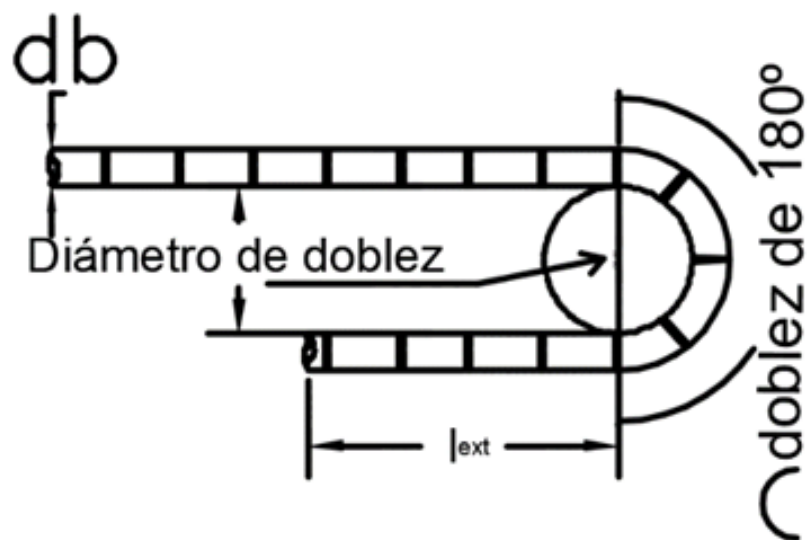


Figura 2. 95 Gancho estándar a 180° del acero transversal. Basado del ACI 318-14.

La tabla 2.16 que se encuentra a continuación y que ha sido tomada del ACI, muestra el diámetro mínimo de doblado para ganchos estándar utilizados en el acero de refuerzo transversal.

Tabla 25.3.2 del ACI 318-14.

DIAMETROS MINIMOS DE DOBLADO DE ACERO TRANSVERSAL. GANCHOS ESTÁNDAR.				
TIPO DE GANCHO	DIAMETRO DE BARRA		DIAMETRO MINIMO DE DOBLEZ	EXTENSIÓN RECTA (lex)
Gancho de 90 grados	DEL N°3	AL N° 5	4db	El mayor de 6db y 7.5 cm
	DEL N°6	AL N° 8	6db	12db
Gancho de 135 grados	DEL N°3	AL N° 5	4db	El mayor de 6db y 7.5 cm
	DEL N°6	AL N° 8	6db	
Gancho de 180 grados	DEL N°3	AL N° 5	4db	El mayor de 4db y 6.5 cm
	DEL N°6	AL N° 8	6db	

Tabla 2. 16 Diámetros mínimos de doblado de acero transversal. Ganchos estándar.

Los ganchos sísmicos usados para anclar los estribos, estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios deben cumplir con lo señalado a continuación:

- ✓ Dobleza mínimo de 90 grados para estribos cerrados de confinamiento circulares y de 135 grados para los demás estribos cerrados de confinamiento.
- ✓ El gancho debe abrazar el refuerzo longitudinal y la extensión del mismo debe proyectarse hacia el interior del estribo o estribo cerrado de confinamiento.

A continuación, se presentan una serie de tablas de longitudes de desarrollo de las varillas corrugadas en tensión tomando como base las ecuaciones 2.54 y 2.55 descritas en la sección 18.8.5.3 del ACI 318-14.

Lecho superior:

$$l_d = \frac{3.25 f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f'_c}}$$

Lecho inferior:

$$l_d = \frac{2.5 f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f'_c}}$$

Las tablas de la 2.17 a la 2.25 están realizadas para varillas de 2800 kg/cm², 3500 kg/cm², 4200 kg/cm² y concreto 210 kg/cm², 280 kg/cm², 350 kg/cm².

LONGITUDES DE DESARROLLO PARA VARILLAS CORRUGADAS EN TENSIÓN (F _y =2800 Kg/cm ² Y F' _c =210 Kg/cm ²)								
No de designación de la barra.	Diámetro en cm	Área de la sección transversal. (cm ²)	El mayor de:			l _{dh}	Lecho superior (3.25l _{dh})	Lecho inferior (2.5l _{dh})
			8db (cm)	15 cm	$\frac{f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f'_c}}$			
3	0.95	0.71	7.6	15	10.67	15.00	48.75	37.50
4	1.27	1.29	10.16	15	14.27	15.00	48.75	37.50
5	1.59	1.99	12.72	15	17.86	17.86	58.05	44.65
6	1.91	2.84	15.28	15	21.46	21.46	69.73	53.64
7	2.22	3.87	17.76	15	24.94	24.94	81.05	62.35
8	2.54	5.1	20.32	15	28.53	28.53	92.73	71.33
9	2.87	6.45	22.96	15	32.24	32.24	104.78	80.60
10	3.23	8.19	25.84	15	36.28	36.28	117.92	90.71
11	3.58	10.06	28.64	15	40.22	40.22	130.70	100.54

Tabla 2. 17 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión (f_y=2800 kg/cm² y f'_c=210 kg/cm²).

LONGITUDES DE DESARROLLO PARA VARILLAS CORRUGADAS EN TENSIÓN (F _y =2800 Kg/cm ² Y F' _c =280 Kg/cm ²)								
No de designación de la barra.	Diámetro en cm	Área de la sección transversal . (cm ²)	El mayor de:			l _{dh}	Lecho superior (3.25l _{dh})	Lecho inferior (2.5l _{dh})
			8db (cm)	15cm	$\frac{f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f'_c}}$			
3	0.95	0.71	7.6	15	9.24	15.00	48.75	37.50
4	1.27	1.29	10.16	15	12.36	15.00	48.75	37.50
5	1.59	1.99	12.72	15	15.47	15.47	50.27	38.67
6	1.91	2.84	15.28	15	18.58	18.58	60.39	46.45
7	2.22	3.87	17.76	15	21.60	21.60	70.19	53.99
8	2.54	5.1	20.32	15	24.71	24.71	80.31	61.78
9	2.87	6.45	22.96	15	27.92	27.92	90.74	69.80
10	3.23	8.19	25.84	15	31.42	31.42	102.13	78.56
11	3.58	10.06	28.64	15	34.83	34.83	113.19	87.07

Tabla 2. 18 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión (f_y=2800 kg/cm² y f'_c=280 kg/cm²).

LONGITUDES DE DESARROLLO PARA VARILLAS CORRUGADAS EN TENSIÓN (F _y =2800 Kg/cm ² Y F' _c =350 Kg/cm ²)								
No de designación de la barra.	Diámetro en cm	Área de la sección transversal . (cm ²)	El mayor de:			l _{dh}	Lecho superior (3.25l _{dh})	Lecho inferior (2.5l _{dh})
			8db (cm)	15 cm	$\frac{f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f'_c}}$			
3	0.95	0.71	7.60	15	8.27	15.00	48.75	37.50
4	1.27	1.29	10.16	15	11.05	15.00	48.75	37.50
5	1.59	1.99	12.72	15	13.84	15.00	48.75	37.50
6	1.91	2.84	15.28	15	16.62	16.62	54.01	41.55
7	2.22	3.87	17.76	15	19.32	19.32	62.78	48.29
8	2.54	5.1	20.32	15	22.10	22.10	71.83	55.25
9	2.87	6.45	22.96	15	24.97	24.97	81.16	62.43
10	3.23	8.19	25.84	15	28.11	28.11	91.34	70.26
11	3.58	10.06	28.64	15	31.15	31.15	101.24	77.88

Tabla 2. 19 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión (f_y=2800 kg/cm² y f'_c=350 kg/cm²).

LONGITUDES DE DESARROLLO PARA VARILLAS CORRUGADAS EN TENSION (F _y =3500 Kg/cm ² Y F _c =210 Kg/cm ²)								
No de designación de la barra.	Diámetro en cm	Área de la sección transversal (cm ²)	El mayor de:			L _{dh}	Lecho superior (3.25L _{dh})	Lecho inferior (2.5L _{dh})
			8db (cm)	15 cm	$\frac{f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f_c}}$			
3	0.95	0.71	7.6	15	13.34	15.00	48.75	37.50
4	1.27	1.29	10.16	15	17.83	17.83	57.96	44.58
5	1.59	1.99	12.72	15	22.33	22.33	72.56	55.82
6	1.91	2.84	15.28	15	26.82	26.82	87.17	67.05
7	2.22	3.87	17.76	15	31.17	31.17	101.31	77.93
8	2.54	5.1	20.32	15	35.67	35.67	115.92	89.17
9	2.87	6.45	22.96	15	40.30	40.30	130.98	100.75
10	3.23	8.19	25.84	15	45.36	45.36	147.41	113.39
11	3.58	10.06	28.64	15	50.27	50.27	163.38	125.68

Tabla 2. 20 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión (f_y=3500 kg/cm² y f_c=210

LONGITUDES DE DESARROLLO PARA VARILLAS CORRUGADAS EN TENSION (F _y =3500 Kg/cm ² Y F _c =280 Kg/cm ²)								
No de designación de la barra.	Diámetro en cm	Área de la sección transversal (cm ²)	El mayor de:			l _{dh}	Lecho superior (3.25l _{dh})	Lecho inferior (2.5l _{dh})
			8db (cm)	15 cm	$\frac{f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f_c}}$			
3	0.95	0.71	7.6	15	11.55	15.00	48.75	37.50
4	1.27	1.29	10.16	15	15.44	15.44	50.19	38.61
5	1.59	1.99	12.72	15	19.34	19.34	62.84	48.34
6	1.91	2.84	15.28	15	23.23	23.23	75.49	58.07
7	2.22	3.87	17.76	15	27.00	27.00	87.74	67.49
8	2.54	5.1	20.32	15	30.89	30.89	100.39	77.22
9	2.87	6.45	22.96	15	34.90	34.90	113.43	87.25
10	3.23	8.19	25.84	15	39.28	39.28	127.66	98.20
11	3.58	10.06	28.64	15	43.54	43.54	141.49	108.84

Tabla 2. 21 Longitudes de desarrollo para varilla corrugada en tensión (f_y=3500 kg/cm² y f_c=280 kg/cm²).

LONGITUDES DE DESARROLLO PARA VARILLAS CORRUGADAS EN TENSIÓN (F _y =3500 Kg/cm ² Y F _c =350 Kg/cm ²)								
No de designación de la barra.	Diámetro en cm	Área de la sección transversal . (cm ²)	El mayor de:			l _{dh}	Lecho superior (3.25l _{dh})	Lecho inferior (2.5l _{dh})
			8db (cm)	15 cm	$\frac{f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f_c}}$			
3	0.95	0.71	7.6	15	10.33	15.00	48.75	37.50
4	1.27	1.29	10.16	15	13.81	15.00	48.75	37.50
5	1.59	1.99	12.72	15	17.29	17.29	56.21	43.24
6	1.91	2.84	15.28	15	20.77	20.77	67.52	51.94
7	2.22	3.87	17.76	15	24.15	24.15	78.48	60.37
8	2.54	5.1	20.32	15	27.63	27.63	89.79	69.07
9	2.87	6.45	22.96	15	31.22	31.22	101.45	78.04
10	3.23	8.19	25.84	15	35.13	35.13	114.18	87.83
11	3.58	10.06	28.64	15	38.94	38.94	126.55	97.35

Tabla 2. 22 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión (f_y=3500 kg/cm² y f_c=350 kg/cm²).

LONGITUDES DE DESARROLLO PARA VARILLAS CORRUGADAS EN TENSIÓN (F _y =4200 Kg/cm ² Y F _c =210 Kg/cm ²)								
No de designación de la barra.	Diámetro en cm	Área de la sección transversal . (cm ²)	El mayor de:			l _{dh}	Lecho superior (3.25l _{dh})	Lecho inferior (2.5l _{dh})
			8db (cm)	15 cm	$\frac{f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f_c}}$			
3	0.95	0.71	7.6	15	16.01	16.01	52.03	40.02
4	1.27	1.29	10.16	15	21.40	21.40	69.55	53.50
5	1.59	1.99	12.72	15	26.79	26.79	87.07	66.98
6	1.91	2.84	15.28	15	32.18	32.18	104.60	80.46
7	2.22	3.87	17.76	15	37.41	37.41	121.58	93.52
8	2.54	5.1	20.32	15	42.80	42.80	139.10	107.00
9	2.87	6.45	22.96	15	48.36	48.36	157.17	120.90
10	3.23	8.19	25.84	15	54.43	54.43	176.89	136.07
11	3.58	10.06	28.64	15	60.32	60.32	196.05	150.81

Tabla 2. 23 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión (f_y=4200 kg/cm² y f_c=210 kg/cm²).

LONGITUDES DE DESARROLLO PARA VARILLAS CORRUGADAS EN TENSION (F _y =4200 Kg/cm ² Y F _c =280 Kg/cm ²).								
No de designación de la barra.	Diámetro en cm	Área de la sección transversal . (cm ²)	El mayor de:			Ldh	Lecho superior (3.25Ldh)	Lecho inferior (2.5Ldh)
			8db (cm)	15 c m	$\frac{f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f_c}}$			
3	0.95	0.71	7.6	15	13.86	15.00	48.75	37.50
4	1.27	1.29	10.16	15	18.53	18.53	60.23	46.33
5	1.59	1.99	12.72	15	23.20	23.20	75.41	58.01
6	1.91	2.84	15.28	15	27.87	27.87	90.59	69.68
7	2.22	3.87	17.76	15	32.40	32.40	105.29	80.99
8	2.54	5.1	20.32	15	37.07	37.07	120.46	92.66
9	2.87	6.45	22.96	15	41.88	41.88	136.12	104.70
10	3.23	8.19	25.84	15	47.14	47.14	153.19	117.84
11	3.58	10.06	28.64	15	52.24	52.24	169.79	130.61

Tabla 2. 24 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión (f_y=4200 kg/cm² y f_c=280 kg/cm²).

LONGITUDES DE DESARROLLO PARA VARILLAS CORRUGADAS EN TENSION (F _y =4200 Kg/cm ² Y F _c =350 Kg/cm ²).								
No de designación de la barra.	Diámetro en cm	Área de la sección transversal . (cm ²)	El mayor de:			Ldh	Lecho superior (3.25Ldh)	Lecho inferior (2.5Ldh)
			8db (cm)	15 c m	$\frac{f_y d_b}{17 \lambda \sqrt{f_c}}$			
3	0.95	0.71	7.6	15	12.40	15.00	48.75	37.50
4	1.27	1.29	10.16	15	16.58	16.58	53.87	41.44
5	1.59	1.99	12.72	15	20.75	20.75	67.45	51.88
6	1.91	2.84	15.28	15	24.93	24.93	81.02	62.32
7	2.22	3.87	17.76	15	28.98	28.98	94.17	72.44
8	2.54	5.1	20.32	15	33.15	33.15	107.75	82.88
9	2.87	6.45	22.96	15	37.46	37.46	121.75	93.65
10	3.23	8.19	25.84	15	42.16	42.16	137.02	105.40
11	3.58	10.06	28.64	15	46.73	46.73	151.86	116.82

Tabla 2. 25 Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas en tensión (f_y=4200 kg/cm² y f_c=350 kg/cm²).

2.4.2.5. RECUBRIMIENTO.

El recubrimiento o cantidad de concreto alrededor de una varilla, es fundamental para protegerla de la corrosión por oxidación del acero ante la acción del medio ambiente, y a la vez proporciona el anclaje de las varillas en el concreto a través de las corrugaciones propias que contiene de cada una de las varillas. En la figura 2.96 se muestra la ubicación del recubrimiento en una viga:

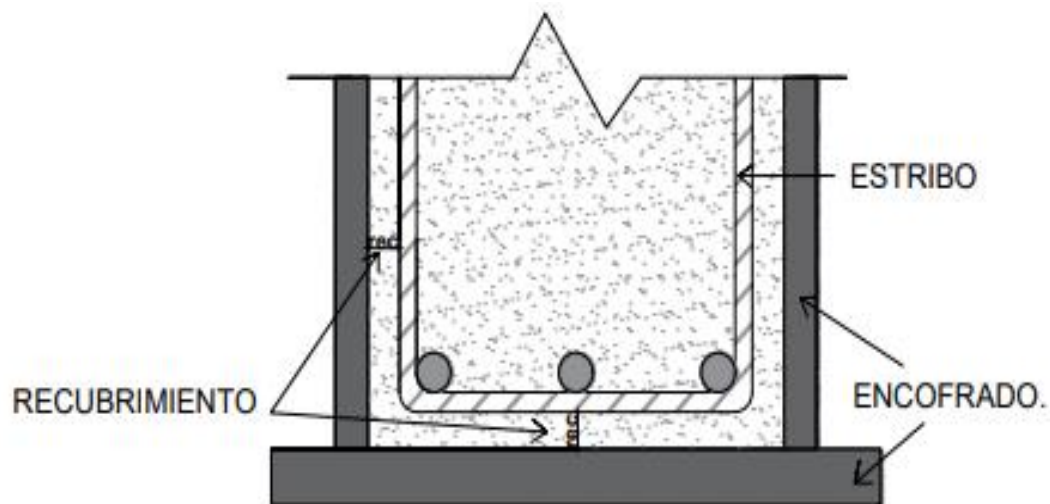


Figura 2. 96 Recubrimiento de una viga.

En ambientes corrosivos o en condiciones severas de exposición, la cantidad de protección de concreto debe aumentarse adecuadamente y debe considerarse lo denso y la no porosidad de ese concreto protector, o bien, tiene que suministrarse alguna otra protección.

El recubrimiento de concreto para protección del refuerzo contra la intemperie y otros efectos se mide desde la superficie del concreto hasta la superficie exterior del acero para el cual el requisito de recubrimiento aplica. Cuando se prescriba

un recubrimiento (ver figura 2.97) de concreto para una clase de elemento estructural, éste debe medirse hasta el borde exterior de los estribos o espirales, si hay refuerzo transversal abrazando las barras principales; hasta la capa exterior de barras, si se emplea más de una capa sin estribos; hasta los dispositivos metálicos de los extremos o los ductos en el acero de postensado; o hasta la parte externa de la cabeza en las barras con cabeza.

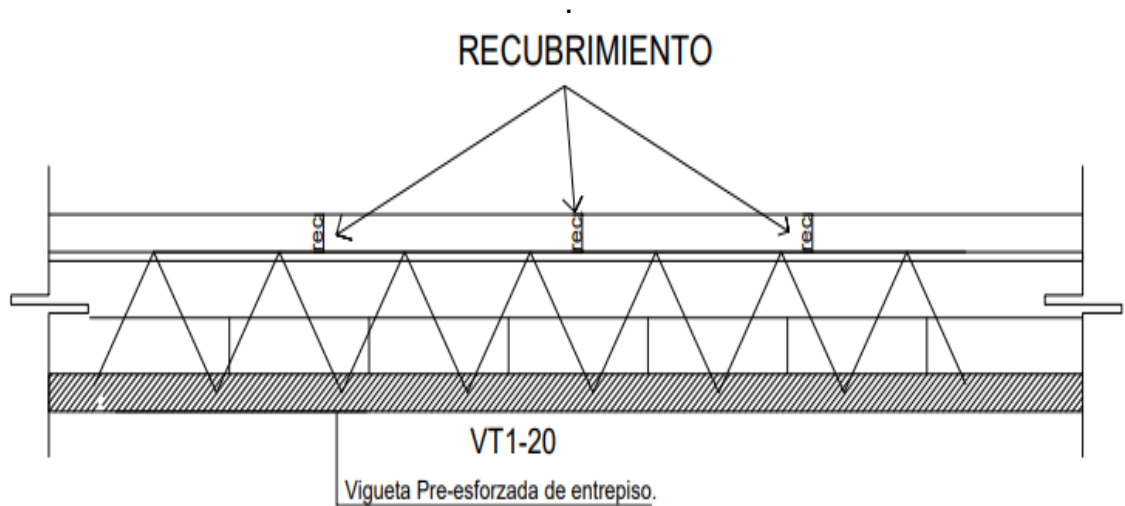


Figura 2. 97 Recubrimiento del acero en una vigueta.

Cuando el Ingeniero Estructural o el especialista a cargo de realizar los Planos Estructurales especifica los recubrimientos en dichos planos para todas las armaduras de los diferentes elementos, lo hace con el fin de proporcionarles una adecuada protección contra el clima, la corrosión, la acción del fuego y la distribución del concreto.

La tabla 2.26 muestra los diferentes recubrimientos según la exposición que tengan los elementos de concreto reforzado:

RECUBRIMIENTOS PARA ELEMENTOS DE CONCRETO CONSTRUIDOS EN SITIO.			
Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, cm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	7.5
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras de No. 6 en delante.	5
		Barras de No. 5 o menores.	4
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros.	Barras mayores a No. 11	4
		Barras No. 11 o menores.	2
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción.	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento.	4
Nota: basados en el ACI 318-14, Tabla 20.6.1.3.1			

Tabla 2. 26 Recubrimientos para elementos de concreto contruidos en sitio.

2.4.2.6. COLOCACIÓN.

En los Planos Estructurales se debe indicar todos los datos necesarios para que la persona encargada de elaborar los planos de taller tenga la claridad precisa con las longitudes exactas de las varillas, la ubicación de los dobleces, el número de cada tipo de varilla de acero, para que posteriormente el armador y los que colocan el acero de refuerzo en la construcción comprendan y reproduzcan con exactitud el diseño del elemento deseado. La falta de exactitud en estos detalles puede reducir la resistencia de la unidad estructural que contenga el acero, o bien, si el acero se coloca en el lugar equivocado, podría conducir a la falla de la estructura.

Separadores y soportes.

Las varillas deben sostenerse, anclarse y amarrarse para mantenerlas en su lugar, antes y durante el colado del concreto.

Los helados son elementos cúbicos de concreto y en la actualidad los hay de plástico, que son utilizados para soportar, generalmente, las barras del lecho inferior de determinado elemento. Las dimensiones de los helados varían dependiendo del recubrimiento requerido de la estructura o de un elemento en particular.

Para zapatas se utilizan helados de 7.5 cm, para columnas 4-5 cm, para vigas 4cm y para losas, viguetas y muros 2-4cm.

2.5. PLANOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

2.5.1. CONCEPTO.

Los Planos Estructurales son una representación gráfica de elementos estructurales, que siguen ciertas normas para su dibujo y su posterior interpretación.

Los Planos Estructurales guían en la materialización de cualquier obra de Ingeniería, por tal motivo, debe tener el orden secuencial del proceso constructivo, haciendo constar cada etapa de manera general, mostrando además los detalles de cada elemento estructural que la conforma o que se construyen conjuntamente.

2.5.2. INDIVIDUALIDAD DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES.

Los Planos Estructurales son individuales (uno para cada obra), porque son el resultado de las características específicas propias y únicas de cada edificación, que responden al tipo de suelo, a la carga que va a soportar durante su vida útil y a la respuesta sísmica que se espera, de acuerdo, entre otras cosas, a su uso.

2.5.3. CONTENIDO DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES.

Los Planos Estructurales deben contar con el nombre del dibujo, ejemplo: E 1/3, E 2/3, E 3/3, lo que significa que la obra tiene tres Planos Estructurales y que se lee: Plano Estructural uno de tres, Plano Estructural dos de tres y Plano Estructural tres de tres respectivamente.

También cuentan con un rótulo, donde se hace constar principalmente, el nombre de la obra y el responsable especialista, tanto en el Diseñador Estructural, el cual deberá ser necesariamente un Ingeniero Civil, y el responsable de la construcción, que podrán ser Ingenieros Civiles o Arquitectos.

Esta información se debe encontrar en todos los planos, sin excepción. Así mismo los Planos Estructurales deben contar con las notas estructurales o Especificaciones Técnicas.

Los Planos Estructurales se dividen en:

1. Planos de Conjunto o Plantas.
2. Planos de Detalles y especificaciones.

A continuación, se describen más a detalle los Planos Estructurales de conjunto y planta como los de detalles y especificaciones:

1. PLANOS DE CONJUNTO O PLANTAS

Las plantas estructurales son dibujos de planos horizontales acotados (ver figura 2.98), en los cuales se representan en forma general y en conjunto, los diferentes elementos que conforman la estructura en las diferentes etapas constructivas, representada generalmente por los diferentes niveles del edificio, desde la cimentación hasta la cubierta.

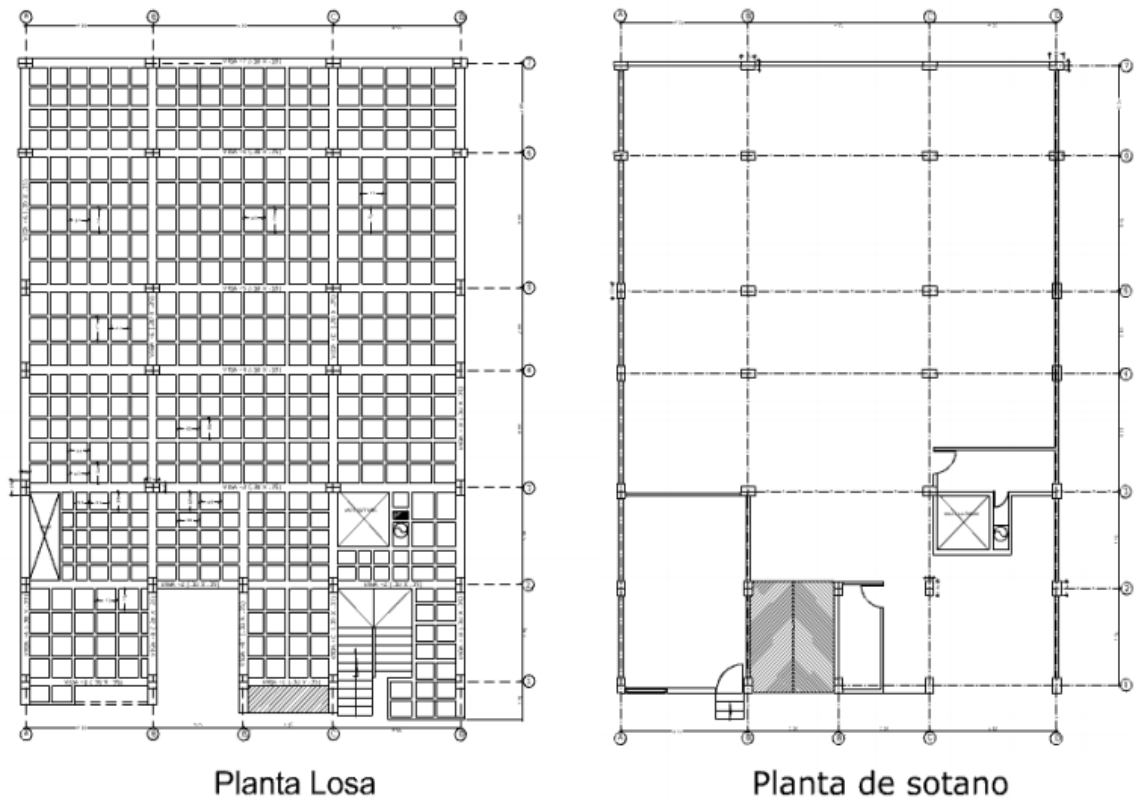


Figura 2. 98 Ejemplificación de Planta de losa y Planta de sótano.

Las plantas estructurales están integradas por:

- Planta estructural de fundaciones: relacionada con planta sótano y la subestructura.
- Planta estructural de losa primer nivel: relacionada con planta arquitectónica primer nivel.
- Planta estructural de losa típica: relacionada con planta típica arquitectónica.
- Planta estructural de losa cubierta: relacionada con planta arquitectónica de cubierta, etc.

➤ **PLANTA ESTRUCTURAL DE FUNDACIONES.**

La base sobre la que descansa toda edificación se denomina fundación o cimentación. Se construye bajo la tierra, su ancho y profundidad está determinado por los diseños estructurales. La planta de cimientos contiene la información necesaria para su construcción, de ahí que esta planta se dibuje atendiendo con la forma y disposición de la edificación.

La representación más sencilla de una planta de fundación consiste en mostrar las líneas que conformen el espesor de los cimientos y sus ejes, los cuales corresponden a su vez a los ejes de los muros o paredes que finalmente descansarán sobre ellos. Los ejes se dibujan para facilitar el replanteo o localización de las fundaciones sobre el terreno, además de utilizarse como guía en la apertura de las zanjas.

Esta planta estructural de fundaciones deber contener la planta general y detalle de cada uno de los elementos estructurales que la integran, tales como: Pilotes, zapatas, tensores, soleras de fundación, muros de sótanos y elementos que se constituyen conjuntamente, como: arranque de escaleras y columnas.

➤ **PLANTA ESTRUCTURAL DE LOSA.**

Las losas son elementos con sentido horizontal que dividen el espacio en sentido vertical, una parte de la losa sirve como cielo y otra como piso, sostenido por apoyos que conducen las cargas al terreno.

La planta estructural de losa contiene los elementos que conforman la parte interna de los pisos vistos en plantas, (vigas, viguetas o nervios, aligerantes, recubrimientos, etc.); así como la localización de elementos como escaleras, foso de ascensor, columnas y los ejes que las identifican.

➤ **PLANTA ESTRUCTURAL DE TECHOS.**

La función básica de una cubierta es de proteger el interior contra las acciones del medio ambiente, evacuar aguas y prever el interior del aislamiento térmico necesario. La cubierta debe estar anclada a la estructura y de esta forma transmitir las cargas al terreno.

La estructura de una cubierta sencilla se compone de: caballete o cumbrera, durmientes, tirantes, correas, alfardas o viguetas, tablilla, capa impermeabilizante y recubrimiento o teja.

La planta de techos contiene los elementos que la componen, la distribución espacial y la forma final que adoptara estos elementos en la cubierta, de igual forma hace referencia a las Especificaciones Técnicas de los materiales empleados y de las pendientes a utilizar.

2. PLANOS DE DETALLES Y ESPECIFICACIONES

Los planos de detalles y especificaciones incluyen principalmente:

- A. Cortes (vista interior) de los diferentes elementos estructurales que conforman la estructura general.
- B. Detalle del mejoramiento del terreno para apoyar la cimentación, con especificaciones del tipo de material y altura de capas de relleno, así como el porcentaje de compactación requerido en obra.
- C. Resistencia a compresión del concreto ($f'c$), a los 28 días de fraguado, para la cual se diseña cada parte de la estructura. Esta resistencia se expresa en kg/cm^2 (kilogramo por centímetro cuadrado).
- D. Resistencia del acero de la armadura (f_y) también expresada en kg/cm^2 (kilogramo por centímetro cuadrado).
- E. Tamaño y posición de todos los elementos estructurales y el número, diámetro, espaciamiento y ubicación del acero de refuerzo.
- F. Longitud de anclaje de la armadura, posición y longitud de los empalmes por traslapos.

2.5.4. NOTAS ESTRUCTURALES.

Los planos de todo tipo, deben contener un adecuado conjunto de notas, detalles y toda aquella información necesaria para armar la estructura; además deben presentarse en tal forma que puedan interpretarse rápida y correctamente. La responsabilidad del Diseñador Estructural es entonces, proporcionar los Planos Estructurales que permitan construir la obra sin dificultades. Las notas estructurales pueden abarcar los siguientes puntos:

- Códigos de diseño utilizados.
- Cargas de diseño utilizadas.
- Propiedades de los materiales a utilizar (Cemento, arena, grava, acero de refuerzo).
- Recubrimiento del acero de refuerzo.
- Capacidad portante del suelo.
- Fundaciones.
- Dimensiones.
- Otros.

2.5.5. IMPORTANCIA.

Los Planos Estructurales son importantes ya que deben seguir los criterios de Diseño Estructural de los elementos constituyentes de una edificación que

ayudaran a equilibrar las fuerzas a las que será sometido y resistir las sollicitaciones sin colapso o mal comportamiento (excesivas deformaciones). La bondad del Diseño Estructural que presentan los planos depende esencialmente del acierto que se haya tenido en componer un sistema estructural, o mecanismo resistente, que resulte el más idóneo para resistir las acciones exteriores.

Una vez definido el juego de Planos Estructurales en todos sus detalles y cálculos; se hace un análisis individual de los diferentes elementos que conforman la estructura. Dicho análisis consiste en descomponer cada elemento en sus dimensiones y materiales que lo componen con relación al sitio que ocupa dentro del volumen, determinado por los ejes de construcción.

Después de realizado el despiece, se cuantifica cada elemento, en longitud, área o volumen, y esto es lo que conocemos como cantidad de obra. Los datos obtenidos se van registrando en un cuadro diseñado para tal fin, llamado cuadro de cantidades de obra.

Por lo tanto, los planos de Diseño Estructural nos dan las pautas necesarias para poder realizar los Planos de Taller de los diferentes elementos que forman parte de una edificación de concreto reforzado.

2.5.6. ÁREAS DE APLICACIÓN.

Los planos estructurales son aplicables en las diferentes edificaciones de concreto reforzado y acero estructural como lo son edificios, puentes, bóvedas y otros.

Se elaboran para cada uno de los elementos que forman parte de la edificación que se ha de construir. Los Planos Estructurales son una base importante para aquellos proyectos donde se tiene proyectado la elaboración de los Planos de Taller, ya que sirven como base para la elaboración de estos. Los Planos Estructurales se realizan para los siguientes elementos:

- Zapatas.
- Pilotes.
- Tensores.
- Solera de fundación.
- Soleras intermedias y de coronamiento.
- Columnas.
- Vigas.
- Losas.
- Techos.
- Paredes estructurales, entre otros.

2.6. PLANOS DE TALLER

2.6.1. CONCEPTO.

Los Planos de Taller son representaciones esquemáticas a través de gráficos y tablas de los detalles y cantidades del acero de refuerzo que servirán para agilizar

los procesos constructivos, tiempos de ejecución, materiales, equipo y mano de obra a ser utilizados en el desarrollo de las distintas actividades que componen un proyecto de construcción en particular. Es decir, los Planos de Taller son Planos de Trabajo para la colocación del acero de refuerzo.

Estos planos incluyen detalles de cómo colocar el acero de refuerzo en los elementos estructurales que componen una construcción; debe mostrarse los dobleces, recubrimientos, la longitud y ubicación de los empalmes traslapados, la ubicación de los empalmes mecánicos o soldados, la posición de las varillas dobladas. Además, el Plano de Taller debe incluir la lista de las varillas, detalle de doblado, plantas o elevaciones de construcción. Estos planos se pueden elaborar a mano o incluir impresiones a computadora.

2.6.2. IMPORTANCIA.

El objetivo fundamental de los Planos de taller es comunicar al personal de campo en la obra, la intención del Diseñador Estructural expresada en los Planos Estructurales y Especificaciones Técnicas.

Estos planos deben incluir toda la información detallada para la completa colocación de todo el refuerzo y los apoyos de las varillas y deben ser preparados en función del Diseño Estructural, contenidas en los documentos contractuales.

El contratista proporcionara toda la información pertinente y relevante adicional sobre las condiciones particulares de campo; como por ejemplo: variaciones en

las profundidades de desplante de las cimentaciones, variaciones de las dimensiones del edificio, juntas de construcción o secuencia del colado del concreto. Una vez aprobados los Planos de Taller o Construcción, el personal de campo debe seguirlos para el armado de cada uno de los elementos estructurales.

2.6.3. REQUISITOS GENERALES.

Al recibir los Planos Estructurales y las Especificaciones Técnicas, el contratista deberá realizar lo siguiente:

- Preparar los Planos de Construcción o Planos de Taller, incluyendo los detalles de doblado de las varillas.
- Obtener la aprobación de los Planos de Taller elaborados por parte del Supervisor o del Diseñador Estructural.
- Preparar las listas de varillas y proceder a preparar los cuadros de varillas de acuerdo al listado elaborado.
- Etiquetar, agrupar y entregar en el sitio de la obra las varillas de refuerzo ya preparadas.

La responsabilidad de quien prepare los Planos de Taller está limitada a seguir cada una de las instrucciones contenidas en los Planos Estructurales y Especificaciones Técnicas.

2.6.4. FORMATOS DE PLANOS DE TALLER.

Las notas estructurales que debe incluir todo Plano de Taller de elementos de concreto reforzado son las siguientes:

- Las dimensiones necesarias para definir claramente los elementos de la estructura.
- La disposición o arreglo de las uniones, incluso las provisionales.
- Las características del material que se está utilizando.
- Las indicaciones de los métodos o tratamientos especiales que se le deba de dar a un elemento en particular.
- Diámetros de las varillas de acero de refuerzo.
- Longitudes de desarrollo, ganchos, dobleces y empalmes.
- Recubrimiento del acero de refuerzo.
- Ente otros.

2.6.5. ÁREAS DE APLICACIÓN.

Los Planos Constructivos son aplicables en prácticamente todas las partidas de una obra civil. Desde el trazo, topografía, terracería general, terracería estructural, estructuras, pasando por acabados y finalizando en los sistemas especiales. Los Planos Constructivos más importantes son:

- ❖ Instalaciones provisionales: casetas, barda perimetral, bodegas, comedores, oficinas, área de taller, baños, parqueo, etc.
- ❖ Trazo: ejes, niveles, colindancia.
- ❖ Terracería general: indicar cortes, taludes, niveles, pendientes.
- ❖ Terracería estructural: indicar ejes, área de excavación, niveles, profundidad de excavación, movimiento de tierra, orden de excavaciones.
- ❖ Estructuras
 - Proceso constructivo: proceso de colado de fundaciones, columnas, vigas, losas de cada entrepiso, dónde se ubicarán las juntas de construcción, tiempos de ejecución por nivel.
 - Acero de refuerzo: fundaciones, columnas, tensores, vigas, losas.
 - Encofrados: molde de todo el sistema; moldes de cada elemento como zapatas, columnas, vigas, losas, paredes de concreto.
 - Estructura metálica de techo y/o último nivel.
 - Paredes de block no estructurales.
 - Losa de piso sobre tierra.
 - Cisterna.
- ❖ Acabados

- Cielo falso.
 - Pisos: cerámica, enchape, etc.
 - Divisiones de tabla roca.
 - Muebles fijos de concreto o mampostería.
 - Ventanería.
 - Puertas.
- ❖ Sistema hidráulico
- Sistema de tubería de aguas lluvias y drenajes con canales, cajas de inspección y desagües, niveles, excavaciones.
 - Sistema de tubería de aguas negras, cajas y sifones, niveles, excavaciones.
 - Sistema de tubería y accesorios de agua potable, válvulas, accesorios.
- ❖ Sistema eléctrico: (a presentarse por el subcontratista).
- Elevadores y escaleras eléctricas: (obra civil y obra mecánica).

CAPITULO III
DESARROLLO DE
LA PROPUESTA
METODOLÓGICA

3.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se desarrolla la propuesta metodológica para la elaboración de Planos de Taller de los diferentes elementos estructurales de concreto reforzado que componen una edificación, además la aplicación informática que servirá para el cálculo de las longitudes de varillas para la elaboración de la tabla de detalles que se incorpora a los Planos de Taller.

La aplicación informática, además de proporcionar la tabla de detalles de varillas, servirá para agilizar el proceso de elaboración de la misma, permitiéndonos ingresar al mismo tiempo los detalles de los diferentes elementos de un proyecto.

Primeramente, se listan los requisitos esenciales para poder elaborar los Planos de Taller, como lo es el conocimiento de: Los diferentes códigos estructurales, Planos Estructurales, procesos constructivos y estándares en la fabricación del acero de refuerzo.

Posteriormente, se presentan e ilustran los aspectos necesarios que se deben considerar para poder elaborar Planos de Taller completos y bien detallados de los elementos estructurales, entre los que se encuentran: la distribución, símbolos y notaciones, tablas de detalles de varillas de acero de refuerzo con su respectiva identificación (ver figura 3.1), varillas y colocación del acero de refuerzo e instrucciones del Diseñador Estructural como la resistencia del acero, recubrimientos, entre otros.

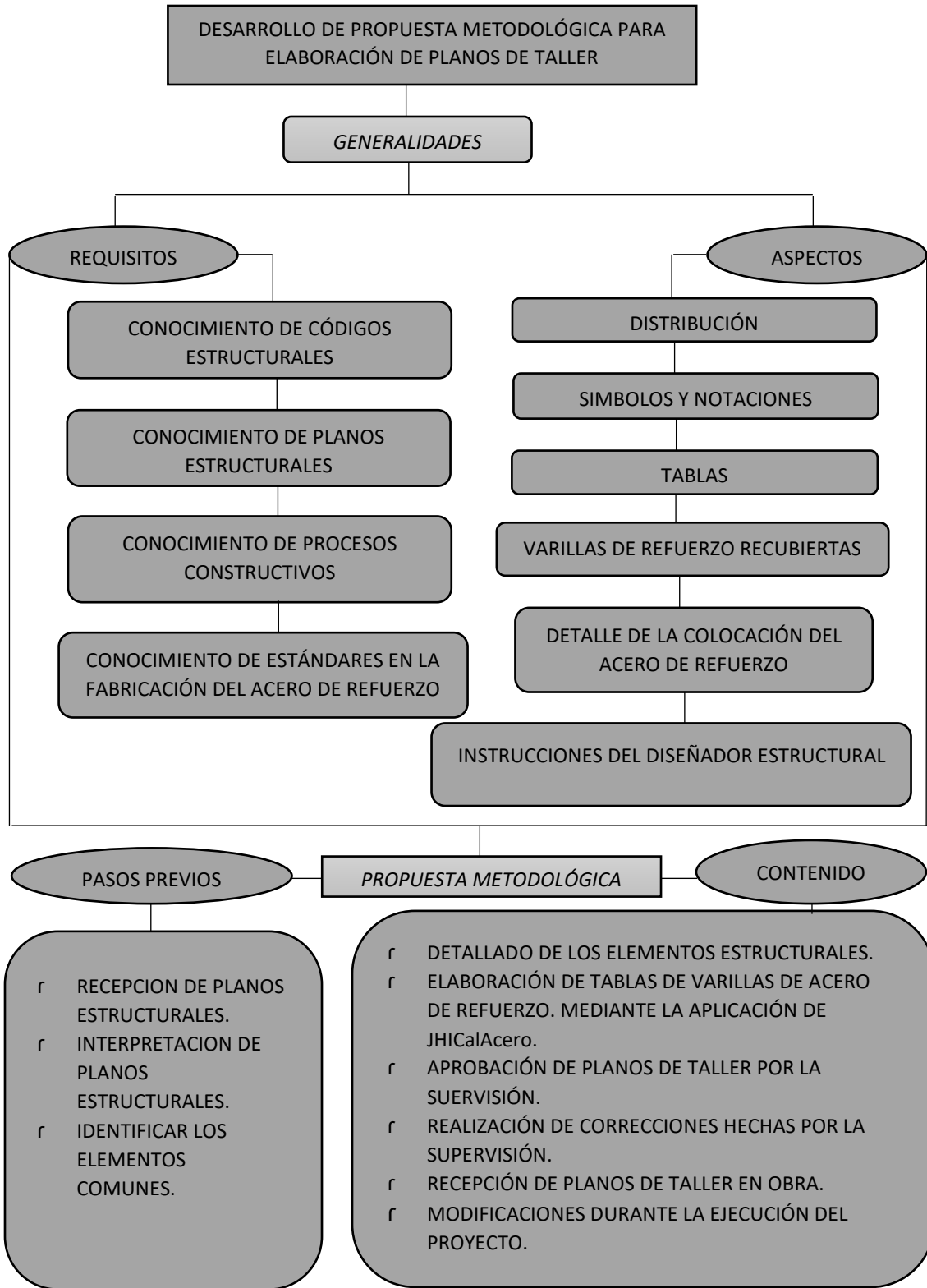
LECHO SUPERIOR			
Numero	Forma	Longitud	Cantidad
X 1	11.55 45	12.0	1 N° 8
X 2	9.60	9.60	1 N° 8
X 3	4.88	5.33	1 N° 8
X 4	9.0	9.0	1 N° 8
X 5	7.38	7.83	1 N° 8
X 6	9.65 45	10.10	1 N° 8
X 7	4.0	4.0	6 N° 6
X 8	2.20 30	2.50	2 N° 6

Figura 3. 1 Ejemplo de tabla en un plano de taller.

La propuesta metodológica está dividida en dos partes: **Pasos previos y contenido de la propuesta**. Los pasos previos consisten en la recepción y la interpretación de los Planos Estructurales; el contenido de la propuesta metodológica se divide en seis pasos:

1. Detallado del elemento estructural.
2. Elaboración de la tabla de varillas de acero de refuerzo.
3. Aprobación de los Planos de Taller por la supervisión.
4. Realización de las correcciones hechas por la supervisión.
5. Recepción del Plano de Taller en obra y
6. Modificaciones durante la ejecución del proyecto.

A continuación, se presenta un esquema general de este capítulo (ver esquema 3.1).



Esquema 3. 1 Esquema general.

3.2. REQUISITOS PARA LA ELABORACIÓN DE PLANOS DE TALLER

Los requisitos esenciales de un profesional para la elaboración de Planos de Taller de elementos de concreto reforzado, sin dejar de lado ser un Diseñador Estructural, son: conocimiento de códigos estructurales, conocimiento de Planos Estructurales, conocimiento de procesos constructivos y conocimiento de estándares en la fabricación de acero de refuerzo, los cuales se detallan a continuación.

- **Conocimiento de códigos estructurales:** La responsabilidad de quien prepara los Planos de Taller está limitada por cada una de las instrucciones de los códigos que rigen el Diseño Estructural en nuestro país. Estos planos deben ser preparados por el profesional que tenga los conocimientos necesarios acerca de los mismos.

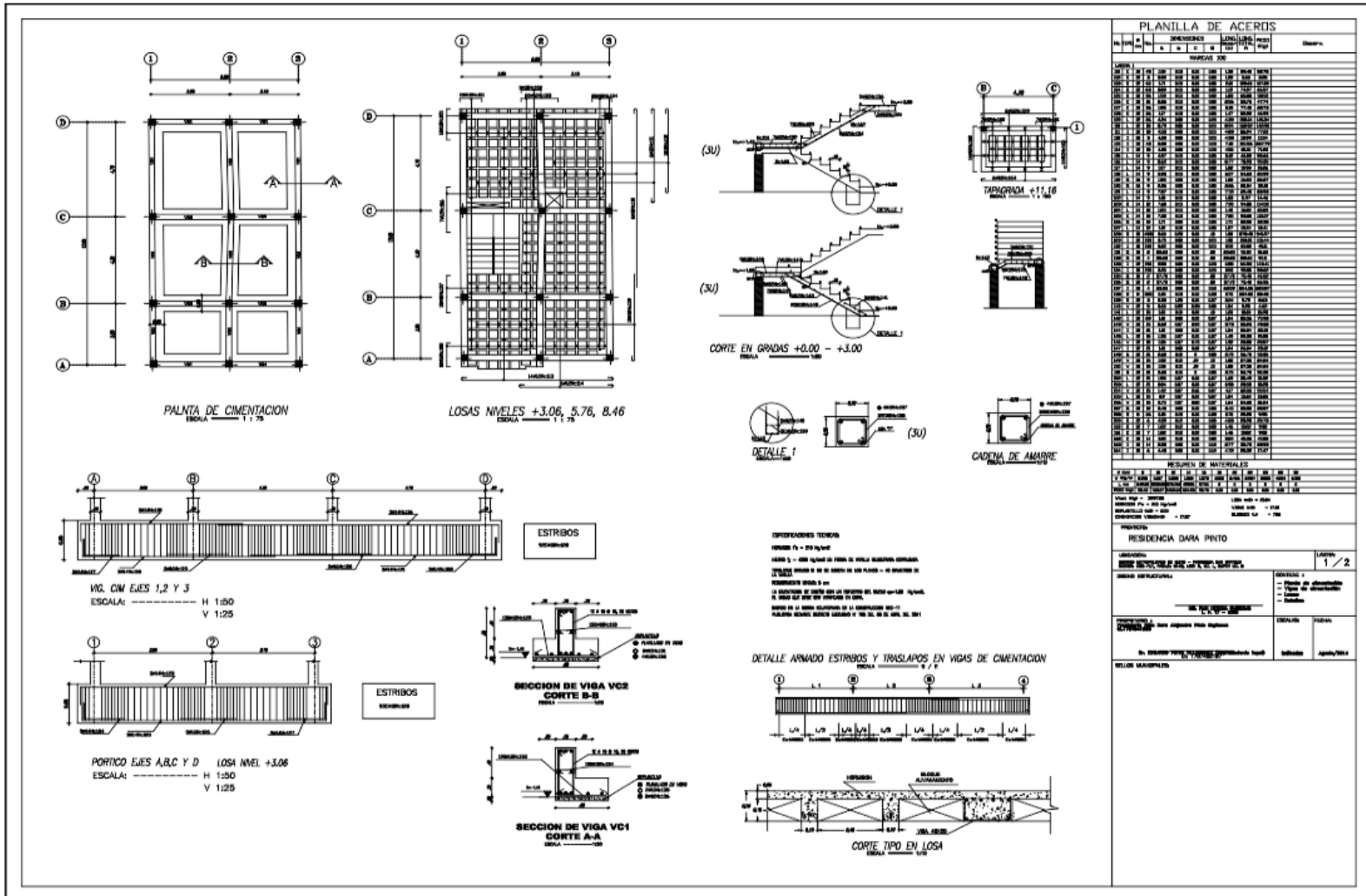
El Diseñador Estructural no solamente debe remitir al constructor y al profesional a cargo de los Planos de Taller a un reglamento de construcción aplicable (por ejemplo, ACI 318-14) para que este busque la información que debe emplear al preparar los Planos de Taller; más bien, el Diseñador Estructural debe interpretar la información del reglamento y presentarla claramente en los Planos Estructurales en forma de detalles específicos para que el constructor y el profesional a cargo de los Planos de Taller los ejecute en la práctica.

En el reglamento ACI-315 se dan las disposiciones respecto a la preparación de los Planos de Taller, en este se mencionan y esquematizan los conceptos más importantes, pero la información no necesariamente es completa, por lo que queda a criterio del profesional a cargo incorporar algunos detalles adicionales.

- **Conocimiento para la interpretación de Planos Estructurales:** Muchas veces se descubren omisiones, ambigüedades o incompatibilidades en los Planos Estructurales por lo que el constructor o el profesional a cargo de los Planos de Taller debe solicitar al Diseñador Estructural toda aquella información, aclaración o corrección que sea necesaria.

El profesional a cargo de elaborarlos (Departamento de Ingeniería) debe garantizar una correcta interpretación de los Planos Estructurales y de las Especificaciones Técnicas, debido a que los Planos de Taller siguen las instrucciones contenidas en los Planos Estructurales. Un ejemplo de Plano Estructural se muestra en la figura 3.2.

También es importante que el profesional a cargo tenga los conocimientos necesarios del diseño de los Planos Estructurales, debido a que los Planos de Taller deben mostrar el tamaño, longitud, dobleces, secciones de los elementos estructurales y ubicación de las varillas en la estructura, lo cual servirá para preparar la tabla del detalle de varillas que se anexa a los Planos de Taller.



PLANILLA DE ACERIS

NO	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIAMETRO	LONGITUD	AREA	VOLUMEN	Observaciones
1	ACERIS #4
2	ACERIS #5
3	ACERIS #6
4	ACERIS #8
5	ACERIS #10
6	ACERIS #12
7	ACERIS #14
8	ACERIS #16
9	ACERIS #18
10	ACERIS #20
11	ACERIS #22
12	ACERIS #24
13	ACERIS #26
14	ACERIS #28
15	ACERIS #30
16	ACERIS #32
17	ACERIS #34
18	ACERIS #36
19	ACERIS #38
20	ACERIS #40
21	ACERIS #42
22	ACERIS #44
23	ACERIS #46
24	ACERIS #48
25	ACERIS #50

RESUMEN DE MATERIALES

RESIDENCIA DARA PINTO

PROYECTO: RESIDENCIA DARA PINTO - PLANOS ESTRUCTURALES

FECHA: 1 / 2

ELABORADO: [Nombre]

REVISADO: [Nombre]

APROBADO: [Nombre]

FECHA: Agosto/2014

Figura 3. 2 Plano estructural de vivienda de dos plantas.

- **Conocimiento de procesos constructivos:** Los Planos de Taller son representaciones esquemáticas de los detalles de procesos constructivos y cantidad de materiales a ser utilizados en la ejecución de los diferentes elementos que componen un proyecto de construcción en particular.

Los procedimientos constructivos son las acciones que nos llevan a construir de una forma determinada, buscando la eficacia; porque mediante el conocimiento de los procesos constructivos obtenemos la información correspondiente a los detalles constructivos. Es decir, para llevar correctamente nuestra obra, debemos controlar sus sistemas, sus procesos y sus procedimientos.

- **Conocimiento de estándares en la fabricación del acero de refuerzo:** La longitud con que se fabrican las varillas de acero en el mercado es de gran importancia para la elaboración de los Planos de Taller. Generalmente se encuentra las varillas de 6, 9 y 12 metros a las cuales hoy en día se suman las varillas de 15 m de longitud, las cuales también se encuentran con diferentes valores de resistencia.

Es muy importante tener en cuenta la longitud de las varillas que necesitamos y las que se encuentran en el mercado porque de esa manera se obtendrán menores desperdicios. El no considerar las longitudes que existen en el mercado genera mayores costos pues muchas veces se deben hacer empalmes por traslape que no son necesarios si se

compraran varillas más grandes. A manera de ejemplo, si en un proyecto se necesita una varilla para acero corrido cuya longitud total sea de 8 m, entonces se debe comprar una varilla de 9 m que generaría 1 m de desperdicio y no dos varillas de 6 m que obligarían a considerar un empalme por traslape y generarían un desperdicio mayor.

Hoy en día también pueden obtenerse longitudes de varillas particulares según las necesarias en un determinado proyecto, siempre y cuando sean pedidos grandes de acero de refuerzo. La longitud de las barras debe ajustarse a la necesaria para que después de doblada y elaborada según los planos, la armadura cumpla con las tolerancias prescritas en la normativa ACI.

Debe tenerse en cuenta el tipo de acero a utilizar en el proyecto; si es acero del tipo convencional (grado 40 o grado 60) o si es acero de alta resistencia como en el caso de elementos de concreto presforzado, información que va representada en el Plano de Taller y que es obtenida del Plano Estructural (ver figura 3.3).



Figura 3. 3 Acero de refuerzo.

3.3. ASPECTOS QUE SE DEBEN TOMAR EN CUENTA EN LOS PLANOS DE TALLER.

Como se mencionó anteriormente, los aspectos que se deben considerar para la elaboración de los Planos de Taller incluyen la distribución, símbolos y notaciones, tablas, varillas de refuerzo recubiertas, detalles de la colocación del acero de refuerzo y las instrucciones del Diseñador Estructural.

A continuación, se detallan cada uno de estos aspectos.

- **Distribución:** Por lo general, los Planos de Taller muestran una planta, elevaciones y secciones, así como detalles de una estructura, acompañados por las tablas de detalles de varillas para apoyos, columnas, vigas y losas. La planta debe dibujarse en la esquina izquierda superior de la hoja, con las elevaciones y detalles abajo y a la derecha del plano (ver figura 3.4).

Las tablas (y los detalles de doblado) deben colocarse en la esquina superior derecha del plano o en una hoja engrapada al plano en caso de no haber espacio suficiente para la misma.

Esta tabla es de vital importancia porque es la que sirve de guía para el armador en la obra. En cada vista de los planos debe colocarse una flecha que indique la dirección Norte.

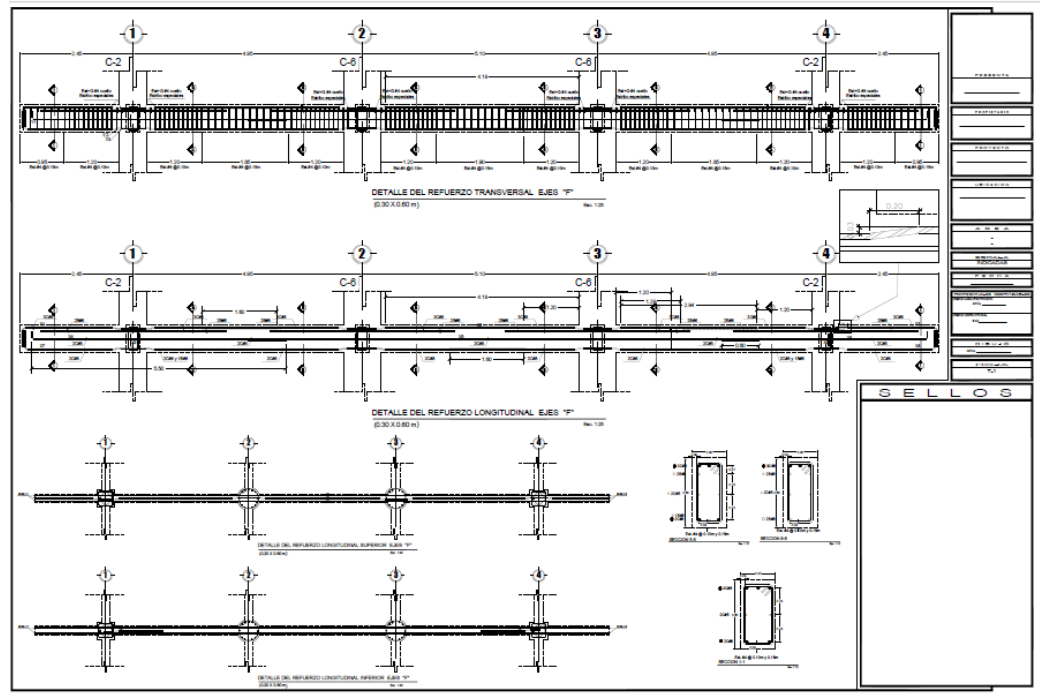


Figura 3. 4 Distribución en planos de taller.

- **Símbolos y notaciones:** A continuación, en la tabla 3.1 se muestran los símbolos y abreviaturas para Planos de Taller:

SIMBOLO	DESCRIPCION
#	Indica el tamaño de varillas.
∅	Redondos planos, como las espirales.
@	Espaciamiento de centro a centro.
↔	Dirección en la que se extienden las varillas.
↔	Límites del área cubierta por las varillas.
$F'c$	Resistencia del concreto.
f_y	Resistencia del acero de refuerzo.

Tabla 3. 1 Simbología de planos de taller.

Cuando los detalles o las condiciones poco comunes requieren el empleo de otros símbolos o abreviaturas especiales, los Planos de Taller deben explicar las notaciones empleadas.

- **Tablas:** El refuerzo para losas y muchas otras partes de las estructuras se muestra mejor en forma tabular, lo que comúnmente se conoce como tablas.

La tabla es un resumen de todas las varillas, junto con el número de piezas, forma y tamaño, longitudes, marcas, grados, información de recubrimiento, así como detalles de doblado, a partir de los cuales se pueden elaborar fácil y rápidamente órdenes de taller (ver figura 3.5). Aunque estas tablas generalmente incluyen detalles de doblado para varillas dobladas, pueden emplearse tablas separadas para este tipo de detalles.

Lunes, 3 de febrero de 2020 23:09

Proyecto: La Unión
 Ubicación: La Unión
 Propietario: Ing Gomez
 Ing. Responsable: Ing Rivas

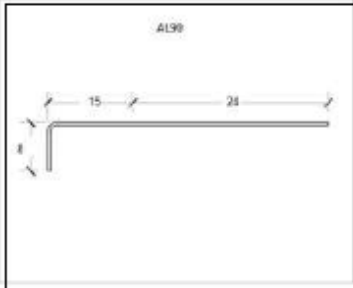
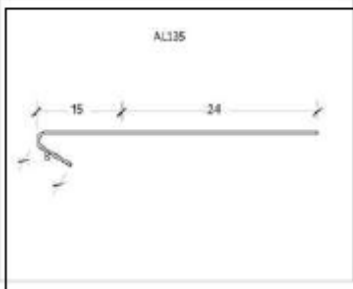
image	Codigo_detalle	Numero_varilla	Longitud_Varilla	Cantidad	Longitud_Total
	X-1	#2	46.32	6.00	277.93
	X-2	#2	46.14	6.00	276.85

Figura 3. 5 Detallado de varillas de acero de refuerzo.

- **Varillas de refuerzo recubiertas:** El calculista es responsable de que se cumplan las instrucciones de los documentos del contrato. Cuando las varillas de refuerzo recubiertas estén detalladas junto con las varillas de refuerzo sin recubrir, se deben identificar las varillas recubiertas con alguna señal como un sufijo (E) o (G) o un asterisco (*) y con una nota en la que se establezca que todas las varillas de refuerzo marcadas están recubiertas con epóxico o galvanizadas.

Las varillas de refuerzo con recubrimiento epóxico que aparecen junto con las varillas sin recubrir en los programas o listas de materiales también deben marcarse con (E) o con un asterisco (*). La designación (G) es apropiada para varillas de refuerzo galvanizadas.

- **Detalles de la colocación del acero de refuerzo:** Mostrar claramente la longitud y ubicación de los empalmes y la posición de las varillas dobladas en los diferentes elementos estructurales, las cuales están descritas en el ACI para cada uno de los elementos estructurales de concreto reforzado (ver capítulo II, sección 2.4 “Detallado de acero de refuerzo”).
- **Instrucciones del Diseñador Estructural.** Los Planos de Taller deben realizarse siempre siguiendo las indicaciones establecidas por el Diseñador Estructural, indicaciones que se encuentran en los Planos Estructurales y hacen referencia a: Tipos de detalles, longitudes de detalles y calidad de materiales.

3.4. PROPUESTA METODOLÓGICA PARA LA ELABORACIÓN DE PLANOS DE PLANOS DE TALLER.

La responsabilidad de la elaboración de los Planos de Taller para los elementos de concreto reforzado corresponde al Departamento de Ingeniería de cada empresa, el cual debe estar conformado por profesionales del área de Ingeniería Civil que cumplan con cada uno de los criterios establecidos en los apartados 3.1 y 3.2 de este documento.

A continuación, se describe el lineamiento a seguir para la elaboración de los Planos de Taller de elementos estructurales de concreto reforzado de una edificación en base a criterios de profesionales con experiencia en el área. Este lineamiento está dividido en dos partes: Los pasos previos y la propuesta metodológica.

3.4.1. PASOS PREVIOS.

Los pasos previos para la elaboración de los Planos de Taller incluyen: la recepción de los Planos Estructurales, la interpretación de los Planos Estructurales y la identificación de los elementos comunes dentro de los Planos Estructurales. A continuación, se detalla cada uno de los pasos previos:

- 1- Recepción de Planos Estructurales:** El Departamento de Ingeniería o el encargado de realizar los Planos de Taller deberá hacer la recepción de los Planos del Diseño Estructural (ver figura 3.6), cuya responsabilidad

estará limitada por cada una de las instrucciones que contienen dichos Planos Estructurales y por las Especificaciones Técnicas de los mismos.

Estos Planos del Diseño Estructural deben estar aprobados por las instituciones pertinentes, sellados y firmados por un Ingeniero/a Estructurista.



Figura 3. 6 Recepción de planos estructurales.

2- Interpretación de Planos Estructurales: Para garantizar una correcta interpretación de los Planos Estructurales y las Especificaciones Técnicas, el Departamento de Ingeniería deberá realizar las consultas que considere necesarias al Diseñador Estructural.

Interpretar los planos y notas estructurales hace referencia a la lectura de los mismos (ver figura 3.7) para poder conocer la intención del Diseñador Estructural en cuanto a la longitud y ubicación de los empalmes

traslapados, ubicación de empalmes mecánicos o soldados, la posición de las varillas dobladas, detalles de doblados, entre otros.



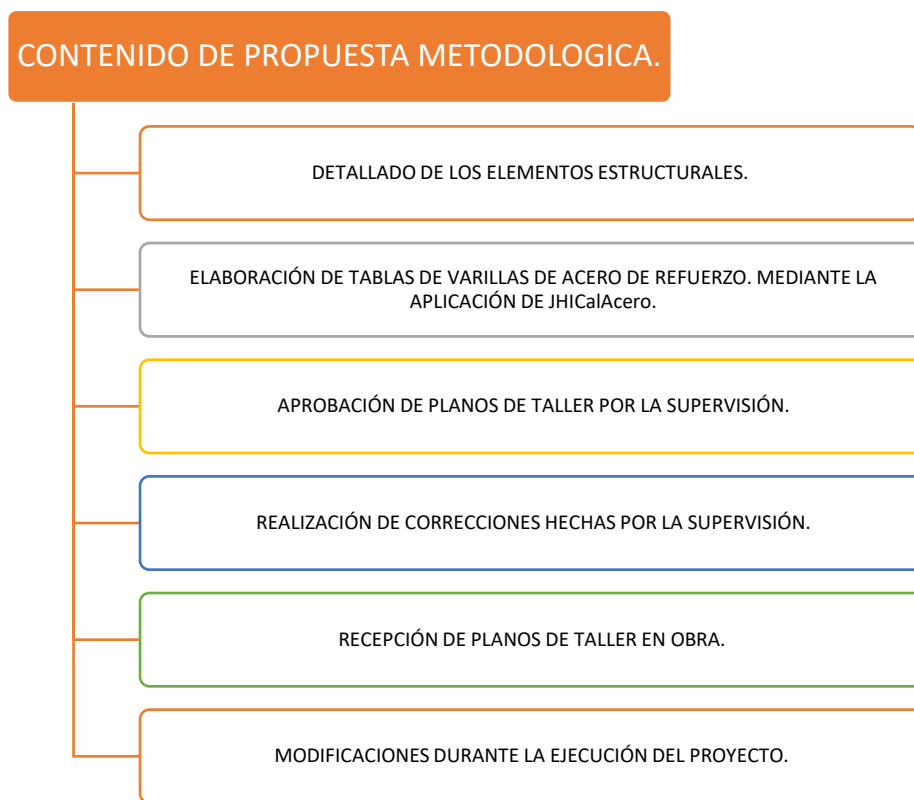
Figura 3. 7 Interpretación de planos estructurales.

3- Identificar los elementos comunes: Para facilitar el trabajo del Departamento de Ingeniería en cuanto a la elaboración de los Planos de Taller es recomendable identificar todos los elementos que son de igual sección y que contienen el mismo tipo de detallado para poder seleccionar un elemento de estos y en base a ese elemento realizar el Plano de Taller que servirá para el detallado de todos los elementos de este conjunto.

3.4.2. CONTENIDO DE PROPUESTA METODOLÓGICA.

La propuesta metodológica que se presenta a continuación servirá para minimizar costos correspondientes a las cantidades de acero de refuerzo a utilizar en la obra y para tener una relación más clara y detallada entre el constructor y el armador en una obra determinada.

La propuesta metodológica consta de 6 pasos mostrados en el esquema 3.2: detallado del elemento estructural, elaboración de la tabla de varillas de acero de refuerzo, aprobación de los Planos de Taller por la supervisión, realización de las correcciones hechas por la supervisión, recepción del Plano de Taller en obra y modificaciones durante la ejecución del proyecto.



Esquema 3. 2 Propuesta metodológica.

1. Detallado de los elementos estructurales: Es la representación gráfica que indica el detalle del acero longitudinal y transversal con sus respectivas longitudes y espaciamiento. Cuando se tienen los mismos elementos en los Planos Estructurales, tales como losas, vigas, columnas y algunas veces apoyos, se deben de designar con la misma marca, símbolo o numeración.

Siempre que sea posible, se deben de utilizar las mismas asignaciones tanto en los Planos Estructurales como en los Planos de Taller. Cuando los elementos parecidos en los Planos Estructurales son ligeramente diferentes a los Planos de Taller se debe añadir una letra a la asignación, a manera de sufijo para diferenciar los números.

Las columnas y generalmente los apoyos se pueden enumerar consecutivamente o designar mediante un sistema de coordenadas en los Planos Estructurales. En todos los Planos de Taller se debe emplear las mismas asignaciones que en los Planos Estructurales. Los sistemas de enumeración o identificación que se han descrito designarán los elementos individuales de concreto reforzado de la estructura en análisis.

Previamente al detallado del acero de refuerzo estructural, para cada uno de los elementos de la edificación se debe calcular la longitud de desarrollo, ganchos, dobleces y empalmes; como posteriormente se describe en este paso. El detallado del acero de refuerzo de los elementos estructurales de una edificación puede dibujarse en los Planos de Taller ya sea en planta, en elevación o sección.

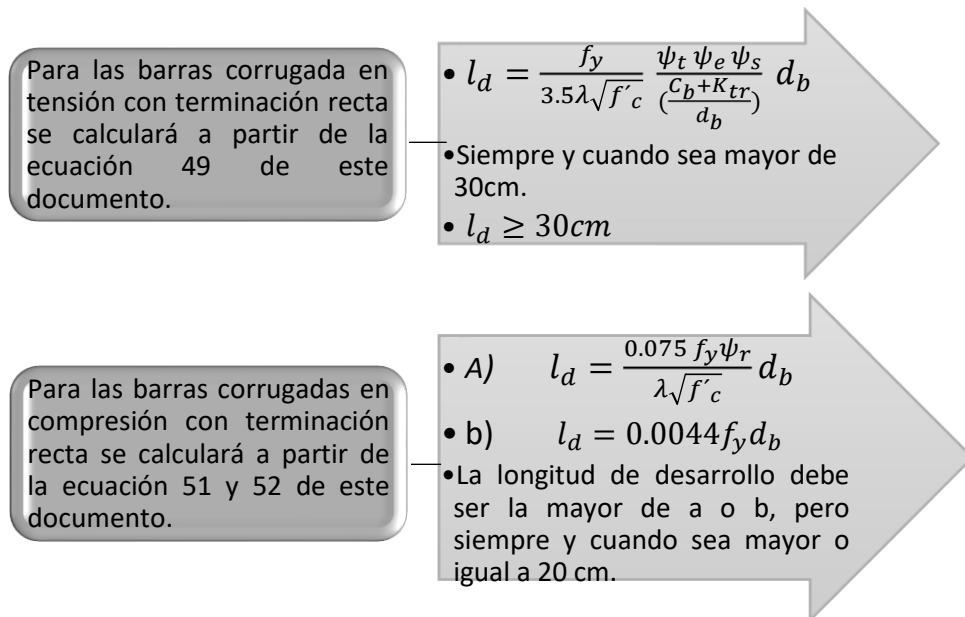
Las varillas de acero de refuerzo se deben de identificar de manera individual en los Planos de Taller. Cuando se tengan varillas dobladas se les debe designar una marca propia para ayudar al armador a seleccionar las varillas apropiadas para cada elemento; para el resto de varillas, el tamaño y la

longitud de las varillas rectas son su propia identificación. Esta identificación en el Plano de Taller tendrá que corresponder a la identificación que se encuentra en la tabla de varillas descrita anteriormente, con la finalidad de evitar errores del armador a la hora de cortar las varillas para realizar los diferentes detalles que posee un elemento de concreto reforzado.

a) **DETERMINACIÓN DE LA LONGITUD DE DESARROLLO (L_d).**

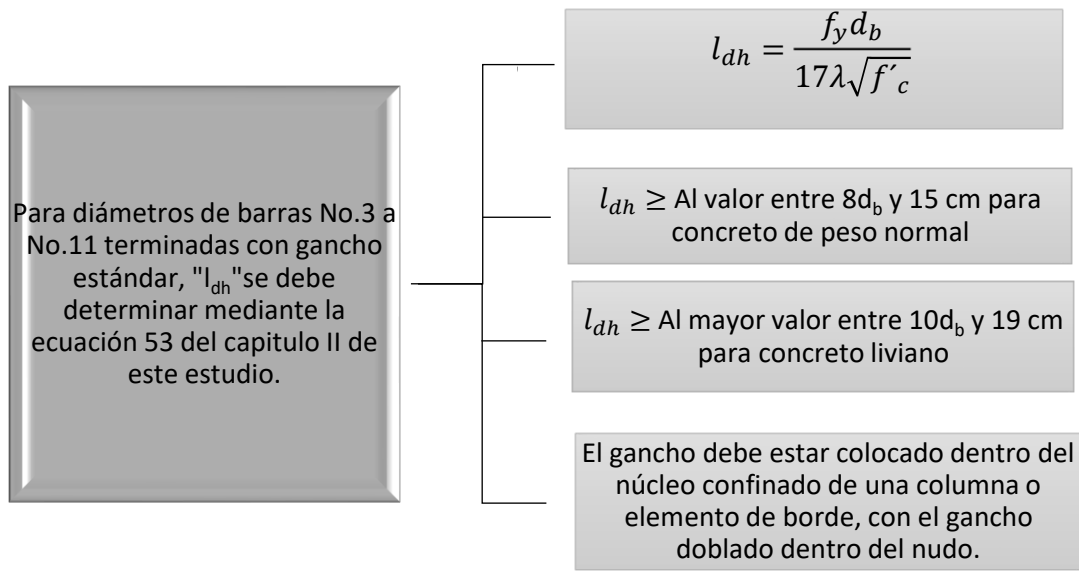
Este paso consiste en determinar la longitud de desarrollo para una barra corrugada recta o la longitud de desarrollo para un gancho estándar.

- ✓ A continuación (ver esquema 3.3), se lista las diferentes fórmulas para obtener la longitud de desarrollo de una barra corrugada recta según la sección 2.4.2.1 del capítulo II (retomado de las secciones 25.4.2.3 (a) y la 25.4.9.2 del ACI 318-14).



Esquema 3. 3 Proceso para el cálculo de la longitud de desarrollo (L_d).

- ✓ Como se expuso en el capítulo II de este estudio, cuando se tienen diámetros de barras No.3 a No.11 terminadas con gancho estándar, “ l_{dh} ” se debe determinar mediante la ecuación (18.8.5.1 de ACI 318-14), pero (l_{dh}) debe ser al menos igual al mayor valor entre $8d_b$ y 15 cm para concreto de peso normal, y debe ser al menos igual al mayor valor entre $10d_b$ y 19 cm para concreto liviano (ver esquema 3.4).



Esquema 3. 4 Proceso para el cálculo de longitud de desarrollo horizontal.

En la figura 3.8 se muestra la longitud de desarrollo (L_{dh}) de un gancho estándar:

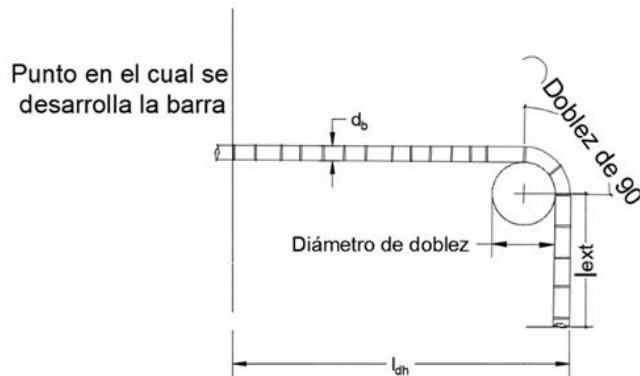


Figura 3. 8 Longitud de desarrollo de un gancho estándar.

GANCHOS Y DOBLECES

- **Gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tensión.**

Este paso consiste en determinar la extensión recta (ℓ_{ext}) y el diámetro interior mínimo de doblado ($D_{i\min}$), las cuales se ilustran gráficamente en las figuras 3.9 y 3.10. Tanto la extensión recta (ℓ_{ext}) como el diámetro interior mínimo de doblado ($D_{i\min}$) están en función del diámetro de varilla utilizado, lo cual se describe en el capítulo II y tabla 2.15 de este documento y la tabla 25.3.1 del ACI 318S-14. Para varillas en compresión de cualquier elemento no se realiza este cálculo.

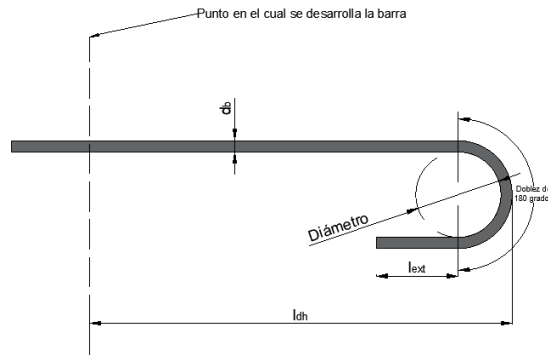


Figura 3. 10 Gancho estándar a 180 grados, tomado de ACI 318S-14, sección 2.3.1.

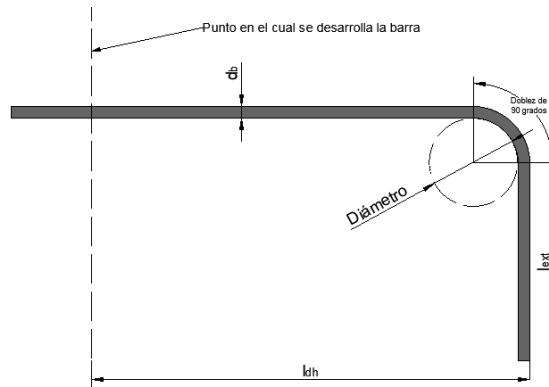
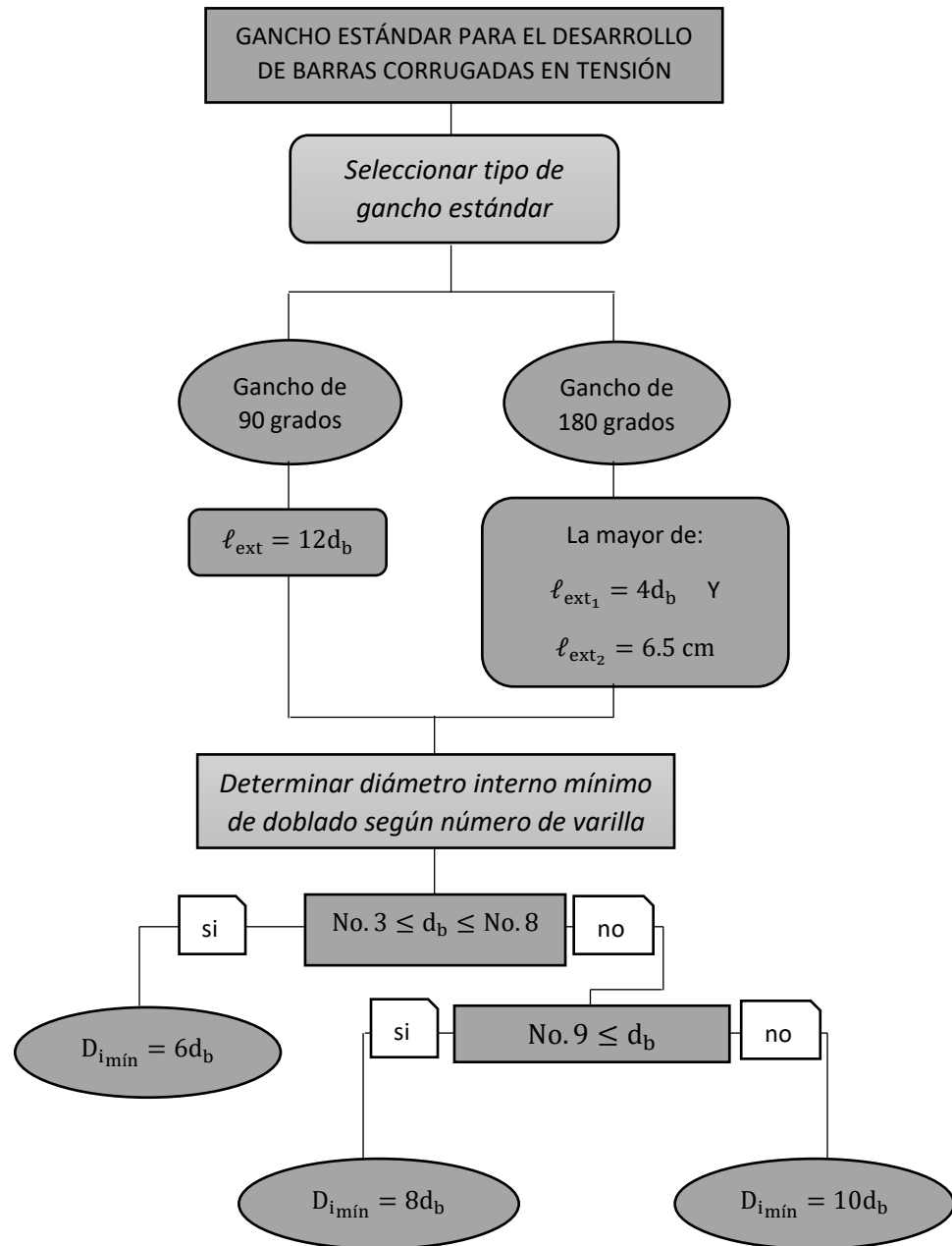


Figura 3. 9 Gancho estándar a 90 grados, tomado de ACI 318S-14, sección 25.3.1.

Seguidamente se detallan las condiciones para el cálculo de " ℓ_{ext} " y " $D_{i\min}$ " (ver esquema 3.5), condiciones que se describen en el capítulo II y en la sección 2.4.



Esquema 3. 5 Proceso para el cálculo de los ganchos estándares para el desarrollo de barras corrugadas en tensión.

- **Gancho estándar para estribos, amarras y estribos cerrados de confinamiento para cualquier elemento estructural.**

Consiste en determinar la extensión recta (ℓ_{ext}) y el diámetro interior mínimo de doblado ($D_{i\text{mín}}$), las cuales se ilustran en las figuras 3.11, 3.12 y 3.13. Tanto la extensión recta (ℓ_{ext}) como el diámetro interior mínimo de doblado ($D_{i\text{mín}}$) están en función del diámetro de varilla utilizado, lo cual se describe en la tabla 2.16 de este estudio y 25.3.2 del ACI 318S-14.

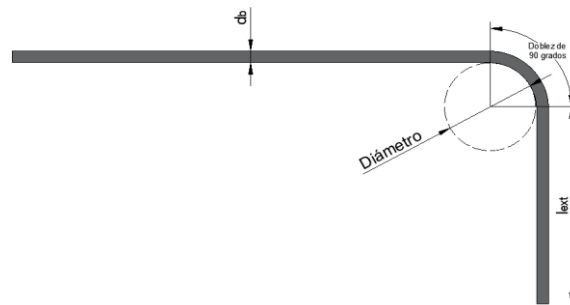


Figura 3. 11 Gancho estándar a 90 grados para estribos, tomado de ACI 318S-14, sección 25.3.2.

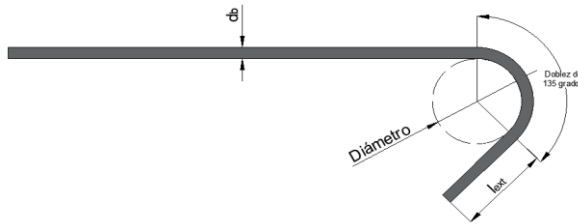


Figura 3. 12 Gancho estándar a 135 grados para estribos, tomado de ACI 318S-14, sección 25.3.2.

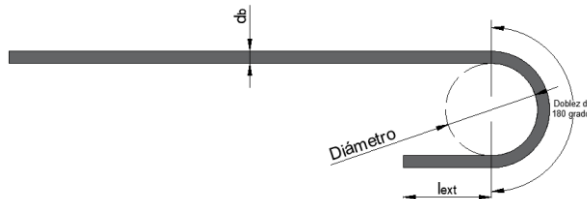
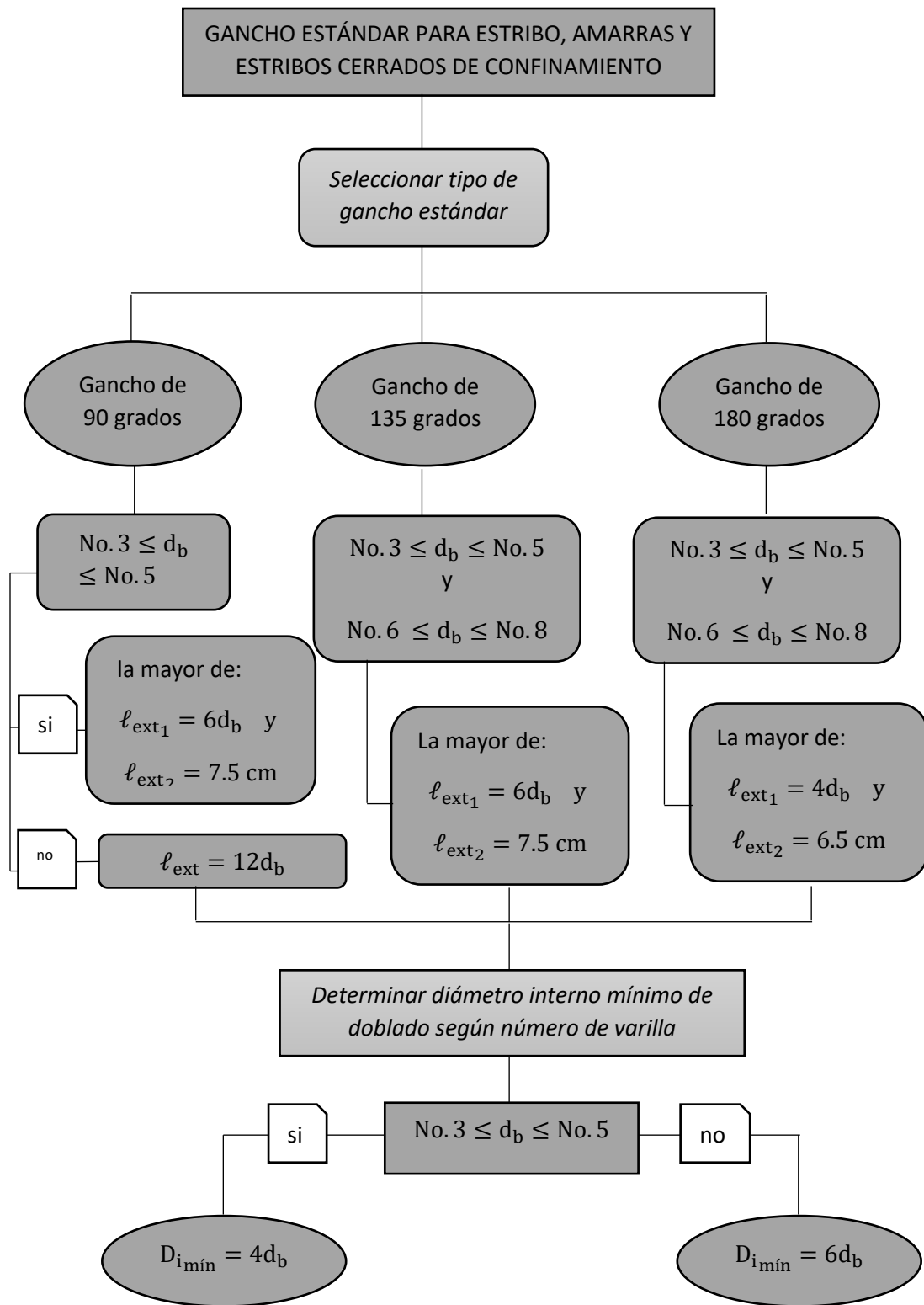


Figura 3. 13 Gancho estándar a 180 grados para estribos, tomado de ACI 318S-14, sección 25.3.2.

Seguidamente se detallan las condiciones para el cálculo de " ℓ_{ext} " y " $D_{i\text{mín}}$ " (ver esquema 3.6), condiciones que se describen en el capítulo II, en la sección 2.4.

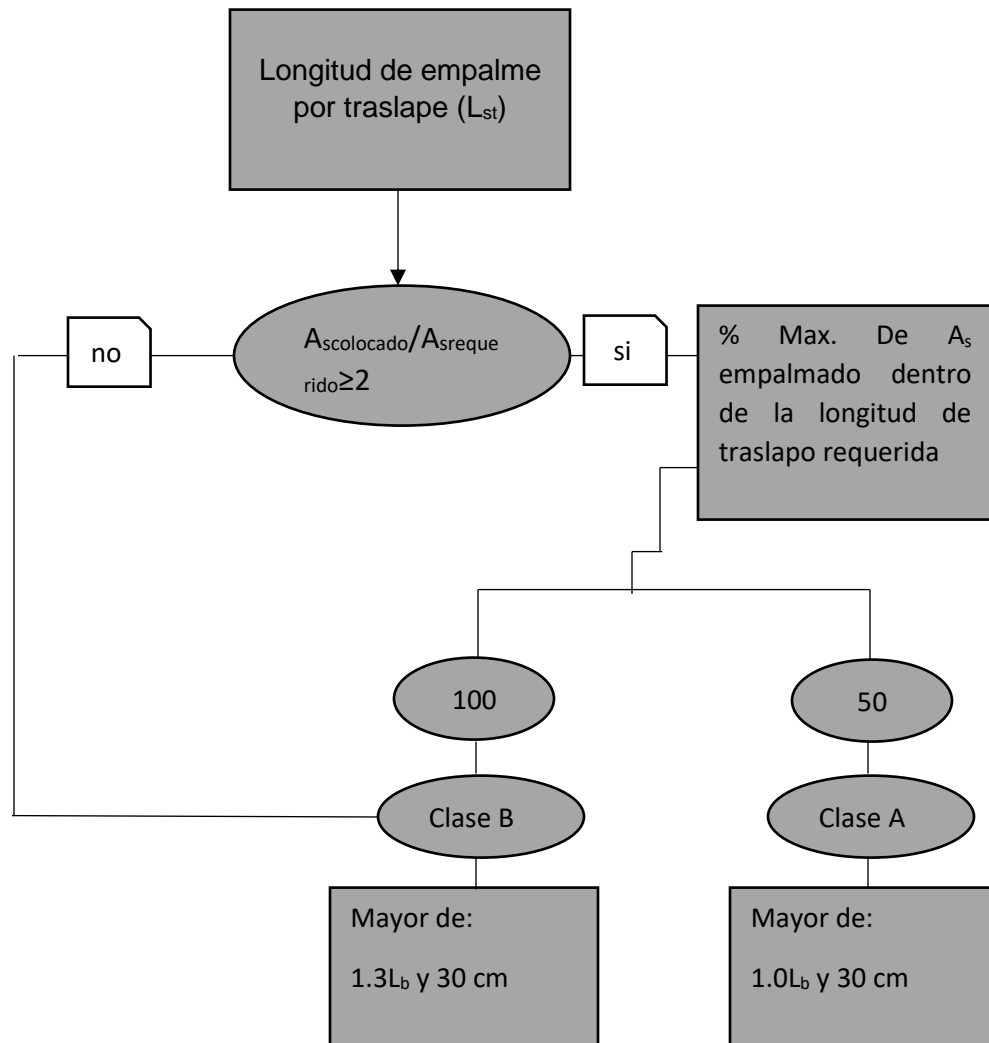


Esquema 3. 6 Proceso para el gancho estándar para estribo, amarras y estribos cerrados de confinamiento.

b) EMPALMES

○ EMPALMES POR TRASLAPE DE BARRA POR TENSIÓN.

Este paso consiste en determinar la longitud de traslape (ver esquema 3.7) para una barra corrugada a tensión (L_{st}), según lo explicado en el capítulo II, tabla 2.13 y figura 2.83. Para este estudio, solo se han considerado los empalmes por traslape y no mecánico ni soldado.



Esquema 3. 7 Cálculo de la longitud de empalme por traslape (Lst).

Es importante mencionar que, por el tipo de varilla que se utiliza en El Salvador no se generan empalmes soldados. Empalmes mecánicos si son utilizados y deben ir detallados en los Planos de Taller y ubicados en su respectivo lugar.

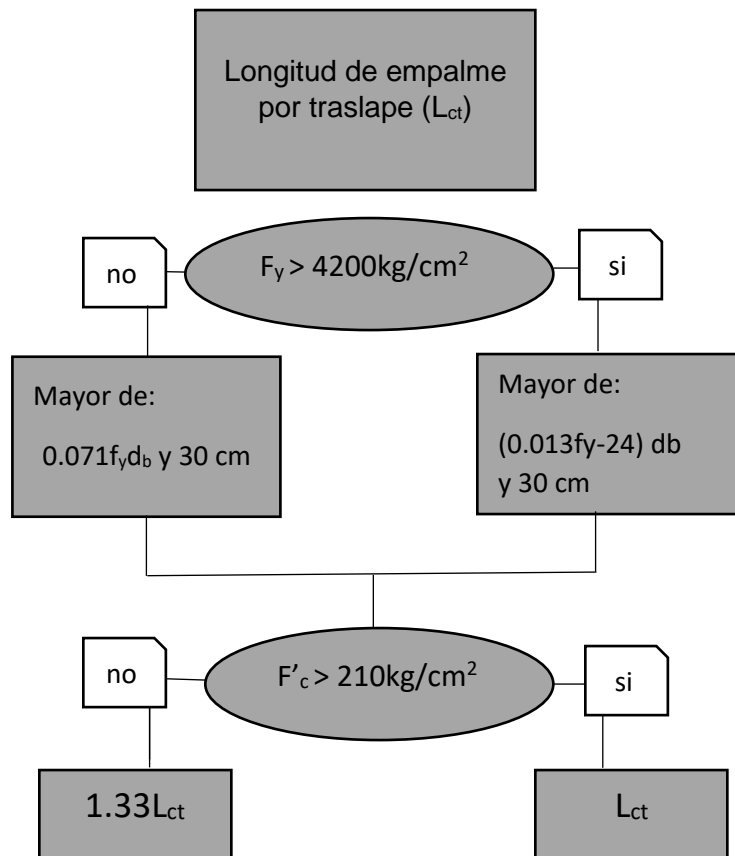
Se recomienda que los empalmes mecánicos y los empalmes soldados vengán ubicados en su respectiva posición dentro de los Planos Estructurales.

Finalmente, también es importante mencionar que tanto los empalmes soldados como los empalmes mecánicos no son de importancia para el armador, si no solamente para el albañil o el encargado de la colocación del acero de refuerzo en la obra. El empalme mecánico y empalme soldado no contienen importancia para el armador debido a que no generan longitud de varilla extra.

Lo que si genera importancia para el armador son los empalmes por traslape, ya que debe generar las varillas con las longitudes exactas para que este pueda ser colocado por el albañil.

- **EMPALMES POR TRASLAPE DE BARRA POR COMPRESIÓN.**

Este paso consiste en determinar la longitud de traslape (ver esquema 3.8) para una barra corrugada a compresión (L_{ct}), según lo explicado en el capítulo II de este estudio, tabla 2.14 y figura 2.83.



Esquema 3. 8 Cálculo de longitud de empalme por traslape (L_{ct}).

2. Elaboración de tabla de varillas de acero de refuerzo: En la práctica, es aceptable detallar zapatas, vigas, losas, columnas en un formato llamado tablas. No existe un formato estándar para poder realizarlas, pero en ellas se deben de incluir:

- Nombre, numeración o designación.
- Diámetro de varilla a utilizar (#).
- Grado de la varilla (f_y).
- Forma de varilla en análisis.

- Longitud de la varilla.
- Cantidad de elementos similares.
- Longitud total expresado en metros.
- Total, en quintales de acero por cada diámetro de varilla.

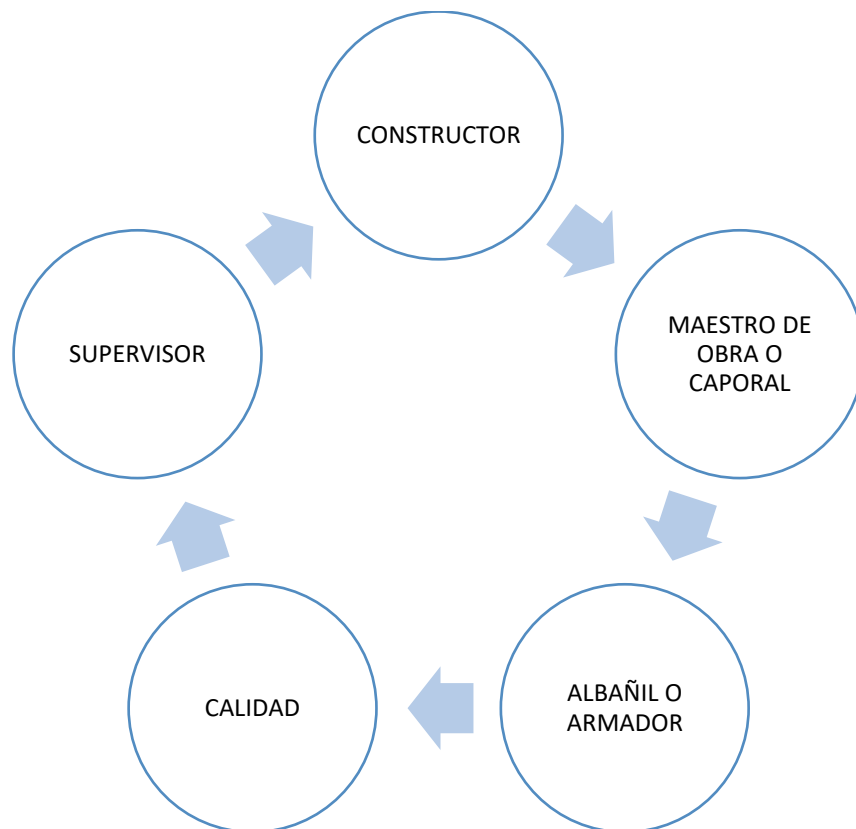
3. Aprobación de los Planos de Taller por la supervisión: El profesional a cargo de la supervisión de los Planos de Taller, deberá verificar que se hayan utilizado los diámetros y longitudes de las varillas según los Planos Estructurales y que la posición de las varillas se encuentre claramente ubicadas donde se colocarán; también debe de verificar las secciones de los elementos, recubrimientos, longitud de los ganchos, los traslapes especificados en los Planos Estructurales y la resistencia del concreto y el acero de refuerzo.

Cuando el supervisor termine la revisión de los Planos de Taller y estos no estén acorde al trabajo especificado, deberá indicar las correcciones de manera clara y precisa para que el contratista pueda llevarla a cabo.

El supervisor debe exigir que en los Planos de Taller se haga cumplimiento de los Planos Estructurales y especificaciones de diseño dadas por el Ingeniero Estructuralista. A menos que se especifique de otra manera, se deberá seguir los lineamientos del reglamento general de construcción que se haya adoptado para el diseño (generalmente el ACI y la Norma de Diseño por Sismo de El Salvador).

4. Realizar las correcciones hechas por la supervisión: Según la relación en la obra en proyectos de gran envergadura, el contratista hará la recepción de los Planos de Taller con las correcciones realizadas por el supervisor y lo remitirá al Departamento de Ingeniería para que realice las correcciones pertinentes.

El contratista remitirá nuevas copias de los Planos de Taller corregidos para la fabricación definitiva de las piezas de acero de refuerzo. La relación de las partes involucradas en una obra civil es como se muestra a continuación (ver esquema 3.9), la cual debe respetarse para un buen funcionamiento de la obra.



Esquema 3. 9 Relación entre el contratista, armador y supervisión.

5. Recepción de Planos de Taller en obra: Después de que la supervisión ha dado la aprobación de los Planos de Taller, incluyendo las revisiones necesarias, el personal de campo podrá hacer uso de los mismos.

En la obra se debe contar con la copia de los planos actualizados. De ninguna manera se debe aceptar que el personal al frente de la obra tengan planos que no correspondan a los aprobados en su última versión.

No se debe permitir que en la obra se hagan impresiones parciales de un plano, lo cual se ha vuelto usual, siendo común encontrar al obrero con una hoja tamaño carta con alguna parte del proyecto, sin indicar el piso al que se refiere y en algunos casos sin ejes.

Se recomienda verificar que el estado en que se encuentran los Planos de Taller sea el adecuado; planos deteriorados darán lugar a equivocaciones en el frente de la obra.

6. Modificaciones durante la ejecución del proyecto: Si el proyecto se modifica durante el proceso de ejecución de los trabajos, los Planos de Taller se rectificarán durante el proceso de obra, para que al final la obra terminada quede exactamente definida por estos planos.

Si durante la ejecución fuese necesario introducir modificaciones de detalle respecto a lo definido en los Planos de Taller, se harán con la aprobación de la supervisión y se incluirá en los Planos Estructurales y de Taller todo lo que

se modifique. Una vez terminado el Plano de Taller, deberá ser firmado y sellado por el constructor y la supervisión.

3.5. DESCRIPCIÓN TÉCNICA DE APLICACIÓN JHICalAcero.

Se presenta la aplicación de escritorio llamada JHICalAcero, que tiene como objetivo recolectar la información de las varillas de acero proporcionada por los Planos Estructurales a los Planos de Taller, información que se procesa mediante las fórmulas (ver capítulo II) y se ordena en una tabla para calcular la longitud total de la varilla de acero y para posteriormente ser impresa, especificando detalle, longitud de varilla, etc; y finalmente, los quintales de acero total por diámetro, lo cual facilitará el coste de la obra. Dicha tabla será impresa en extensión .pdf.

3.5.1. FICHA TÉCNICA

Nombre: JHICalAcero

Logo:



Figura 3. 14 Logo de aplicación.

Extensión: .exe

Código fuente: SQL

Sistema operativo: Windows xp en adelante

Licencia: Gratis

Créditos: Ing. Marvin Chávez (Ing. Sistema)

Grupo de realización de este trabajo de graduación.

3.5.2. ALCANCE Y LIMITACIONES DE LA APLICACIÓN JHICALACERO:

- **Alcance**

Está orientada a lo siguiente:

- Generar el detalle de la varilla de acero de refuerzo con sus respectivas longitudes.
- Verificar que longitud ingresada sea mayor o igual a la mínima, de acuerdo a criterios establecidos en el ACI318-14, retomado en este estudio.
- Determinar la cantidad de acero corrugado total en quintales por cada detalle diferente que corresponden a un mismo elemento.
- Imprimir reporte en pdf y Excel de cada elemento del proyecto en estudio.
- Genera un reporte para la parte administrativa y uno para campo.
- Capacidad de guardar multiproyectos.

- **Limitaciones.**

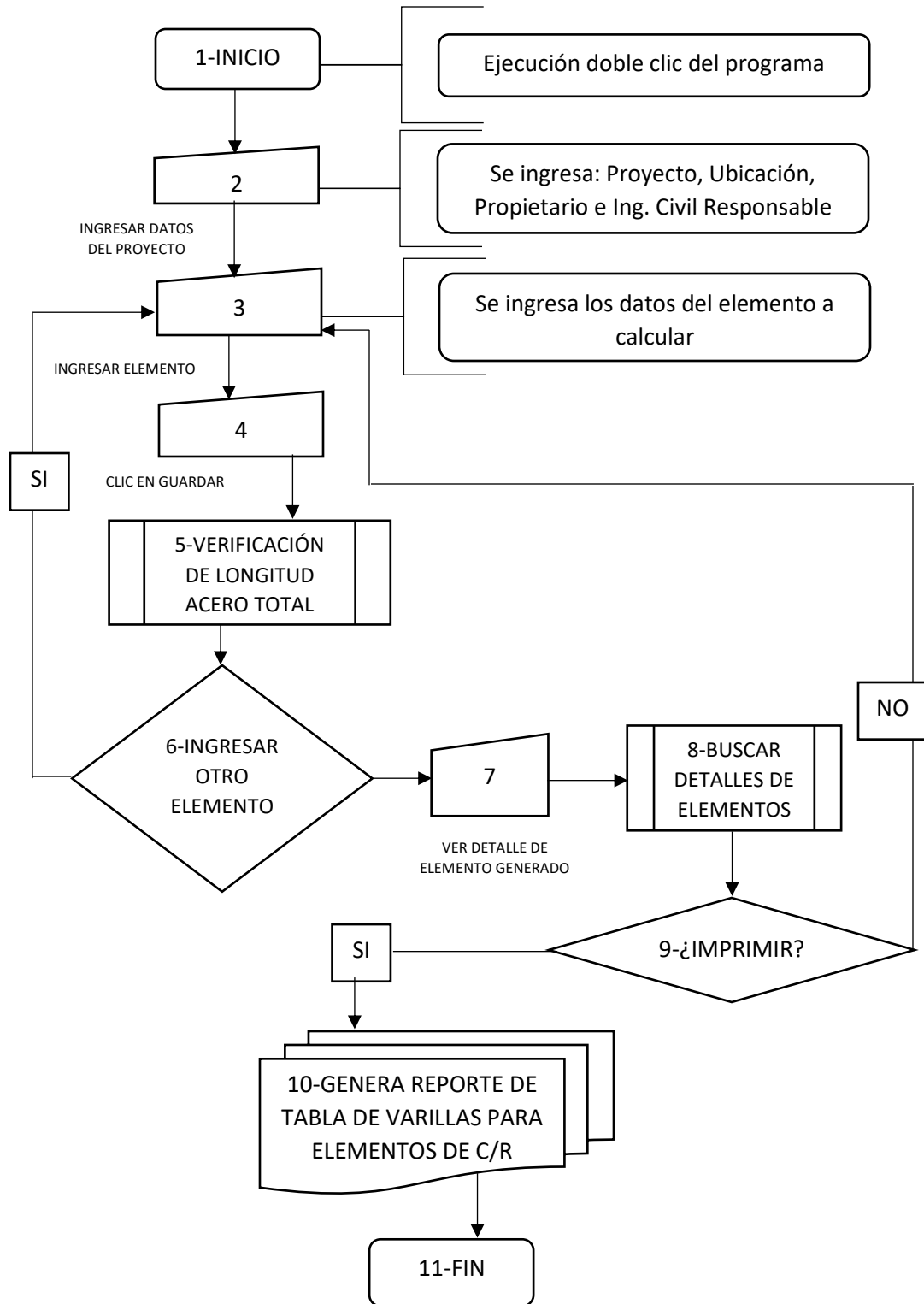
Son las que se listan a continuación.

- Los elementos de concreto reforzados que no se consideraron son: columnas con refuerzo helicoidal, pilotes con refuerzo helicoidal, vigas de sección curva.
- Esta aplicación considera solamente la varilla de 6 m para el cálculo final en quintales, por ser la longitud más utilizada en las obras civiles a las cuales hace referencia este documento. La longitud de varilla en base a la cual se calcule el número de quintales no interfiere en el resultado de los mismos.
- No considera los empalmes soldados ni los empalmes mecánicos, solamente los empalmes por traslape por ser los que generan longitudes de varilla de refuerzo extra.

3.5.3. ALGORITMO NARRADO

A continuación, se explica el funcionamiento de la aplicación mediante el uso de un flujograma general que describe los pasos a seguir para desarrollar el cálculo de las varillas de acero y generar los reportes administrativo o de campo (ver esquema 3.10 y anexo A).

La explicación del flujograma se realiza para dejar con total claridad al usuario el funcionamiento de la aplicación.



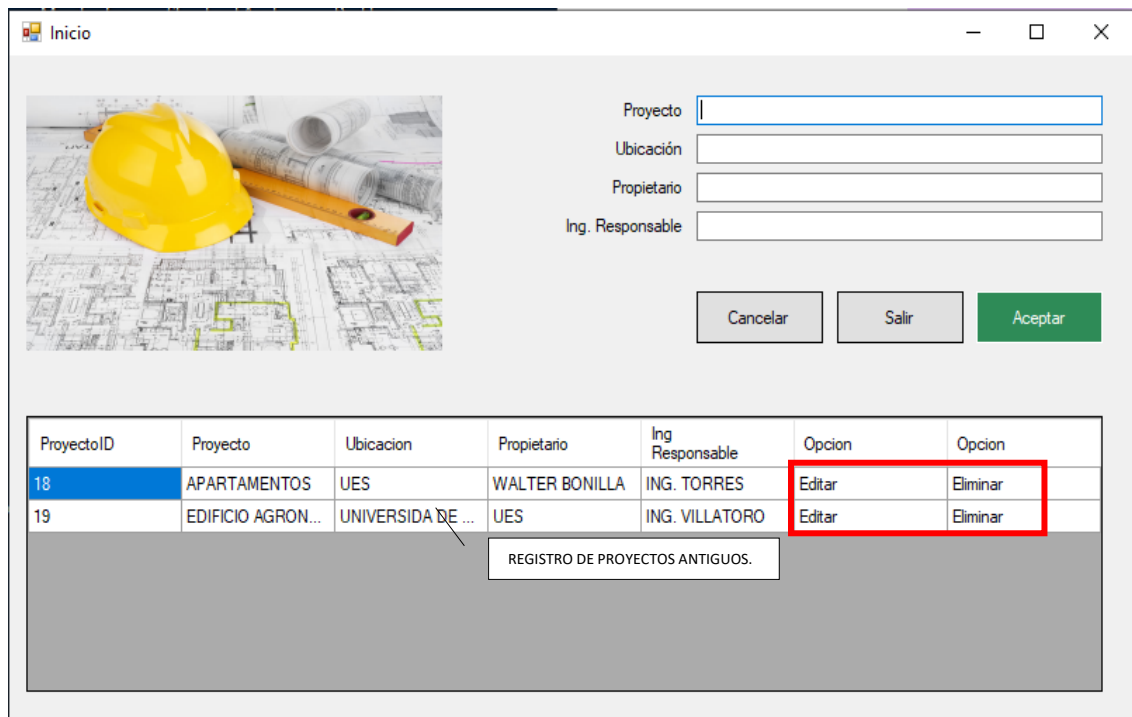
Esquema 3. 10 Flujograma de la aplicación JHICalAcero.

- **1-INICIO** : Hace referencia a la apertura de la aplicación mediante la acción de dar doble clic en la herramienta.
- **2** **(ingresa datos del proyecto)**: Esta es la ventana que aparece al realizar el primer paso (ver figura 3.15). En ella se ingresa el nombre, la ubicación y el propietario del proyecto, además del Ingeniero responsable del mismo.

ProyectoID	Proyecto	Ubicacion	Propietario	Ing Responsable	Opcion	Opcion
18	APARTAMENTOS	UES	WALTER BONILLA	ING. TORRES	Editar	Eliminar
19	EDIFICIO AGRON...	UNIVERSIDA DE ...	UES	ING. VILLATORO	Editar	Eliminar

Figura 3. 15 Ventana de inicio de la aplicación.

La ventana contiene la misma información descrita anteriormente de todos los proyectos que se hayan generado con anterioridad al proyecto actual, y además contiene dos campos que aparecen en la derecha de la tabla que está en la parte inferior de la ventana (ver figura 3.16): uno para poder eliminar el proyecto y otro para poder modificar los datos generales de cualquier proyecto guardado.



ProyectoID	Proyecto	Ubicacion	Propietario	Ing Responsable	Opcion	Opcion
18	APARTAMENTOS	UES	WALTER BONILLA	ING. TORRES	Editar	Eliminar
19	EDIFICIO AGRON...	UNIVERSIDA DE ...	UES	ING. VILLATORO	Editar	Eliminar

REGISTRO DE PROYECTOS ANTIGUOS.

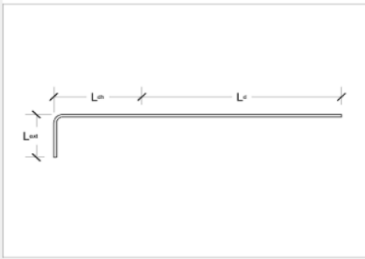
Figura 3. 16 Campos para poder editar o eliminar un proyecto.

Al terminar de ingresar los datos se procede a dar clic en aceptar, se guardará en la tabla de registro de proyectos.

- 3 **Segunda ventana, la cual funciona como recolector de información:**

Para ingresar a esta ventana, basta con dar doble clic sobre cualquier campo de los que contienen la información general del proyecto ingresado, esto en la primer ventana. En esta ventana se ingresa los datos del elemento a calcular (ver figura 3.17), se introducirá cada detalle por elemento, completando los diferentes campos para el cálculo de la longitud de cada varilla.

Calculo de Varillas



Elemento: Viga Fy (kg/cm²): 2800 Fc (kg/cm²): 210 # de Varilla: #2

Diametro db (cm): 0.64 Clave: AL90

Lecho: Superior Inferior λ : 0.75 1

Cantidad: 0.00

Ldh: 0.00 Ld: 0.00 Lext: 0.00

Código Elemento: Identificación:

Buscar Elemento
Código Elemento: Buscar

Regresar Guardar

ID	Elemento	Numero varilla	Codigo elemento	Codigo detalle	Clave	Lm	Ldh	Lext	Ld	Longitud varilla
23	Tensor	#2	T-1	X1	ALC180	1200.00	19.00	6.50	0.00	1225.50
25	Zapata	#2	z-1	x-9	AL90	0.00	15.00	7.68	37.50	60.18
26	Viga	#6	V-1	X-1	AL90	0.00	22.30	23.00	100.00	154.50
27	Viga	#6	V-1	X-2	ALR	0.00	0.00	0.00	1200.00	2400.00

Figura 3. 17 Ventana recolectora de información.

Los campos que contiene esta ventana se describen a continuación:

CAMPOS GENERALES:

Elemento: Este campo contiene en una lista desplegable cada uno de los elementos para los cuales está desarrollada esta aplicación, elementos que se mencionan en los alcances de este estudio.

Fy: Este campo despliega una lista con los valores más usados de la resistencia de las varillas de refuerzo. Podrá seleccionarse solamente un valor de los que aparecen en dicha lista, es un campo no editable.

F'c: Este campo despliega una lista con los valores más usados para la resistencia del concreto. Podrá seleccionarse solamente un valor de los que aparecen en dicha lista, es un campo no editable.

de varilla: En este campo se despliegan los números de varillas de la #2 a la #11, que son las más utilizadas en nuestro país.

Diametro: En este campo aparece el diámetro en cm correspondiente al número de varilla seleccionado en el campo descrito anteriormente.

Clave: En este campo se despliegan todos los códigos con los que se identifican los diferentes detalles con los que cuenta la aplicación. Según el código de detalle seleccionado, así serán los campos que se activen en la ventana. Estos campos se llenarán para ser utilizados en el cálculo de las longitudes de varillas y dependerán del Diseño Estructural. Todos los campos que se activen y que estén relacionado a valores de longitud, llevarán los datos en cm.

Cantidad: En este campo es donde se digitará el número de veces que se repite un detalle de un determinado elemento de concreto reforzado. Esto con el objetivo de poder calcular la cantidad total de quintales de varillas de acero ocupadas por cada detalle diferente dentro de un elemento.

Código Elemento: En este campo se ingresará el nombre con el cual se identifica en el Plano de Taller el elemento que se está calculando. Se recomienda utilizar la misma nomenclatura de los Planos Estructurales, en los cuales por lo general siempre la primer letra con que se identifica el elemento coincide con la primer letra del nombre del mismo y un número, por ejemplo, en una zapata sería "Z-1".

Identificación: En este campo se ingresa la identificación que contiene cada uno de los detalles diferentes de un Plano de Taller de determinado elemento. Si el detalle es horizontal, inicia con una “X” seguido de un número; y si es vertical, inicia con una “Y” seguida de un número.

Ninguna identificación puede repetirse en los detalles de un mismo elemento, al hacerlo, la aplicación genera un mensaje de advertencia.

Código Elemento (de la sección buscar elemento): En este campo se ingresa el código con el cual se identificó un determinado elemento, esto con el fin de generarle a ese elemento su correspondiente tabla de varillas.

Al dar clic en el botón “Buscar” se activa el campo llamado “**Imprimir reporte tipo**”, en el cual se puede seleccionar el tipo de reporte a imprimir.

Esta parte se detalla en el paso 8.

- | |
|---|
| 4 |
|---|

Presionar guardar: Al dar clic en guardar, se registrará en la tabla inferior el detalle seleccionado por el usuario, siempre en la ventana dos, donde se tendrá control de todos los datos introducidos por el mismo. Al final de esta tabla, en la parte derecha, se encuentran dos campos: uno que tendrá la opción de “Editar” y otro que tendrá la opción de “Eliminar” (ver figura 3.18).

Las dos opciones mencionadas en el párrafo anterior, se han generado con la intención de permitir al usuario editar los valores ingresados de los detalles

estructurales de cualquier elemento o en su caso, eliminar todo lo referente a un detalle que haya sido ingresado por equivocación o con el cual no se cuanta más.


codigo detalle	Clave	Lm	Ldh	Lext	Ld	Longitud varilla	Longitud total	Quintaes	Opcion	Opcion
	ALC180	1200.00	19.00	6.50	0.00	1225.50	2451.00	0.136167	Editar	Eliminar
3	AL90	0.00	15.00	7.68	37.50	60.18	180.54	0.010030	Editar	Eliminar
1	AL90	0.00	22.30	23.00	100.00	154.50	154.50	0.500000	Editar	Eliminar
2	ALR	0.00	0.00	0.00	1200.00	2400.00	2400.00	1.500000	Editar	Eliminar

Figura 3. 18 Ventana de introducción de datos.

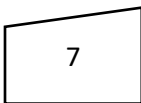
- | |
|--|
| 5-VERIFICACIÓN
DE LONGITUD
ACERO TOTAL |
|--|

Verificación de longitud acero total: la aplicación por medio de algoritmos ejecutará una serie de códigos que obedecen a los esquemas 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, 3.6, 3.7 y a las fórmulas del contenido 2.4 de este estudio, las cuales son las correspondientes a los detalles de ganchos y dobleces, tanto para estribos como para el acero longitudinal.

Las ecuaciones utilizadas van desde la ecuación 2.49 hasta la ecuación 2.55, y de la tabla 2.10 a la tabla 2.16 del capítulo II de este documento.

- 

Ingreso de otro elemento: en este proceso se introducirá todos los detalles de todos los elementos del proyecto, el cual se estará guardando en una base de datos, que puede consultar en cualquier momento. El usuario podrá digitar el número de detalles que desee.

- 

Ver detalle de elemento generado (tercera ventana). Al dar doble clic sobre uno de los elementos guardados en un determinado proyecto, aparecerá una nueva ventana (ver figura 3.19) que mostrará los datos introducidos por el usuario en ese elemento y de la misma manera para los demás elementos que se hayan registrado.

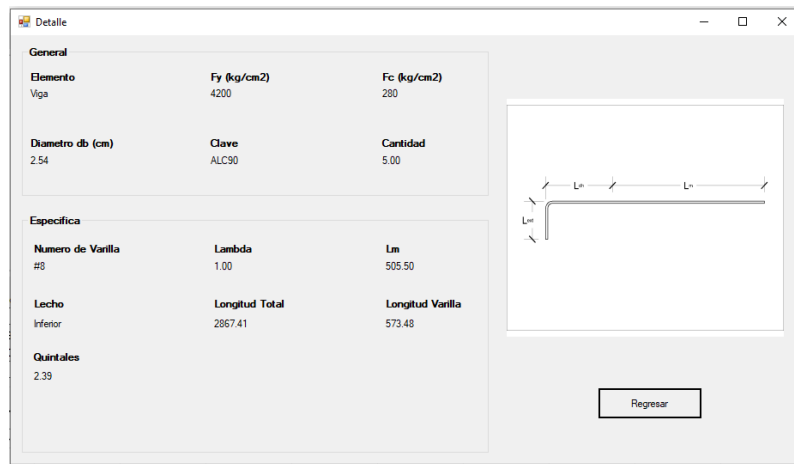
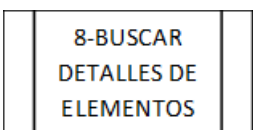



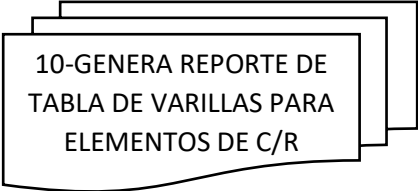
Figura 3. 19 Tercer pantalla.

- 

Buscar detalle de elementos: Luego de haber revisado los datos de la tercera pantalla, regresamos a la pantalla dos, donde al digitar el código de un elemento (en el campo “Código Elemento” de la sección Buscar Elemento) que guardamos,

aparecerán solo los que contienen dicho nombre. Es decir, un botón que sirve de filtro para poder observar solamente los detalles correspondientes a un mismo elemento y así poder generar la tabla de varillas para dicho elemento.

- 
Imprimir (generar vista previa de reporte de cantidad de acero para elementos estructurales de concreto reforzado): Siempre en la pantalla dos, luego de buscar un elemento mediante el filtro, se activará un botón para generar la impresión del reporte. Este podrá imprimirse en dos tipos de reportes diferentes: un reporte “De Campo” y un reporte “Administrativo” donde está la tabla para varillas de acero de refuerzo.

- 
Generar reporte de cantidad de acero para elementos estructurales de concreto reforzado: Al elegir el reporte “ADMINISTRATIVO” O “DE CAMPO”, aparecerá el botón “IMPRIMIR”. Al dar clic en “Imprimir”, dará extensión de impresión en formato para un archivo PDF. Si lo que se quiere es un archivo de Excel, entonces se podrá exportar a dicho formato dando clic en el botón “Exportar a Excel” que está a la par del botón “Imprimir”.

- 
Fin de la ejecución.

CAPITULO IV
APLICACIÓN DE
LA PROPUESTA
METODOLÓGICA

4.1. INTRODUCCIÓN:

El proyecto de ejemplificación utilizado para la aplicación de la metodología es el “Centro De Investigaciones Agroalimentarias de la Facultad de Agronomía” de la Universidad de El Salvador, en el cual se usó los siguientes reglamentos de diseño:

- Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones.
- Norma técnica para diseño por sismo Ministerio de Obras Públicas, El Salvador, 1997.
- Reglamento de las construcciones de concreto reforzado, ACI 318-08. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, American Concrete Institute.
- Manual de construcción en acero, 1987. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, American Institute of Steel Construction, AISC, 8a. Edición.
- Diseño y construcción de estructuras de bloques de concreto, ACI 531-2005, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, American Concrete Institute.

Cargas que se consideraron en el diseño:

- CARGAS PERMANENTES:

- Peso Propio de los materiales estructurales y de las Instalaciones de ocupación.

○ CARGAS VARIABLES:

En la tabla 4.1 se presentan las cargas variables de diseño utilizadas en el proyecto.

Carga viva máxima	Kg/m ²
Zona usos varios	350
Estacionamiento	250
Escaleras	350

Tabla 4. 1 Cargas de Diseño.

○ CARGAS ACCIDENTALES: DISEÑO POR SISMO

- Factor de Zonificación Sísmica = ZONA 1
- Coeficiente de Sitio= Perfil de Suelo "S2"
- Factor de Importancia = CATEGORIA II, (Edificio de Ocupación Especial).
- Sistema Estructural = SISTEMA "C" "MARCOS DE ACERO ARRIOSTRADOS CONCENTRICAMENTE".

CONCRETO ESTRUCTURAL Y ACERO DE REFUERZO.

- Concreto: El concreto utilizado en el total de la obra fue de peso volumétrico normal, con una resistencia a la compresión a los 28 días de 280 kg/cm².
- Acero de Refuerzo: El acero de refuerzo utilizado fue corrugado cumpliendo con la Norma ASTM A615, con un esfuerzo de fluencia mínimo de 4,200 kg/cm² (Grado 60) para todos los diámetros excepto para varilla

lisa número 2, la cual podrá tener un esfuerzo de fluencia mínimo de 2,350 kg/cm² (Grado 36).

4.2. UBICACIÓN

La figura 4.1 muestra la ubicación del proyecto, la cual se describe a continuación:

MACRO-UBICACIÓN: Autopista Norte y Final 25^a Avenida Norte, Ciudad Universitaria, San Salvador, El Salvador.

MICRO-UBICACIÓN: Colinda al Norte con la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, al Sur con la Facultad de Agronomía.



Figura 4. 1 Planta de la ubicación del edificio.

4.3. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL SISTEMA SISMORESISTENTE.

El sistema sismorresistente del edificio de Centro De Investigaciones Agroalimentarias de la Facultad de Agronomía de la Universidad de El Salvador, es un sistema dual, el cual está compuesto por un sistema de marcos sin diagonales, combinado con muros estructurales perimetrales.

El sistema estructural del edificio es clasificado de tipo C, según la Norma técnica para diseño por sismo Ministerio de Obras Públicas, El Salvador, 1997, el cual es una estructura formada por marcos de concreto reforzado y por paredes de carga. Todos los componentes de la estructura resisten la totalidad de las cargas verticales y horizontales. Los componentes se diseñaron para resistir las fuerzas laterales, en proporción a sus rigideces relativas y de acuerdo a un análisis de interacción. En todo caso, los marcos no arriostrados deben diseñarse para resistir al menos el 25% de las fuerzas laterales calculadas para la estructura.

4.4. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.

- **Ejes**

El lado longitudinal del edificio está definido por 7 ejes, identificados mediante las siguientes letras: A, B, C, D, E, F, y G.

El ancho del edificio está definido por 4 ejes, identificados mediante los siguientes números: 1, 2, 3 y 4.

Para una mejor comprensión de cómo están distribuidos los ejes en planta, ver figura 4.2.

4.4.1. FUNDACIONES.

○ ZAPATAS

El sistema de fundaciones está compuesto por 12 zapatas de 3 dimensiones distintas, las cuales han sido llamadas Z-1, Z-2 y Z-3. Las zapatas Z-1 Y Z-2 son combinadas mientras que la zapata Z-1 es aislada, y están distribuidas en planta como se indica en la figura 4.2.

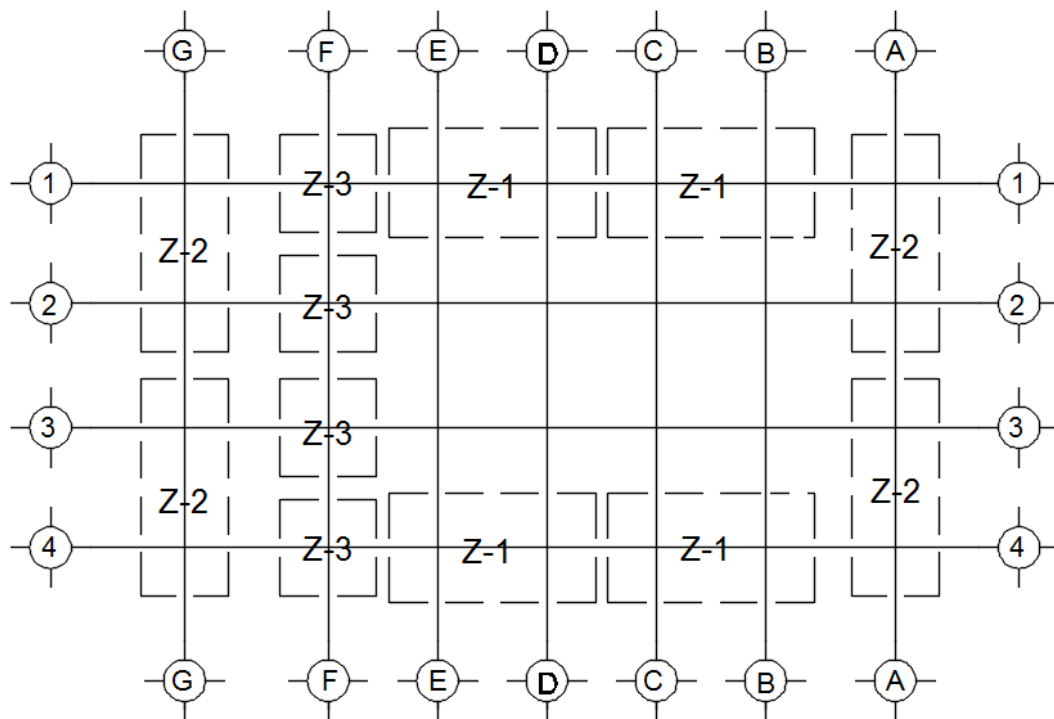


Figura 4. 2 Planta de ubicación de zapatas.

La Z-1 está posicionada en los siguientes ejes y tramos: eje 1, tramos B-C y D-E; eje 4, tramos B-C y D-E.

La Z-2 está posicionada en los siguientes ejes y tramos: eje A, tramos 1-2 y 3-4; eje G, tramos 1-2 y 3-4.

La Z-3 está posicionada en las siguientes intercepciones: F1, F2, F3 y F4.

○ **Z-1**

La zapata “Z-1”, es una zapata combinada que tiene una sección en planta de 4.50 x 8.50 m y un peralte de 0.65 m.

El acero de refuerzo consiste en dos lechos, cada lecho armado en dos direcciones. Ambos lechos están formados por varillas #6, el lecho superior con varillas #6 a cada 20 cm y el lecho inferior con varillas #6 a cada 10 cm. Se ha dispuesto de separadores de varilla #3 a cada 1.00 m para los lechos antes mencionados.

Ver detalles en planta y elevación en las figuras 4.3 y 4.4 respectivamente.

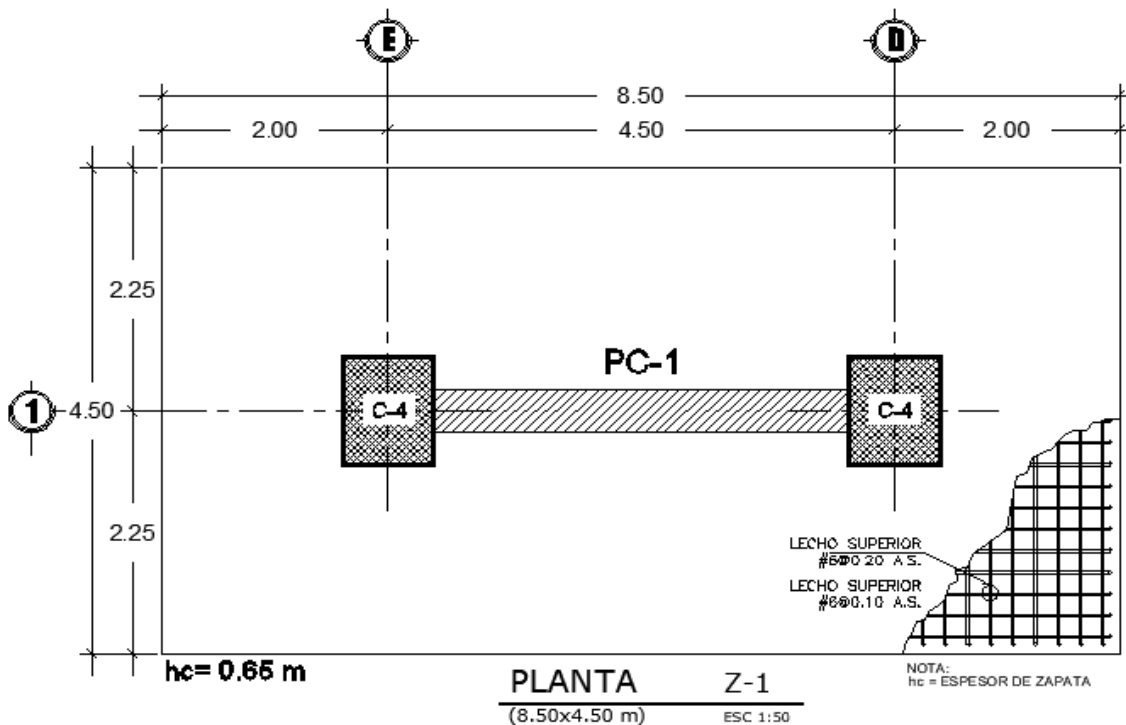


Figura 4. 3 Detalle en planta de zapata Z-1.

El recubrimiento es de 7.5 cm en los 4 lados de la zapata, para mejor comprensión ver figura 4.4.

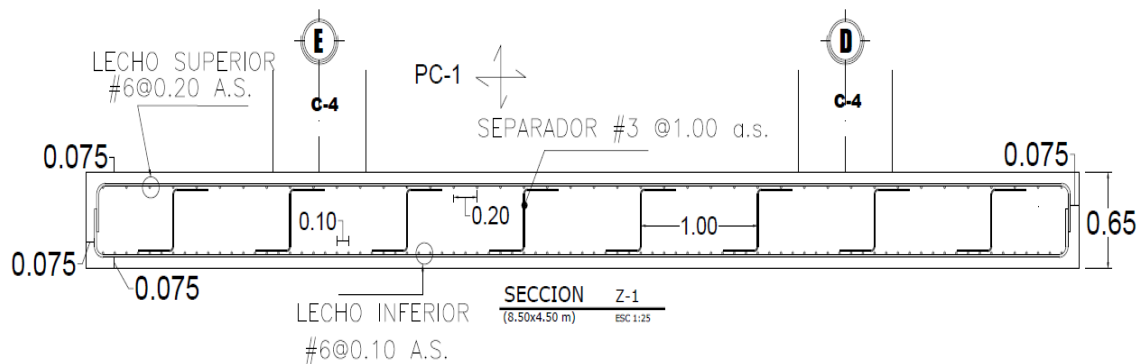


Figura 4. 4 Detalle en elevación de Z-1.

o Z-2

La zapata “Z-2”, es una zapata combinada que tiene una sección en planta de 4.60 x 8.95 m y un peralte de 0.60 m.

El acero de refuerzo consiste en dos lechos, cada lecho armado en dos direcciones. Ambos lechos están formados por varillas #6, el lecho superior con varillas #6 a cada 25 cm y el lecho inferior con #6 varillas a cada 12.5 cm. Se ha dispuesto de separadores de varilla #3 a cada 1.0 m para los lechos antes mencionados. Ver detalles en planta y elevación en las figuras 4.5 y 4.6 respectivamente.

Sobre esta zapata serán distribuidas las cargas de la columna C-4 y pared de carga PC-1. El recubrimiento es de 7.5 cm en los 4 lados de la zapata, para mejor comprensión ver figura 4.6, en el cual se presenta el detalle en elevación de Z-2.

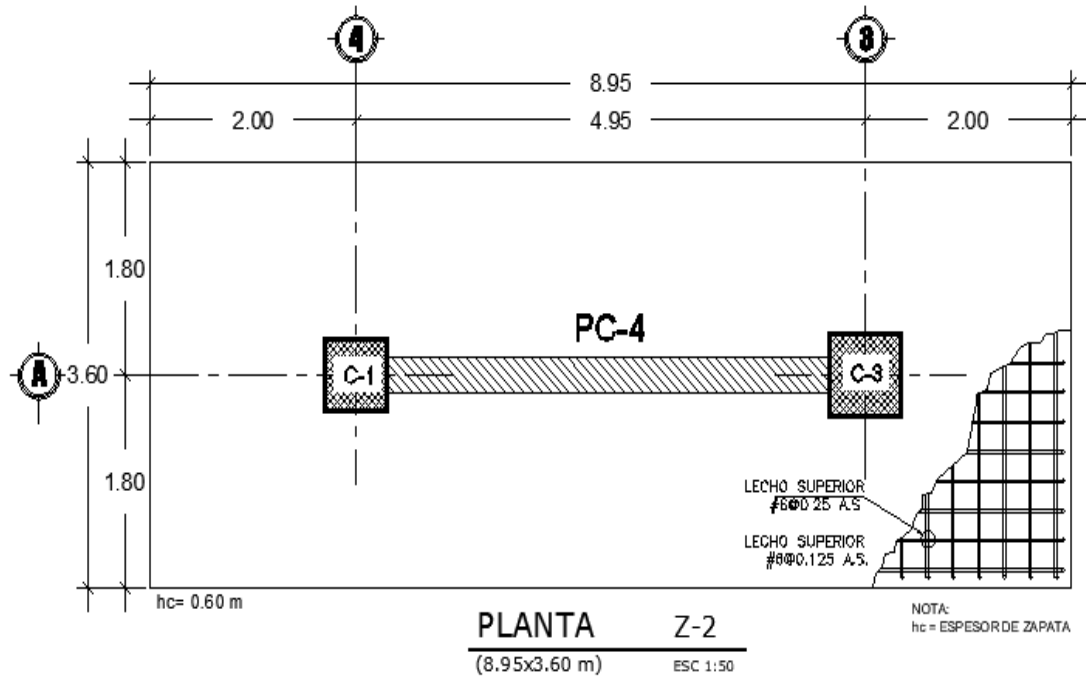


Figura 4. 5 Detalle en planta de zapata Z-2.

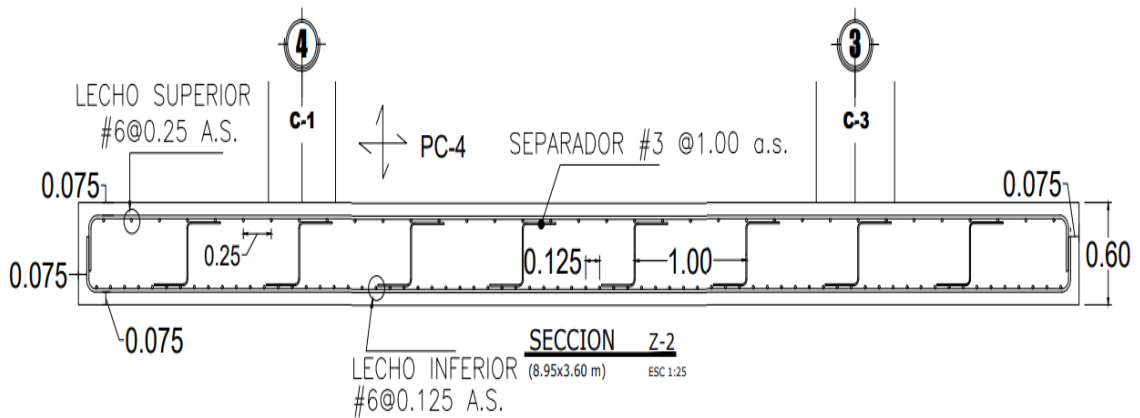


Figura 4. 6 Detalle en elevación de Z-2.

○ **Z-3**

La zapata “Z-3”, es una zapata aislada, que tiene una sección en planta de 4.00 x 4.00 m y un peralte de 0.60 m. El acero de refuerzo consiste en dos lechos, cada lecho armado en dos direcciones.

Los lechos están formados por varillas #6, el lecho superior con varillas #6 a cada 20 cm y el lecho inferior con varillas #6 a cada 10 cm. Se ha dispuesto de separadores de varilla #3 a cada 1.0 m para los lechos antes mencionados. Ver detalles en planta y elevación en las figuras 4.7 y 4.8 respectivamente. Sobre esta zapata distribuirá su carga la columna C-2.

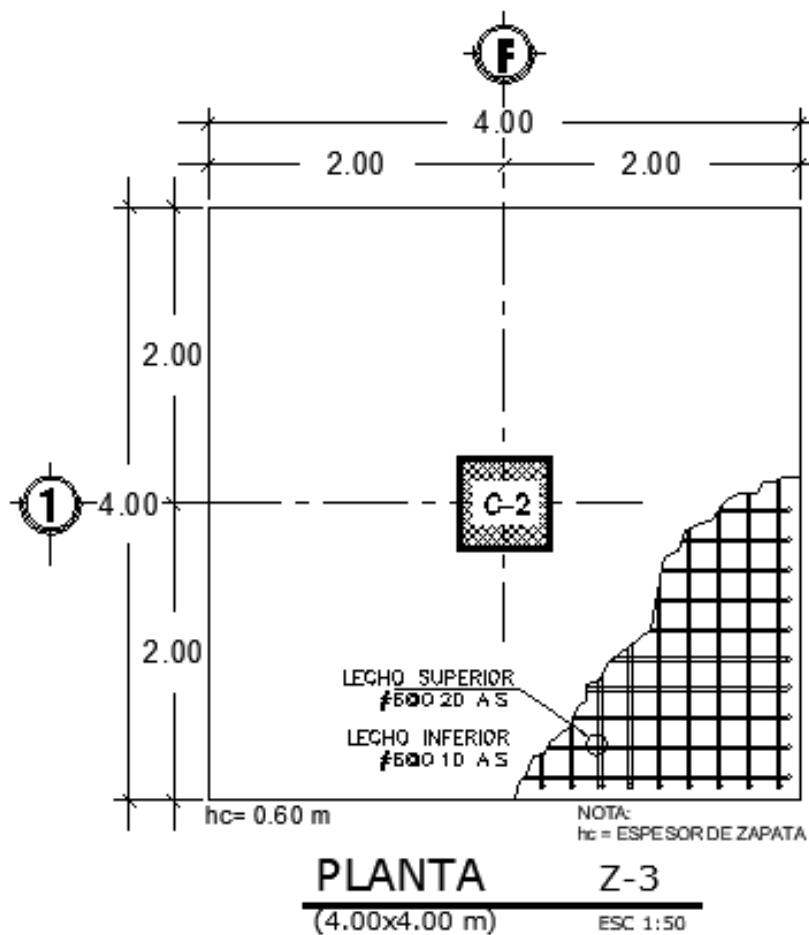


Figura 4. 7 Detalle de zapata Z-3.

El recubrimiento es de 7.5 cm en los 4 lados de la zapata, para mejor comprensión ver figura 4.8, en el cual se presenta el detalle en elevación de la zapata Z-3.

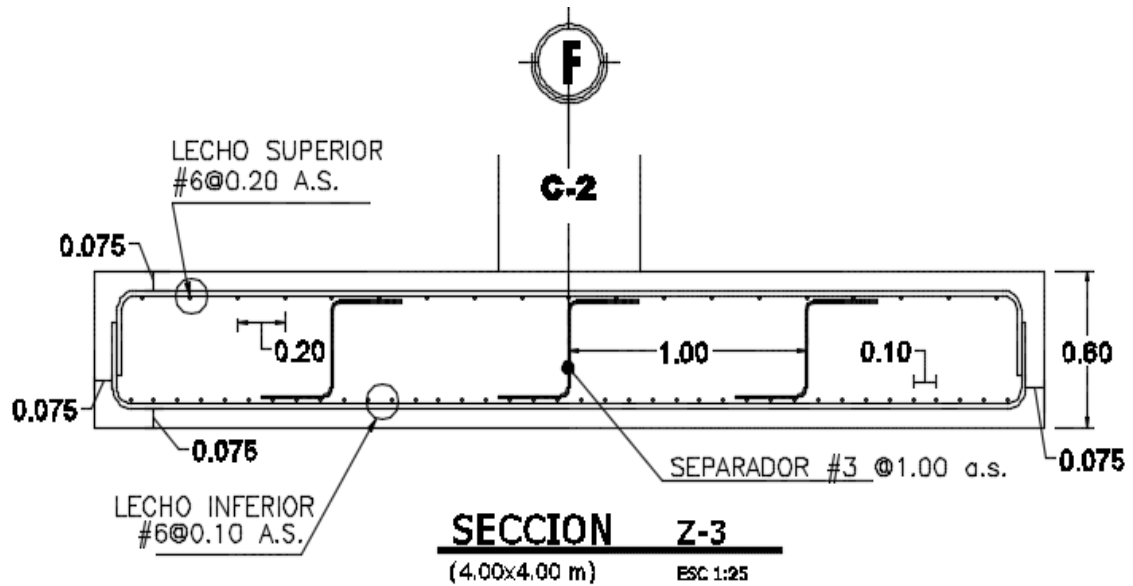


Figura 4. 8 Detalle en elevación de Z-3.

La tabla 4.2 presenta el resumen de las zapatas.

ELEMENTO:	ZAPATAS.			
Imagen.	Ubicación de la sección.	Dimensiones en metros.	Lecho superior.	Lecho inferior
ZAPATA Z-1	Eje 1, tramo B-C y D-E; Eje 4, tramos B-C y D-E.	4.50 x 8.50	Varillas #6 @ 20 cm, en ambos sentidos.	Varillas #6 @ 10 cm, en ambos sentidos
ZAPATA COMBINADA Figura 4.3.				
ZAPATA Z-2	Eje A, tramo 1-2 y 3-4; Eje G, tramos 1-2 Y 3-4.	4.60 x 8.95	Varillas #6 @ 25 cm, en ambos sentidos.	Varillas #6 @ 12.5 cm, en ambos sentidos.
ZAPATA COMBINADA Figura 4.5.				
ZAPATA Z-3	Intercepciones: F1, F2, F3 Y F4.	4.00 x 4.00	Varillas #6 @ 20 cm, en ambos sentidos.	Varillas #6 @ 10 cm, en ambos sentidos.
ZAPATA AISLADA Figura 4.7.				

Tabla 4. 2 Resumen de zapatas.

○ SOLERAS DE FUNDACION Y TENSORES

El edificio contiene en su sistema de fundaciones dos tipos de solera de fundación y dos tipos de tensor. Los dos tipos de tensor han sido llamados T-1 Y T-1M, los dos tipos de soleras han sido llamadas SF-1 Y SF-2 respectivamente. El armado de soleras y tensores varía según la ubicación en ejes y tramos, pero se mantienen las dimensiones de sus secciones transversales.

En la figura 4.9 se muestra en planta la ubicación de los tensores y soleras de fundación.

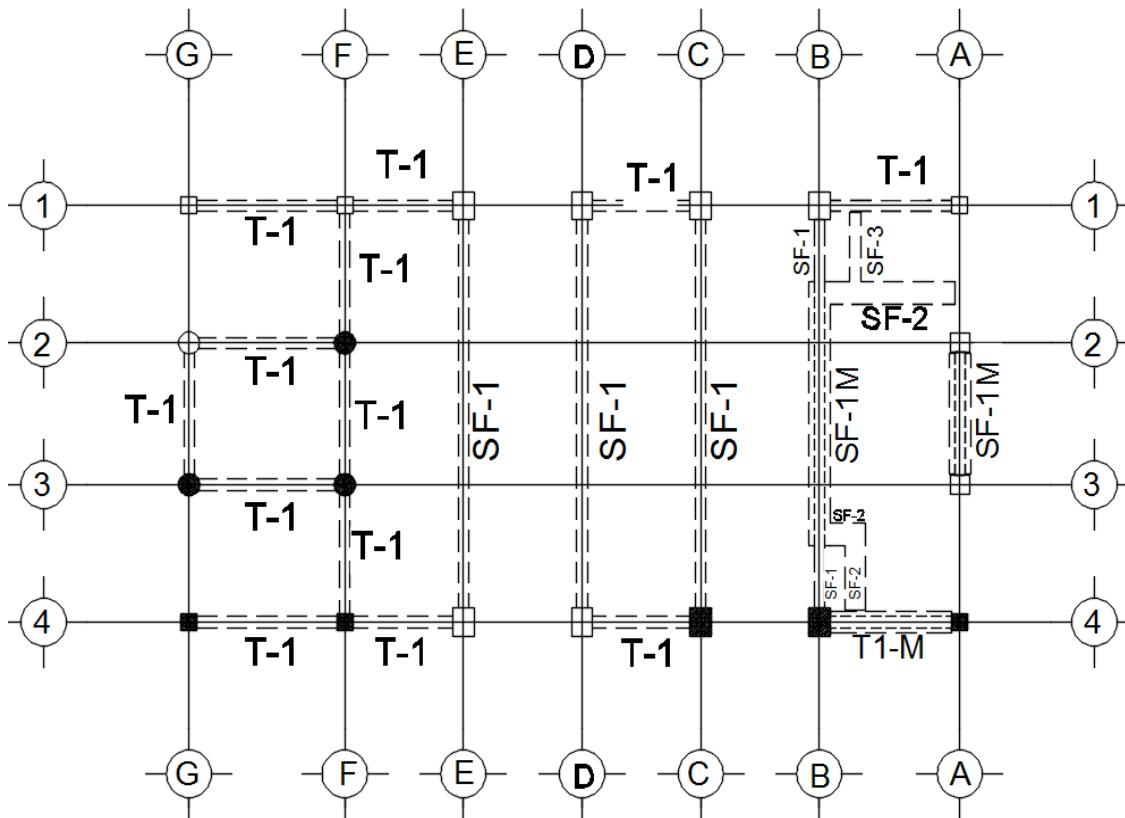


Figura 4. 9 Planta de ubicación de tensores y soleras.

En la tabla 4.3 se presentan las secciones transversales de los tensores T-1 Y T-1M.

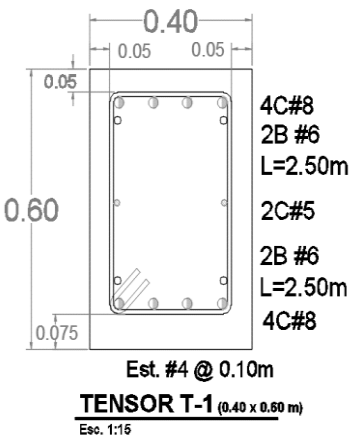
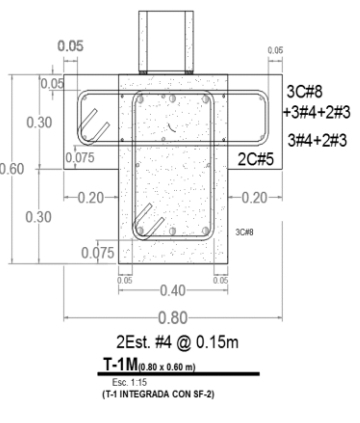
ELEMENTO:	TENSORES.		
Imagen.	Dimensiones en metros.	Refuerzo longitudinal.	Refuerzo transversal.
<p style="text-align: center;">T-1</p> 	<p>0.40 x 0.60</p>	<p>4 varillas corridas #8, 2 bastones #6, 2 corridas #5, 2 bastones #6 y 4 corridas #8.</p>	<p>Estribo #4 @ 0.10 m.</p>
<p style="text-align: center;">T-1M</p> 	<p>0.40 x 0.60 y 0.30 x 0.80</p>	<p>3 corridas #8 + 3 #4+ 2 #3+3 #4 + 2#3 y 2 corridas #5.</p>	<p>2 Estribos #4 @ 0.15 m</p>

Tabla 4. 3 Secciones transversales de tensores.

En la tabla 4.4 se presentan las secciones transversales de las soleras de fundación SF-1 y SF-2.

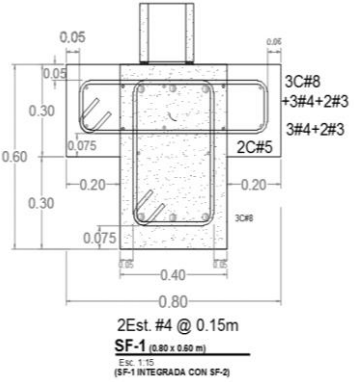
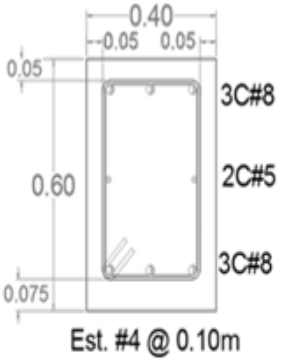
ELEMENTO:	SOLERA DE FUNDACIÓN.		
Imagen.	Dimensiones en metros.	Refuerzo longitudinal.	Refuerzo transversal.
<p style="text-align: center;">SF-1</p>  <p style="text-align: center;">2Est. #4 @ 0.15m SF-1 (0.80 x 0.60 m) Esc. 1:15 (SF-1 INTEGRADA CON SF-2)</p>	0.30 x 0.80 y 0.40 x 0.60	3 corridas #8 + 3 #4+ 2 #3+3 #4 + 2#3 y 2 corridas #5.	2 Estribos #4 @ 0.15 m
<p style="text-align: center;">SF-2</p>  <p style="text-align: center;">Est. #4 @ 0.10m SF-1 (0.40 x 0.60 m) Esc. 1:15</p>	0.40 x 0.60	3 varillas corridas #8, 2 corridas #5 y 3 corridas #8.	Estribo #4 @ 0.10 m.

Tabla 4. 4 Secciones transversales de solera de fundación.

4.4.2. DESCRIPCIÓN DE ELEMENTOS COMUNES DE ENTREPISOS.

- **Ejes**

El lado longitudinal del edificio está definido por 7 ejes, identificados mediante las siguientes letras: A, B, C, D, E, F y G.

El ancho del edificio está definido por 4 ejes, identificados mediante los siguientes números: 1, 2, 3 y 4.

- **COLUMNAS**

El primer nivel consta de 6 tipos de columnas diferentes, 3 de ellas de sección transversal cuadrada, una rectangular y dos de ellas de sección transversal circular.

Las columnas C-1 y C-2 son columnas cuadradas de dimensiones 0.60 m x 0.60 m, la columna C-3 es una columna cuadrada de dimensiones 0.70 m x 0.70 m, la columna C-4 es una columna rectangular de dimensiones 0.80 m x 1.00 m y las columnas C-5 y C-6 son columnas circulares de diámetro 0.80 m.

La diferencia entre las columnas C-1 Y C-2 radica que para el caso de la columna C-1, el refuerzo transversal por estribo presenta un espaciamiento a cada 10 cm y para el caso de la C-2, el espaciamiento es a cada 20 cm.

Para el caso de las columnas C-5 y C-6, la diferencia está de igual manera en el refuerzo transversal por estribo. Para una mejor percepción de las diferencias ver tabla 4.5.

A continuación, se muestra la distribución en planta de las columnas:

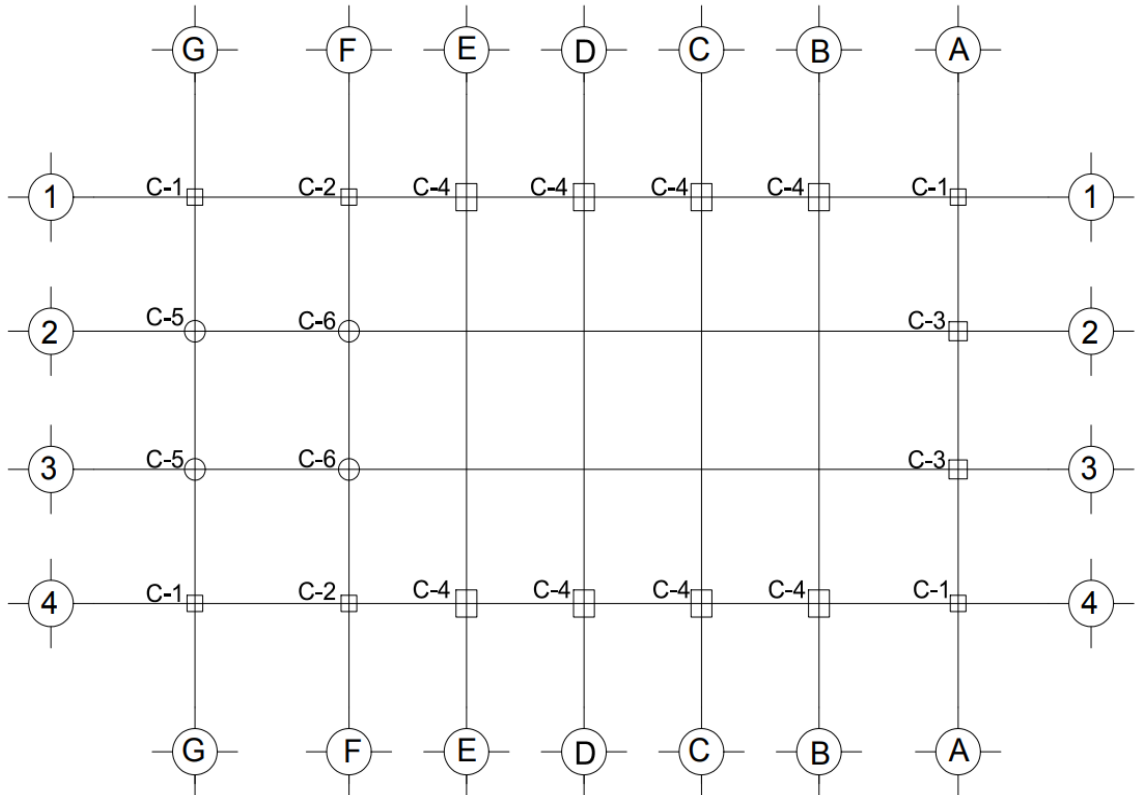
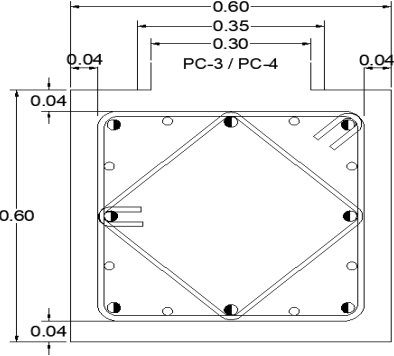
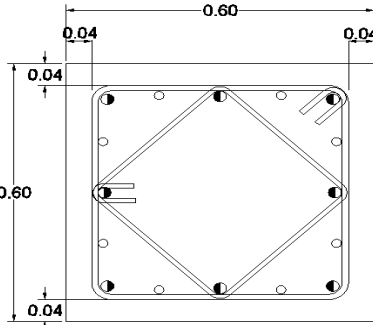
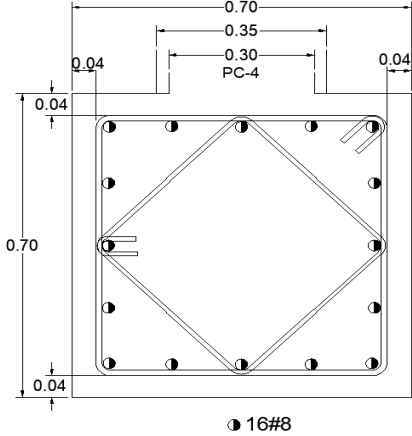
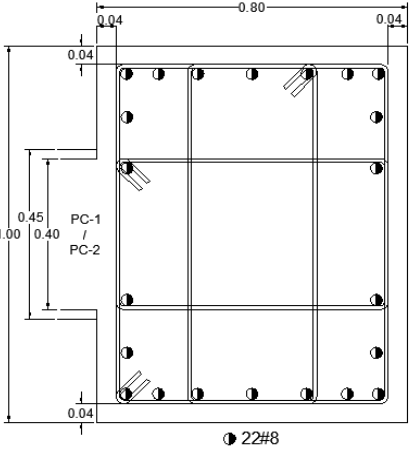


Figura 4. 10 Planta de ubicación de columnas.

En la figura 4.10 se puede visualizar los cuatro tipos de columnas distribuidos en planta, cada una de estas columnas está compuesto por un refuerzo longitudinal y un refuerzo transversal.

En la tabla 4.5 se describe de una manera más explícita cada una de estas columnas, en ella se presentan las imágenes de cada sección, las intersecciones donde se localizan, sus dimensiones y el armado longitudinal y transversal.

ELEMENTO:	COLUMNAS.			
Imagen.	Intersecciones donde se encuentra ubicada.	Dimensiones en metros.	Armado longitudinal.	Armado Transversal.
<p style="text-align: center;">C-1</p>  <p style="text-align: center;">● 8#8 ○ 8#6</p>	<p style="text-align: center;">1A, 4A, 1G y 4G</p>	<p style="text-align: center;">0.60 x 0.60</p>	<p style="text-align: center;">8 varillas #8 y 8 varillas #6</p>	<p style="text-align: center;">Estribo de varilla #3 y un estribo de varilla #4 colocados a cada 10 cm.</p>
<p style="text-align: center;">C-2</p>  <p style="text-align: center;">● 8#8 ○ 8#6</p>	<p style="text-align: center;">1F y 4F</p>	<p style="text-align: center;">0.60 x 0.60</p>	<p style="text-align: center;">8 varillas #8 y 8 varillas #6</p>	<p style="text-align: center;">Estribo de varilla #3 y un estribo de varilla #4 colocados a cada 20 cm.</p>

<p style="text-align: center;">C-3</p>  <p style="text-align: center;">● 16#8</p>	<p style="text-align: center;">2A y 3A</p>	<p style="text-align: center;">0.70 x 0.70</p>	<p style="text-align: center;">16 varillas #8</p>	<p style="text-align: center;">Estribo de varilla #3 y un estribo de varilla #4 colocados a cada 10 cm</p>
<p style="text-align: center;">C-4</p>  <p style="text-align: center;">● 22#8</p>	<p style="text-align: center;">1B, 4B, 1C, 4C, 1D, 4D, 1E y 4E</p>	<p style="text-align: center;">0.80 x 1.00</p>	<p style="text-align: center;">22 varillas #8</p>	<p style="text-align: center;">Estribos de varilla #3 y un estribo de varilla #4 colocados a cada 10 cm</p>

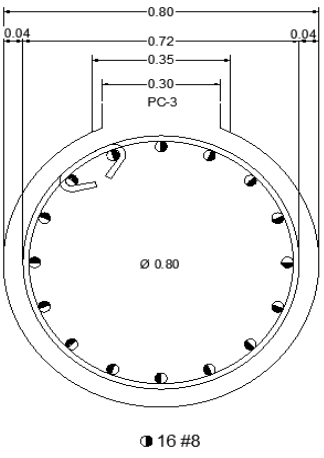
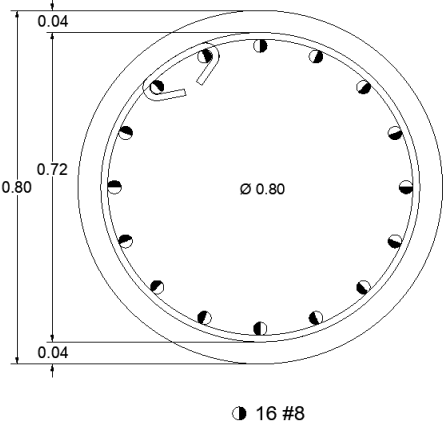
<p style="text-align: center;">C-5</p>  <p style="text-align: center;">● 16 #8</p>	2G y 3G	0.80 de diámetro	16 varillas #8	Estribo en espiral de varilla #4 a cada 10 cm.
<p style="text-align: center;">C-6</p>  <p style="text-align: center;">● 16 #8</p>	2F y 3F	0.80 de diámetro.	16 varillas #8	Estribo en espiral de varilla #4 a cada 20 cm en la zona intermedia y a cada 10 cm en todas las demás zonas de la columna.

Tabla 4. 5 Descripción de columnas.

-LOSAS.

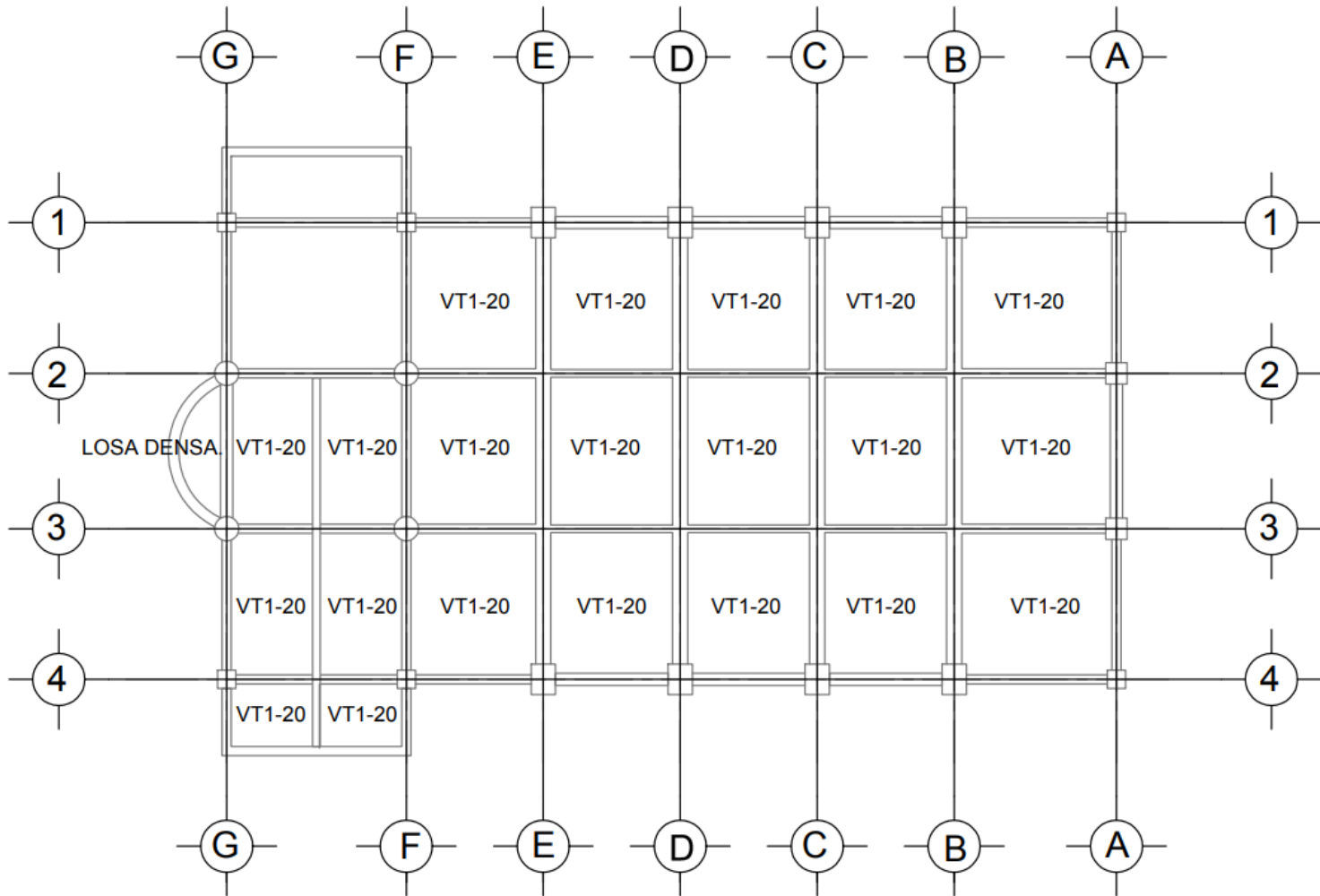


Figura 4. 11 Planta de ubicación de losas.

En figura 4.11 se muestra la distribución en planta de las losas de entepiso. La fachada principal cuenta con una losa densa en voladizo en forma semicircular (Ver figura 4.12), compuesta en su perímetro con viga de concreto reforzado de dimensiones 0.30 m x 0.60 m y espesor de losa de 15 cm. En el costado sur del edificio se encuentra otra estructura en voladizo rectangular de 5.90 m de largo por 2.35 m de ancho; en su perímetro compuesta por viga de concreto reforzado de 0.30 m x 0.60 m y losa aligerada VT1-20. En el costado norte del edificio cuenta con una estructura de soporte para las escaleras internas realizada con viga de concreto reforzado de 0.30 m x 0.60 m. El resto de la planta del edificio cuenta con losa aligerada VT1-20.

DETALLES DE LOSA DENSA:

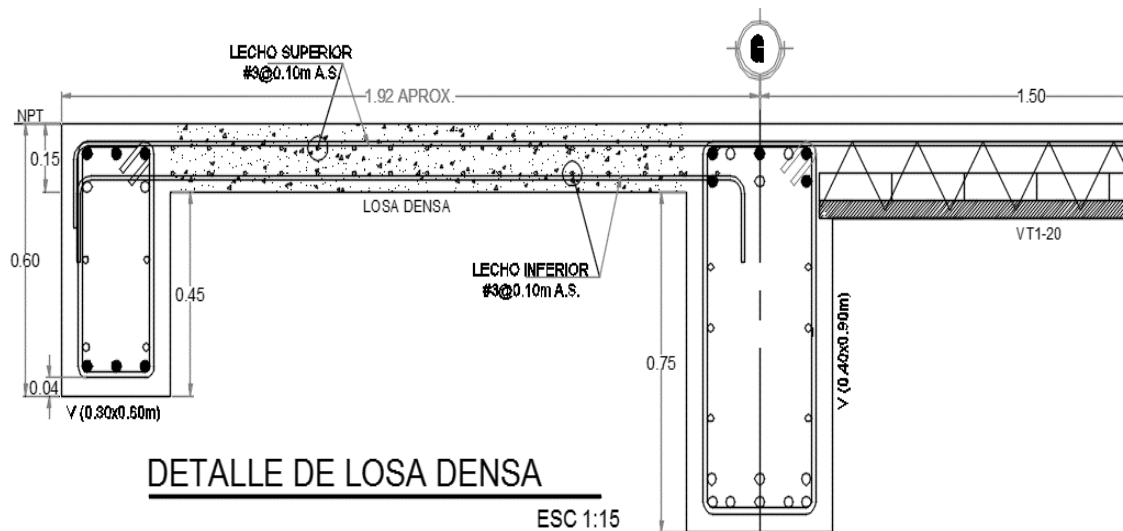


Figura 4. 12 Detalle de losa densa.

El armado de la losa densa de espesor 15 cm, consta de dos lechos de varilla #3 a cada 10 cm en ambos sentidos, la cual estará apoyada en sus extremos en a

una viga primaria de 0.40 m x 0.90 m y a una viga secundaria de borde de dimensiones 0.30 m x 0.60 m.

- DETALLES DE LOSA ALIGERADA VT1-20.

En la figura 4.13 se muestra el detalle de apoyo intermedio de losa aligerada VT1-20.

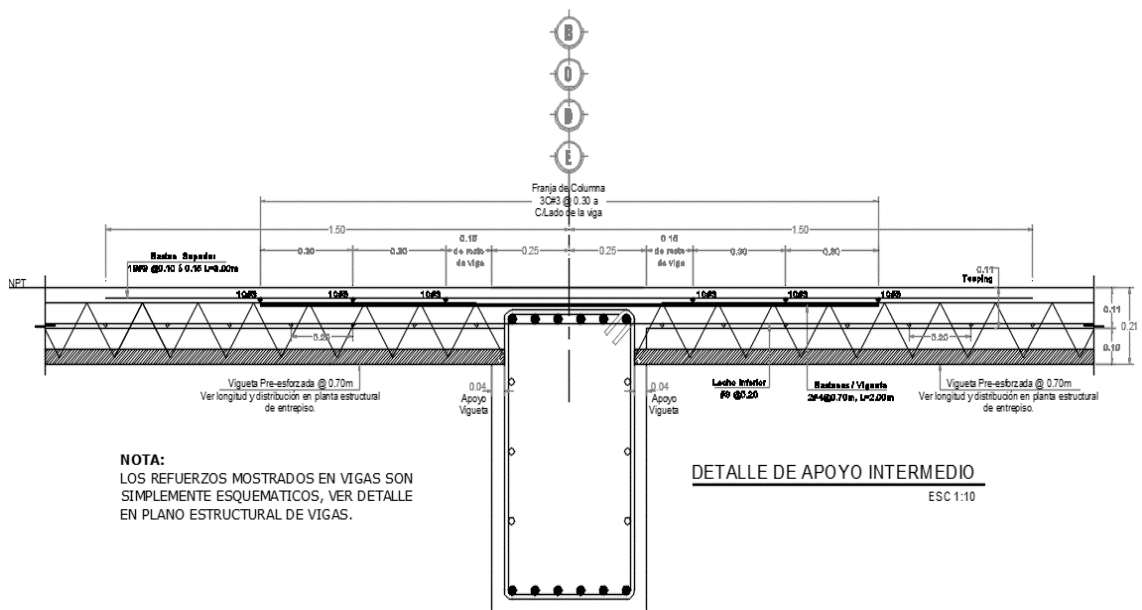


Figura 4. 13 Detalle de apoyo intermedio en losa aligerada.

El armado de la losa aligerada en apoyo intermedio consta de sistema vigueta bovedilla. Las viguetas preesforzadas espaciadas a cada 0.70 m la una de la otra. En el lecho inferior varilla #3 a cada 20 cm en ambos sentidos. Bastón de unión entre vigueta y vigueta compuesto por 2 varillas #4 @0.70 m con una longitud $L=2.00$ m.

El lecho superior está compuesto por un bastón de varilla #3 @0.10 m ó 0.15 m, con una longitud de $L=3.00$ m.

En la figura 4.14 se muestra el detalle de viga de borde para la losa aligerada VT1-20.

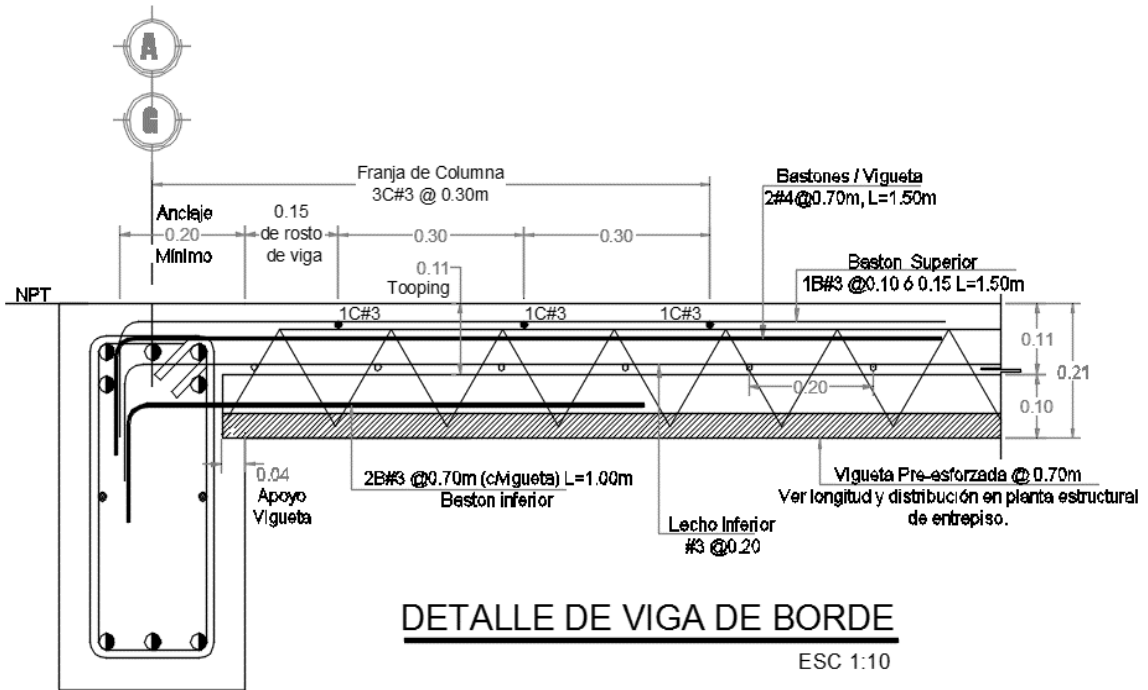


Figura 4. 14 Detalle de viga de borde.

El armado de la losa aligerada en los bordes consta de sistema vigueta bovedilla. Las viguetas preesforzadas espaciadas a cada 0.70 m la una de la otra. En el lecho inferior varilla #3 a cada 20 cm en ambos sentidos. Bastón de unión entre vigueta y viga de borde en el lecho inferior compuesto por 2 varillas #3 @ 0.70 m con una longitud $L=1.00$ m.

El lecho superior está compuesto por un bastón de varilla #3 @ 0.10 m ó 0.15 m, con una longitud de $L=1.50$ m. El bastón de unión entre vigueta y viga de borde en el lecho superior está compuesto por 2 varillas #4 @ 0.70 m con una longitud $L=1.50$ m.

-PAREDES DE CARGA.

En la figura 4.15 se muestra la ubicación en planta de las paredes de carga, la cual consta de 4 diferentes y que han sido llamadas: PC-1, PC-2, PC-3 Y PC-4.

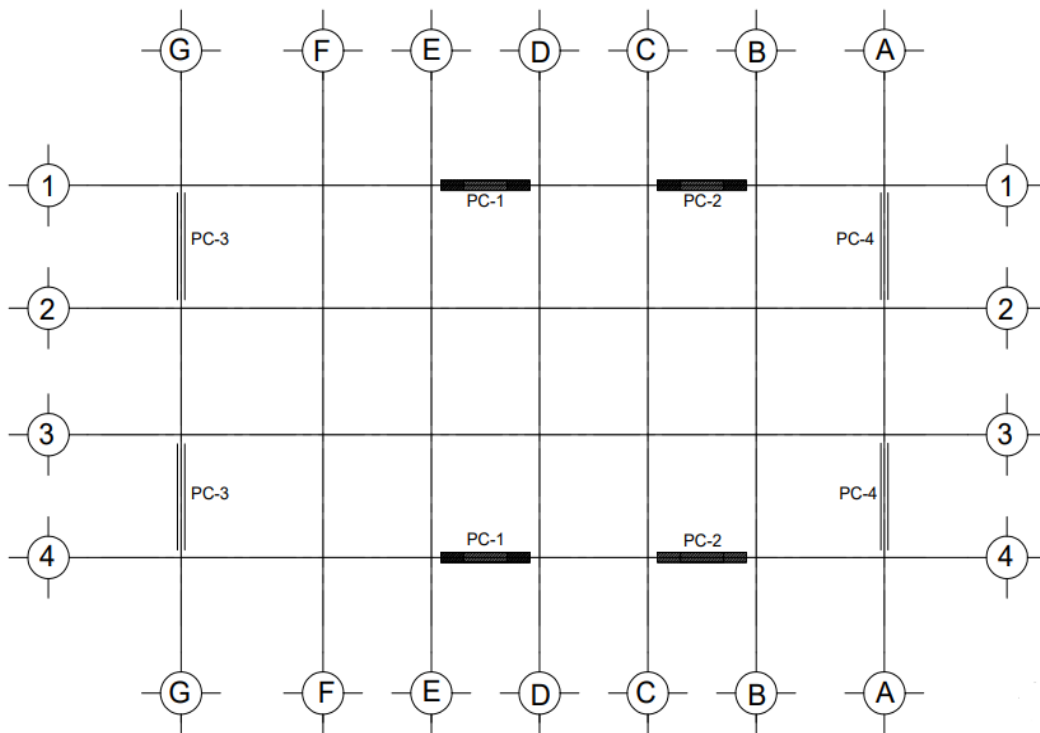


Figura 4. 15 Planta de ubicación de paredes de carga.

La tabla 4.6 detalla la ubicación de las paredes de carga.

Ejes	Nombre de pared de carga.
1E-1D	PC-1
1C-1B	PC-2
4E-4D	PC-1
4C-4D	PC-2
1G-2G	PC-3
3G-4G	PC-3
1A-2A	PC-4
3A-4A	PC-4

Tabla 4. 6 Distribución de paredes estructurales.

El armado de las paredes de carga tiene tres aceros principales, los cuales se describen a continuación:

- Acero diagonal.

En la parte baja, vigas diagonales formando equis, cada viga contiene 8 varillas corridas #6, cuatro de ellas en el lecho superior y cuatro en el lecho inferior, con ganchos en los extremos y estribo #3 @ 0.10 m a lo largo de toda la longitud de la viga.

En la parte superior cada viga con 6 varillas #6, tres en el lecho inferior y tres en el lecho superior con ganchos en los extremos, estribo #3 @ 0.10 m a lo largo de la toda la longitud de la viga.

- Acero Vertical.

Compuesto por dos nervios de 4 varillas #8 cada uno y estribo #3 @ 0.10 m en toda la longitud del nervio. En las zonas donde no lleva nervios, está compuesto por dos varillas # 4 @ 0.20 m.

- Acero Horizontal.

Vigas de acoples compuestas por varillas de la siguiente manera: 2 #6 + 2 #8 en la zona superior, 2#6 + 3#8 zona intermedia y 2 #6 + 2 #8 parte inferior.

En la figura 4.16 se muestra la elevación de la distribución de los diferentes aceros de refuerzo en las paredes de carga.

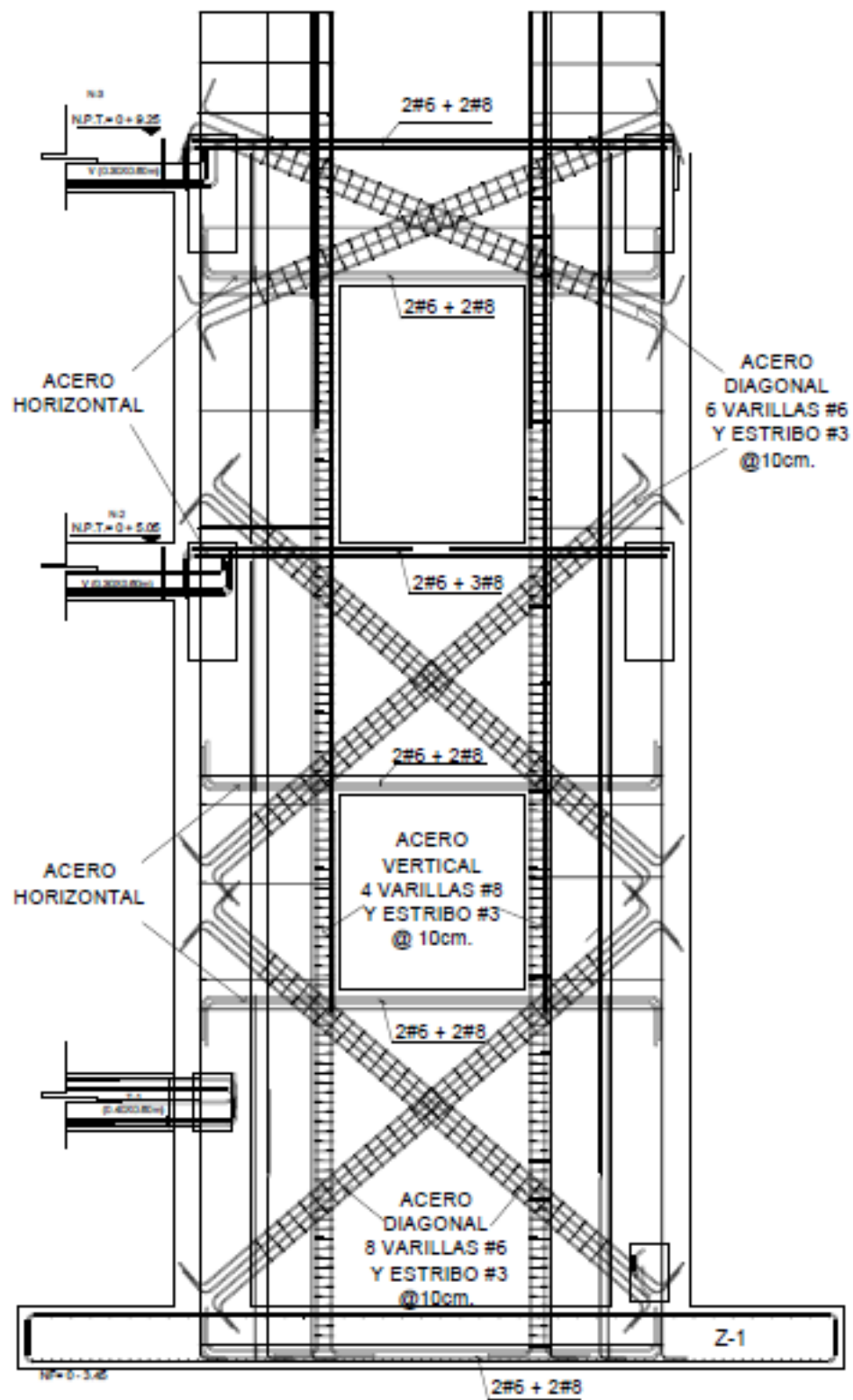


Figura 4. 16 Elevación de ubicación de acero de refuerzo en paredes de carga.

-VIGAS.

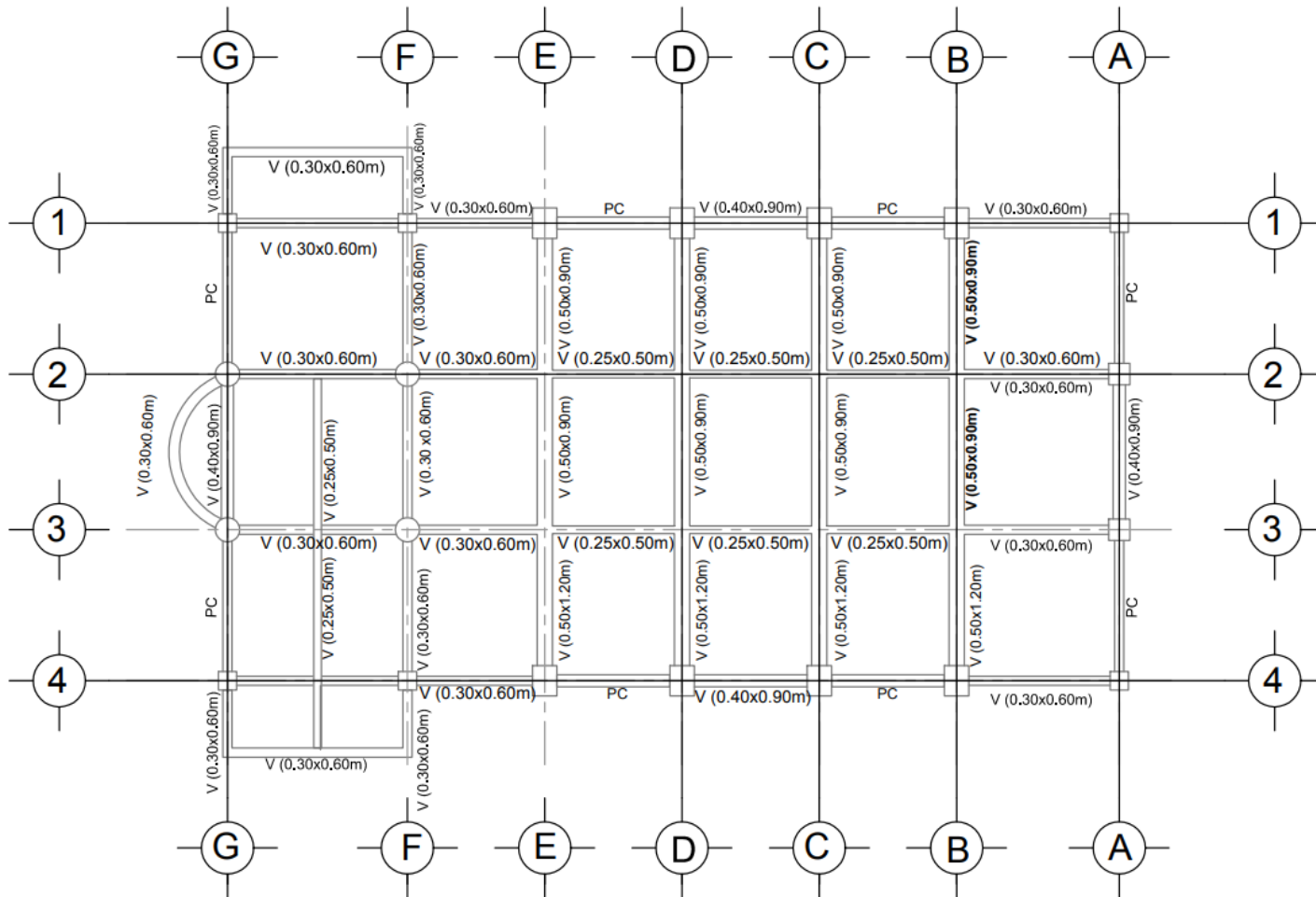


Figura 4. 17 Planta de ubicación de vigas.

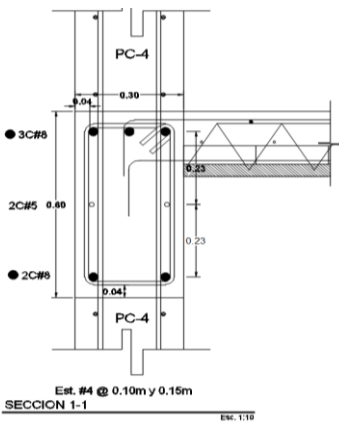
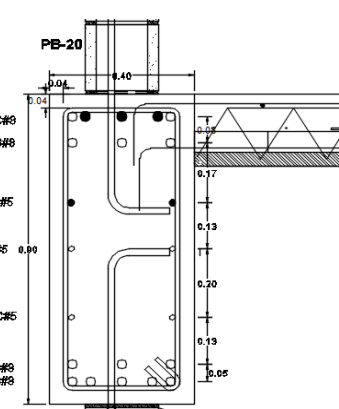
El entrepiso consta de 4 dimensiones distintas de vigas como se puede visualizar en la figura 4.17, las cuales han sido llamadas de la siguiente manera:

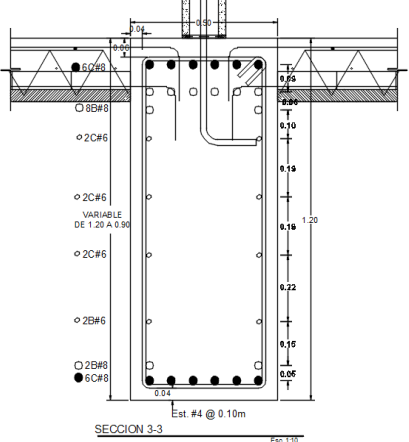
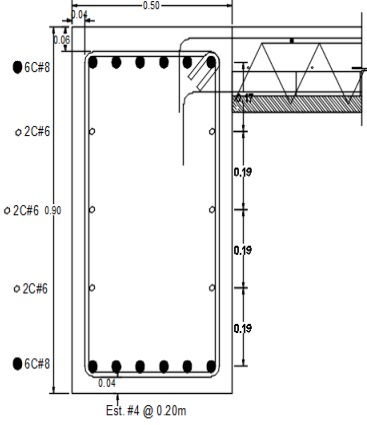
- V (0.30 m X 0.60 m)
- V (0.40 m x 0.90 m)
- V (0.25 m x 0.50 m)
- V (0.50 m x 0.90 m)

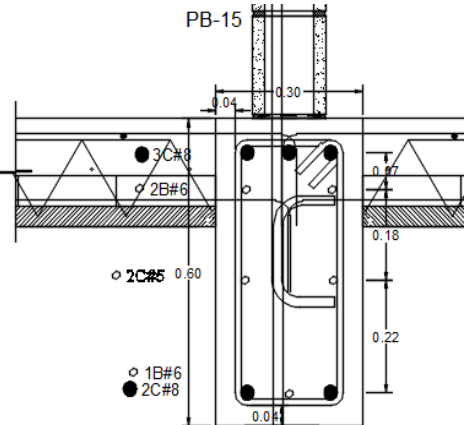
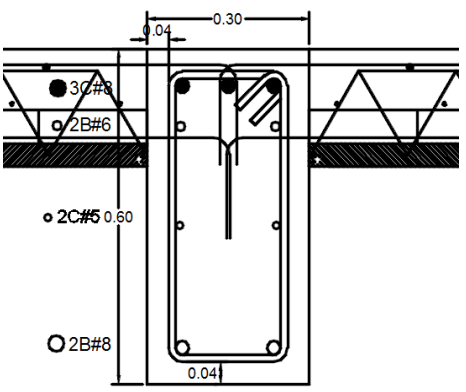
En los Planos Estructurales de pueden identificar 18 secciones de vigas según el eje donde se ubican. Las vigas presentan refuerzo horizontal, el cual está compuesto en su mayoría por varillas corridas y bastones. El refuerzo transversal está compuesto por estribos y grapas. El acero utilizado es grado 60. El recubrimiento lateral en unas vigas es de 4.5 cm y en otras es de 4.0 cm; el recubrimiento superior e inferior es de 4.0 cm en todas las vigas.

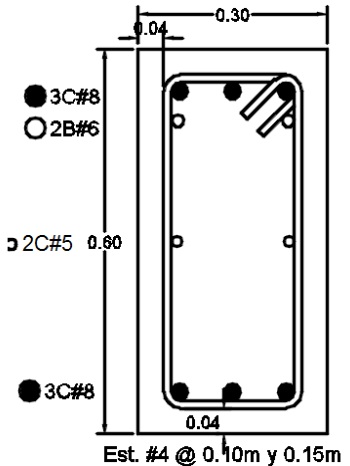
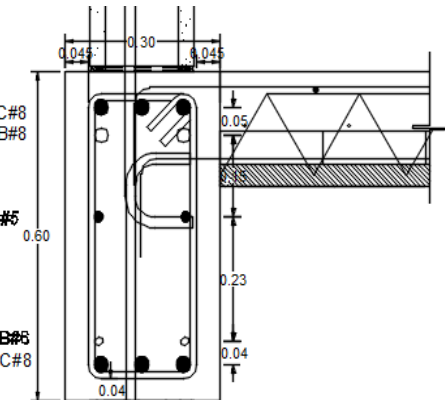
En la tabla 4.7 se presentan las distintas secciones de vigas. La tabla está compuesta por las siguientes columnas:

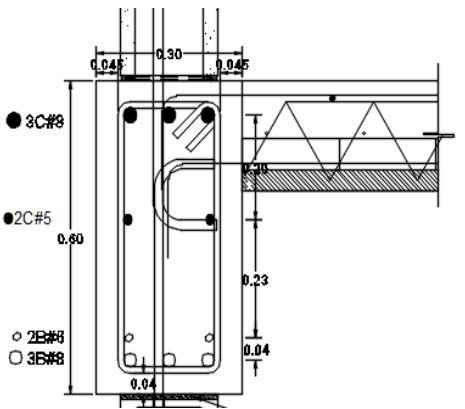
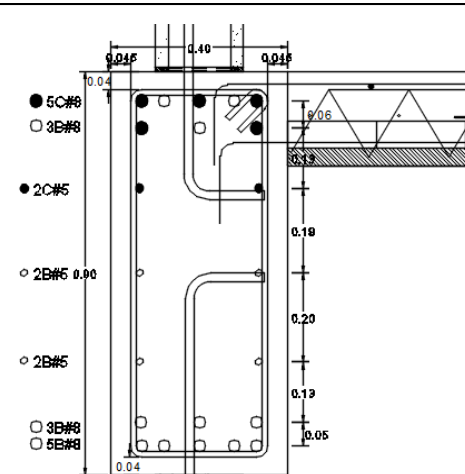
- Imagen de la sección.
- Ubicación de la sección.
- Dimensiones.
- Armado longitudinal.
- Armado transversal.

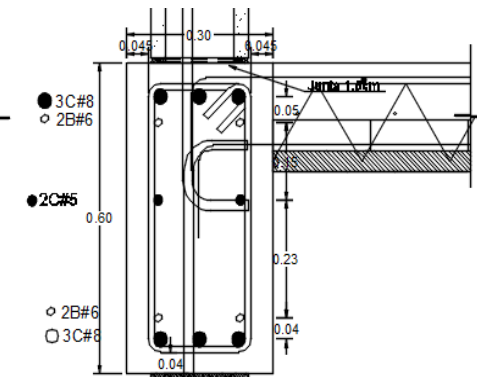
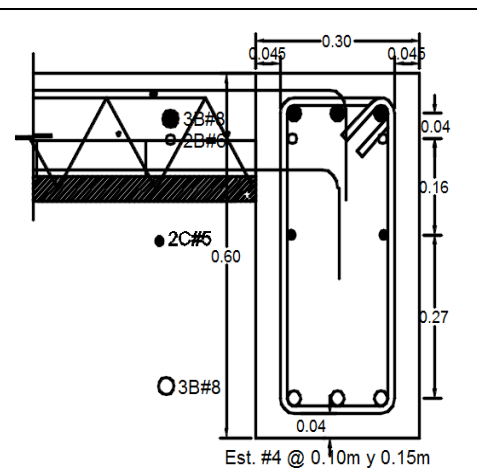
ELEMENTO:	VIGAS.			
Imagen.	Ubicación de la sección.	Dimensiones en metros.	Armado longitudinal.	Armado Transversal.
<p style="text-align: center;">Sección 1-1</p> 	EJE A (1-2 Y 3-4) EJE G (1-2 Y 3-4)	0.30 x 0.60	3 varillas corridas #8 en la parte superior, 2 varillas corridas #5 en el centro de la viga y 2 varillas corridas #8 en la parte inferior	Estribo #4 @ 0.10 m hasta las zonas confinadas en los extremos y en el centro del claro estribo #4 @ 0.15 m.
<p style="text-align: center;">Sección 2-2</p> 	EJE A. (2-3) EJE G (2-3)	0.40 x 0.90	3 varillas corridas #8 en la parte superior junto con cinco bastones #8 , 6 varillas corridas #5, 3 bastones #8 y por último 5 bastones #8	El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.10 m hasta las zonas confinadas en los extremos y en el centro del claro estribo #4 @ 0.15 m.

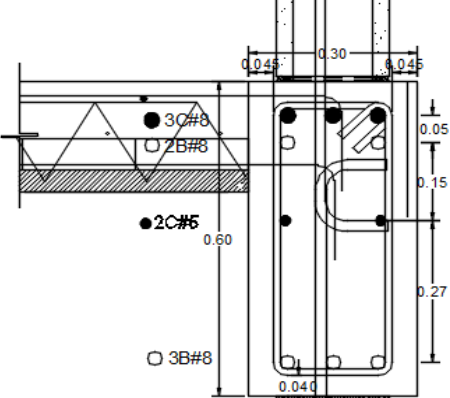
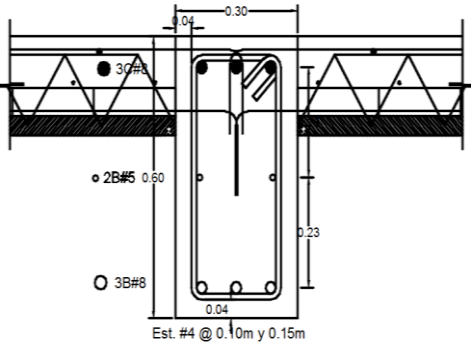
Sección 3-3				
	EJE B, C, D Y E. (1-2 Y 3-4)	0.40 x 1.20	6 varillas corridas #8, 8 bastones #8, 6 corridas #6, 2 bastones #6, y dos bastones #8 con 6 varillas corridas #8.	El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.10 m hasta las zonas confinadas en los extremos y en el centro del claro estribo #4 @ 0.15 m.
Sección 4-4				
	EJEB, C, D Y E. (2-3)	0.50 x 0.90	6 varillas corridas #8, 6 corridas #6 y 6 corridas #8.	El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.20 m en toda la longitud del claro.

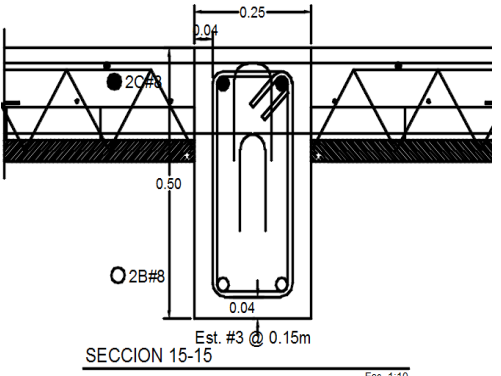
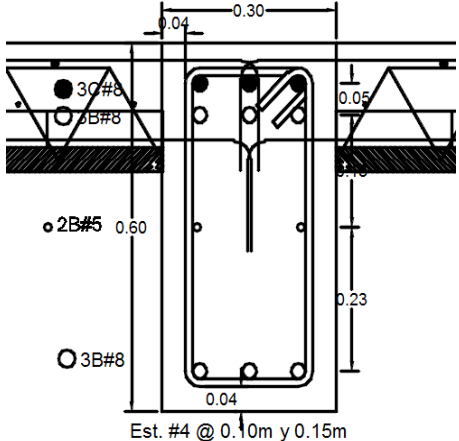
Sección 5-5				
 <p>PB-15</p> <p>0.04 0.30</p> <p>3C#8</p> <p>2B#6</p> <p>0.18</p> <p>0.22</p> <p>0.04</p> <p>2C#5 0.50</p> <p>1B#6</p> <p>2C#8</p>	EJE F (1-2 Y 3-4)	0.30 x 0.60	3 varillas corridas #8, 2 bastones #6, 2 corridas #5, un baston #6 y 2 corridas #5.	El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.10 m hasta las zonas confinadas en los extremos y en el centro del claro estribo #4 @ 0.15 m.
 <p>0.04 0.30</p> <p>3C#8</p> <p>2B#6</p> <p>0.04</p> <p>2C#5 0.50</p> <p>2B#8</p> <p>Est. #4 @ 0.10m y 0.15m</p> <p>SECCION 6-6</p>	EJE F (2-3 Y 3-4)	0.30 x 0.60	2 varillas corridas #8, 2 bastones #6, 2 corridas #5 y dos bastones #8.	El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.10 m hasta las zonas confinadas en los extremos y en el centro del claro estribo #4 @ 0.15 m.

<p style="text-align: center;">Sección 7-7</p>  <p style="text-align: center;">Est. #4 @ 0.10m y 0.15m</p>	<p style="text-align: center;">VIGA DESCANSO DE ESCALERA. (ENTRE EJE G-F)</p>	<p style="text-align: center;">0.30 x 0.60</p>	<p style="text-align: center;">3 varillas corridas #8, 2 bastones #6, 2 corridas #5 y 3 corridas #8.</p>	<p style="text-align: center;">El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.10 m hasta las zonas confinadas en los extremos y en el centro del claro estribo #4 @ 0.15 m.</p>
<p style="text-align: center;">Sección 8-8</p> 	<p style="text-align: center;">EJE 1 (F-E) ZONA IZQUIERDA.</p>	<p style="text-align: center;">0.30 x 0.60</p>	<p style="text-align: center;">3 varillas corridas #8, 2 bastones #8, 2 corridas #5, 2 bastones #6 y 3 corridas #8.</p>	<p style="text-align: center;">El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.10 m hasta las zonas confinadas en los extremos y en el centro del claro estribo #4 @ 0.15 m</p>

Sección 9-9				
 <p>● 3C#9 ● 2C#5 ○ 2B#8 ○ 3B#8</p> <p>0.045 0.30 0.045 0.80 0.23 0.04</p>	<p>EJE 1 (F-E) ZONA DERECHA Y EJE 4 (F-E) ZONA DERECHA.</p>	<p>0.30 x 0.60</p>	<p>3 varillas corridas #9, 2 corridas #5, 2 bastones #6 y 3 bastones #8.</p>	<p>El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.10 m hasta las zonas confinadas en los extremos y en el centro del claro estribo #4 @ 0.15 m.</p>
 <p>● 5C#8 ○ 3B#8 ● 2C#5 ○ 2B#5 0.90 ○ 2B#5 ○ 3B#8 ○ 5B#8</p> <p>0.045 0.40 0.045 0.04 0.06 0.19 0.20 0.13 0.05</p>	<p>EJE 1 Y 4 (D-C)</p>	<p>0.40 x 0.90</p>	<p>5 varillas corridas #8, 3 bastones #8, 2 corridas #5, 2 bastones #5, 2 bastones #5, 11 bastones #8.</p>	<p>El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.10 m en toda la longitud del claro.</p>

Sección 11-11				
 <p> ● 3C#8 ○ 2B#6 ● 2C#5 ○ 2B#6 ○ 3C#8 </p> <p> 0.045 0.30 0.045 0.80 0.05 0.23 0.04 Junta 1.65m </p>	<p>EJE 1 (B-A) ZONA IZQUIERDA Y EJE 4 (B-A) ZONA IZQUIERDA</p>	<p>0.30 x 0.60</p>	<p>3 varillas corridas #8 y 2 bastones #6, 2 corridas #5, 2 bastones #6 y 3 corridas #8.</p>	<p>El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.10 m hasta las zonas confinadas en los extremos y en el centro del claro estribo #4 @ 0.15 m</p>
 <p> ● 3B#8 ○ 2B#6 ● 2C#5 ○ 3B#8 </p> <p> 0.045 0.30 0.045 0.60 0.04 0.16 0.27 0.04 Est. #4 @ 0.10m y 0.15m </p>	<p>EJE 4 (G-F) ZONA IZQUIERDA EJE 2 Y 3 (G-F) ZONA IZQUIERDA</p>	<p>0.30 x 0.60</p>	<p>3 bastones de varilla #8 y 2 bastones #6, 2 corridas #5 y 3 bastones #8.</p>	<p>El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.10 m hasta las zonas confinadas en los extremos y en el centro del claro estribo #4 @ 0.15 m.</p>

Sección 13-13				
	<p>EJE 1 (B-A) ZONA DERECHA. EJE 4 (G-F) ZONA DERECHA. EJE 4 (F-E) ZONA IZQUIERDA. EJE 4 (B-A) ZONA DERECHA. EJE 2 Y 3 (G-F) ZONA DERECHA. EJE 2 Y 3 (F-E) ZONA IZQUIERDA.</p>	0.30 x 0.60	3 corridas #8, 2 varillas #8, 2 corridas #5 y 3 bastones #8.	El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.10 m hasta las zonas confinadas en los extremos y en el centro del claro estribo #4 @ 0.15 m.
 <p>SECCION 14-14 Esc. 1:10</p>	<p>EJES 2 Y 3 (F-E) ZONA DERECHA EJE 2 Y 3 (B-A) ZONA IZQUIERDA.</p>	0.30 x 0.60	3 varillas corridas #8 ,2 bastones #5, y 3 bastones #8.	El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.10 m hasta las zonas confinadas en los extremos y en el centro del claro estribo #4 @ 0.15 m

<p style="text-align: center;">Sección 15-15</p>  <p style="text-align: center;">EJE 2 Y 3 (E-D) EJE 2 Y 3 (D-C) EJE 2 Y 3 (C-B)</p>		0.30 x 0.60	2 varillas corridas #8 y 2 bastones #8.	El refuerzo transversal consiste en un estribo #3 @ 0.15 m en toda la longitud del claro.
<p style="text-align: center;">Sección 16-16</p>  <p style="text-align: center;">EJE 2 Y 3. (B-A) ZONA DERECHA</p>		0.30 x 0.60	3 varillas corridas #8, 3 bastones #8, 2 bastones #5 y 3 bastones #8.	El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.10 m hasta las zonas confinadas en los extremos y en el centro del claro estribo #4 @ 0.15 m.

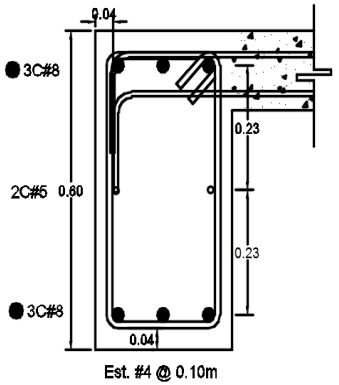
Sección 18-18				
 <p data-bbox="325 430 388 454">● 3C#8</p> <p data-bbox="325 552 388 576">2C#5 0.60</p> <p data-bbox="325 673 388 698">● 3C#8</p> <p data-bbox="420 730 546 755">Est. #4 @ 0.10m</p> <p data-bbox="325 763 451 787">SECCION 18-18</p> <p data-bbox="598 787 651 803">Esc. 1:10</p>	<p data-bbox="745 535 987 592">VIGA CURVA ENTRE EJE 2 Y 3.</p>	<p data-bbox="1060 552 1186 576">0.30 x 0.60</p>	<p data-bbox="1270 527 1491 609">3 varillas corridas #8, 2 corridas #5 y 3 corridas #8.</p>	<p data-bbox="1522 470 1753 657">El refuerzo transversal consiste en un estribo #4 @ 0.10 m hasta las zonas confinadas en los extremos y en el centro del claro estribo #4 @ 0.15 m.</p>

Tabla 4. 7 Descripción de secciones de viga.

4.5. DEMOSTRACIÓN DE CÁLCULO DE DETALLADO PARA LA ELABORACIÓN DE PLANOS DE TALLER.

Como ejemplo de la aplicación, se tomará el elemento “viga” del eje “F” (para detalles de este elemento ver 4.4.2. “DESCRIPCION DE ELEMENTOS COMUNES DE ENTREPISOS”; Viga).

Se realizará la comparación de los cálculos obtenidos manualmente con los cálculos adquiridos de la herramienta JHICalAcero.

4.5.1. CÁLCULO MANUAL.

La viga del eje “F” consta de diez detalles horizontales diferentes denominados X1, X2...X10, más tres detalles de estribos diferentes denominados Y1, Y2 y Y3.

A continuación , se realizaran algunos ejemplos de aprendizaje de los detalles que sean diferentes en forma y cálculo del acero de refuerzo.

- X1 (detalle según figura 4.18).

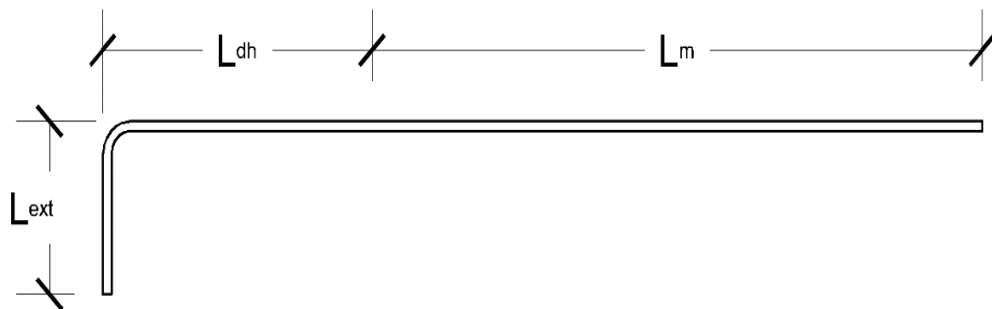
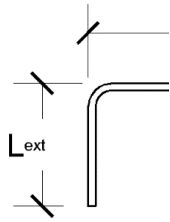


Figura 4. 18 Detalle X1.

Cálculo de L_{ext} , L_{dh} y L_m .



L_{ext} (ver figura 4.19): de acuerdo a 3.4.2. “Contenido de Propuesta Metodológica”, en el esquema 3.5, la ecuación a utilizar es $12db$, donde $db=2.54$ cm.

Figura 4. 19 Detalle de longitud L_{ext} de x1.

$$L_{ext} = 12db = 12(2.54) = 30.48 \text{ cm}$$

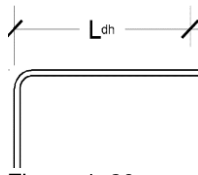


Figura 4. 20 Detalle de longitud L_{dh} de x1.

L_{dh} (ver figura 4.20): en base a 3.4.2. “Contenido de Propuesta Metodológica”, según el esquema 3.4, la ecuación a utilizar es

$$\frac{fydb}{17\lambda\sqrt{f'c}}, \text{ dichos datos son tomados de 4.1. “INTRODUCCIÓN,$$

los cuales son:

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\lambda = 1 \text{ Peso normal.}$$

$$L_{dh} = \frac{4200 \times 2.54}{17 \times 1 \times \sqrt{280}} = 37.50 \text{ cm}$$

$$L_{dh} > 8db \text{ o } 15\text{cm}$$

$$8db = 8(2.54) = 20.32\text{cm} < 37.50 \text{ cm ok}$$

Dado, que se cumple, L_{dh} es 37.50cm.

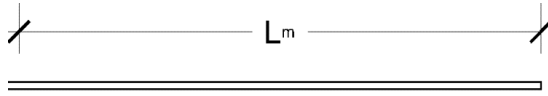


Figura 4. 21 Detalle de Lm de X1.

L_m (ver figura 4.21): es un dato extraído del archivo dwg de Plano de Taller de viga del eje “F” (ver anexo B-5), el cual es 5.055 m.

$$\underline{L_{doble}} = \frac{2\pi(6(2.54/2))}{4} = 11.96 \text{ cm}$$

Por lo tanto, $x1 = L_{ext} + L_{dh} + L_m + L_{doble}$

$$X1 = 30.48 + 37.50 + 505.5 + 11.96 = 585.44 \text{ cm}$$

El total de detalles X1 en el Plano de Taller son tres, $X1_T = 3 \times 585.44 = 1756.32 \text{ cm}$.

Si se compraran varillas de longitud igual a 6 m: $N^\circ \text{ de varilla} = \frac{1756.32}{600} = 2.93 \sim 3$ varillas N°8 de 6 metros.

En quintales = 1.47 quintales de acero.

- X9 (detalle según figura 4.22).

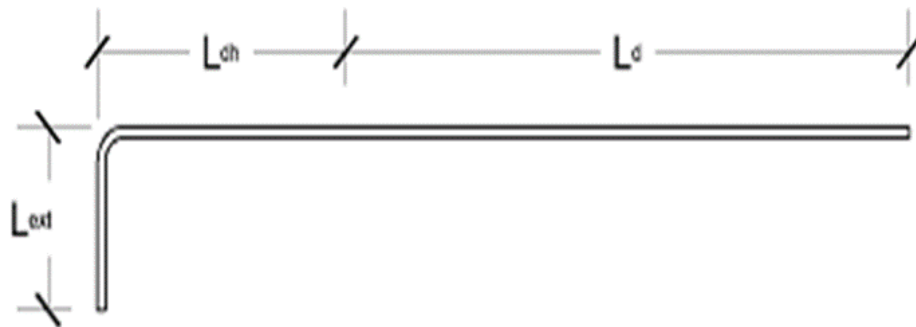


Figura 4. 22 Detalle X9.

Cálculo de L_{ext} , L_{dh} y L_d .



Figura 4. 23 Detalle de L_{ext} de X9.

L_{ext} (ver figura 4.23): El diámetro de varilla es $d_b=1.91$ cm.

$$L_{ext} = 12d_b = 12(1.91) = 22.92 \text{ cm}$$

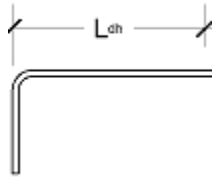


Figura 4. 24 Detalle de L_{dh} de X9.

L_{dh} (ver figura 4.24):

$$L_{dh} = \frac{4200 \times 1.91}{17 \times 1 \times \sqrt{280}} = 28.20 \text{ cm}$$

$$L_{dh} > 8d_b \text{ o } 15 \text{ cm}$$

$$8d_b = 8(1.91) = 15.28 \text{ cm} < 28.20 \text{ cm ok}$$

Dado, que se cumple, L_{dh} es 28.20 cm

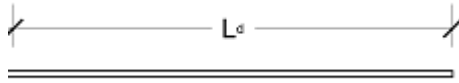


Figura 4. 25 Detalle de L_d de X9.

L_d (ver figura 4.25): de acuerdo a 3.4.2.

“Contenido de Propuesta Metodológica”, en el esquema 3.4, la ecuación a utilizar

es $= \frac{2.5fyd_b}{17\lambda\sqrt{f'c}}$, debido a que pertenece a

un lecho inferior.

$$L_d = \frac{(2.5 \times 4200 \times 1.91)}{17 \times 1 \times \sqrt{280}} = 70.50 \text{ cm}$$

$$\text{Ldoblez: } \frac{2\pi(6(1.91/2))}{4} = 9.00 \text{ cm}$$

Por lo tanto, $x_9 = L_{ext} + L_{dh} + L_d + L_{doblez}$

$$X_9 = 22.92 + 28.20 + 70.50 + 9 = 130.62 \text{ cm}$$

El total de detalles X9 en el Plano de Taller son dos: $X9_T = 2 \times 130.62 = 261.24 \text{ cm.}$

Si se compraran varillas de longitud de 6 m: $N^\circ \text{ de varilla} = \frac{261.24}{600} =$

0.4254~0.50 varillas N°6 de 6 metros.

En quintales = 0.1307 quintales de acero.

- X10 (detalle según figura 4.26).

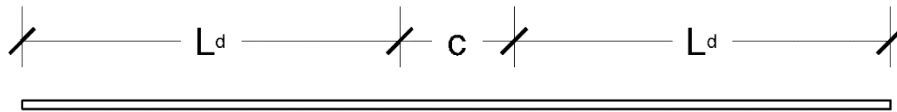


Figura 4. 26 Detalle X10.

Cálculo de Ld.

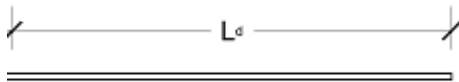


Figura 4. 27 Detalle de Ld de X10.

Ld (ver figura 4.27): de acuerdo a 3.4.2.

“Contenido de Propuesta Metodológica”, en el esquema 3.3, la ecuación a utilizar es =

$\frac{fy\varphi_t\varphi_s\varphi_c db}{3.5\lambda\sqrt{f'c}\frac{(C_d+Ktr)}{db}}$. Para el valor de las constantes ver capítulo II, en 2.4.2.1.

“Longitudes de desarrollo (ld)”.

$\varphi_t = 1.0$

$\varphi_s = 0.80$

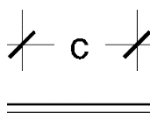
$\varphi_e = 1.0$

$$Cd = 2.0$$

$$K_{tr} = 0$$

$$db = 1.91$$

$$L_d = \frac{(4200 \times 1 \times 0.80 \times 1 \times 1.91)}{3.5(1)\sqrt{280} \frac{(2+0)}{1.91}} = 104.65 \text{ cm}$$



C (ver figura 4.28):= Ancho de la columna es de 80cm.

$$X10 = 2Ld + c$$

Figura 4. 28
Detalle de C de
X10.

$$X10 = 2(104.65) + 80 = 289.30 \text{ cm}$$

El total de detalles X10 en el Plano de Taller son ocho, entonces

$$X10_T = 8 \times 289.30 = 2314.40 \text{ cm.}$$

Si se compraran varillas de longitud de 6 m: $N^\circ \text{ de varillas} = \frac{2314.40}{600} =$

4.8217 ~ 5.0 varillas N°6 de 6 metros.

En quintales seria 1.1584 quintales de acero.

- Y1 (detalle según figura 4.29).

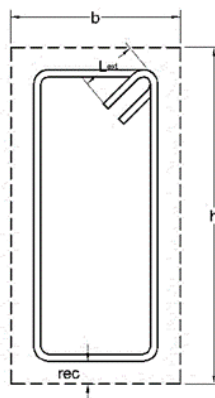


Figura 4. 29 Detalle Y1.

Cálculo de L.

Tomando en cuenta que la sección de la viga es de 30x60 el cálculo es: $L=2*L_{ext} + 2*(b-2rec) + 2*(h-2rec)$ donde el recubrimiento (rec) tanto lateral como superior e inferior son de 4 cm.

L_{ext}: de acuerdo 3.4.2. “Contenido de Propuesta Metodológica”, en el esquema 3.6, $L_{ext} > 6db$ o $7.5cm$, donde $db=0.95$ cm.

$L_{ext} = 6db = 6(0.95) = 5.70$ cm, por lo tanto, rige el 7.5 cm.

L = $2(7.50) + 2(30 - 2(4) - 0.95) + 2(60 - 2(4) - 0.95) = 159.2$ cm

El total de detalles Y1 en el Plano de Taller son ciento treinta ocho, $Y1_T = 138 \times 159.20 = 21969.60$ cm.

Si se compraran varillas de longitud de 6 m: $N^\circ \text{ de varillas} = \frac{21969.6}{600} = 36.62 \sim 36.75$ varillas N°3 de 6 metros.

En quintales sería 2.62 quintales de acero.

A continuación, en la tabla 4.8 se presenta el resumen de las longitudes de varilla calculadas manualmente para cada uno de los detalles que componen la viga del eje “F”:

Detalle	Longitud de varilla	Longitud total	N° de varillas de 6 m.	Quintales
X1	585.44 cm	1756.32 cm	2.93 u	1.47

X2	1200.00 cm	3600.00 cm	6.0 u	3.00
X3	573.50 cm	1720.5 cm	2.87 u	1.43
X4	564.50 cm	1129.0cm	1.88 u	0.42
X5	1100.00 cm	2200.00 cm	3.67 u	0.81
X6	460.50 cm	921.0 cm	1.54 u	0.34
X7	1103.50 cm	2207 cm	3.68 u	1.84
X8	1073.50 cm	2147 cm	3.58 u	1.79
X9	130.62 cm	261.24 cm	0.42 u	0.13
X10	289.30 cm	2314.40 cm	3.85 u	1.15
Y1	159.20 cm	21969.60cm	36.62 u	2.62
Y2	155.20 cm	1241.60 cm	2.07 u	0.15
Y3	151.20 cm	1209.60 cm	2.02 u	0.14

Tabla 4. 8 Resumen de longitudes de varillas, calculado manualmente.

4.5.2. CÁLCULO MEDIANTE LA HERRAMIENTA JHICALACERO.

Luego de haber obtenido los resultados del cálculo manual en la sección 4.5.1, procedemos a la realización de los cálculos mediante el uso de la herramienta “JHICalAcero” para verificar que tanto el resultado manual como el de la aplicación son equivalentes.

A continuación, se presentan el procedimiento seguido para el ingreso de datos y obtención de resultados.

- X1

Se presenta la ventana 2 (ver figura 4.30), donde se complementan los campos necesarios para el cálculo de los datos mínimos a cumplir en el detalle x1, de acuerdo a criterios establecidos en este estudio.

Calculo de Varillas

Elemento: Viga, Fy (kg/cm²): 4200, Fc (kg/cm²): 280, # de Varilla: #8

Diametro db (cm): 2.54, Clave: ALC90, LM: 505.50

Lecho: Superior Inferior, λ: 0.75 1

Cantidad: 1.00, Ldh: 0.00, Lext: 0.00

Código Elemento: V-1, Identificación: X-1

Código detalle	Clave	Lm	Ldh	Lext	Ld	Longitud varilla	Longitud total	Quintales	Opcion	Opcion
1	ALC90	505.50	37.50	30.50	0.00	585.50	585.50	0.500000	Editar	Eliminar

Figura 4. 30 Ventana para introducir y verificar datos.

o X9

A continuación, se introducen los datos del detalle X9, para el cálculo y verificación de longitud de varillas. (ver figura 4.31).

Calculo de Varillas

Elemento: Viga, Fy (kg/cm²): 4200, Fc (kg/cm²): 280, # de Varilla: #8

Diametro db (cm): 1.91, Clave: ALC90

Lecho: Superior Inferior, λ: 0.75 1

Cantidad: 1.00, Ldh: 0.00, Ld: 0.00, Lext: 0.00

Código Elemento: V-1, Identificación: X-9

Código detalle	Clave	Lm	Ldh	Lext	Ld	Longitud varilla	Longitud total	Quintales	Opcion	Opcion
9	ALC90	505.50	37.50	30.50	0.00	585.50	585.50	0.500000	Editar	Eliminar

Figura 4. 31 Ventana de introducción de datos del detalle X9.

- X10

Se procede a la introducción de datos del detalle X10 en la ventana 2, donde se recolecta la información para proceder al cálculo y verificación (ver figura 4.32).

The screenshot shows the 'Calculo de Varillas' application window. It contains several input fields and a table. The input fields are as follows:

- Elemento: Viga
- Fy (kg/cm²): 4200
- Fc (kg/cm²): 280
- # de Varilla: #6
- Diametro db (cm): 1.91
- Clave: ALRC
- Lecho: Superior, Inferior
- Solicitación: Compresión, Tensión
- λ: 0.75, 1
- Cantidad: 8.00
- ψt: 1, 1.3
- ψs: 0.8, 1
- Cb: 2.00
- Ktr: 0.00
- c (cm): 80.00
- Ld: 0.00

Below the input fields is a search section with 'Código Elemento' (V-1), 'Identificación' (X-10), and a 'Buscar' button. At the bottom, there is a table with the following data:

Código detalle	Clave	Lm	Ldh	Lext	Ld	Longitud varilla	Longitud total	Quintales	Opcion	Opcion
10	ALRC	0.00	0.00	0.00	105.00	290.00	2320.00	1.500000	Editar	Eliminar

Figura 4. 32 Ventana de introducción de datos del detalle X10.

- Y1

Se introduce los datos del detalle Y1 a la aplicación JHICalAcero, donde se completan los campos que se solicitan para el cálculo y verificación de la longitud de varilla. Para ello, se elige el esquema "AT135" para su procesamiento (ver figura 4.33).

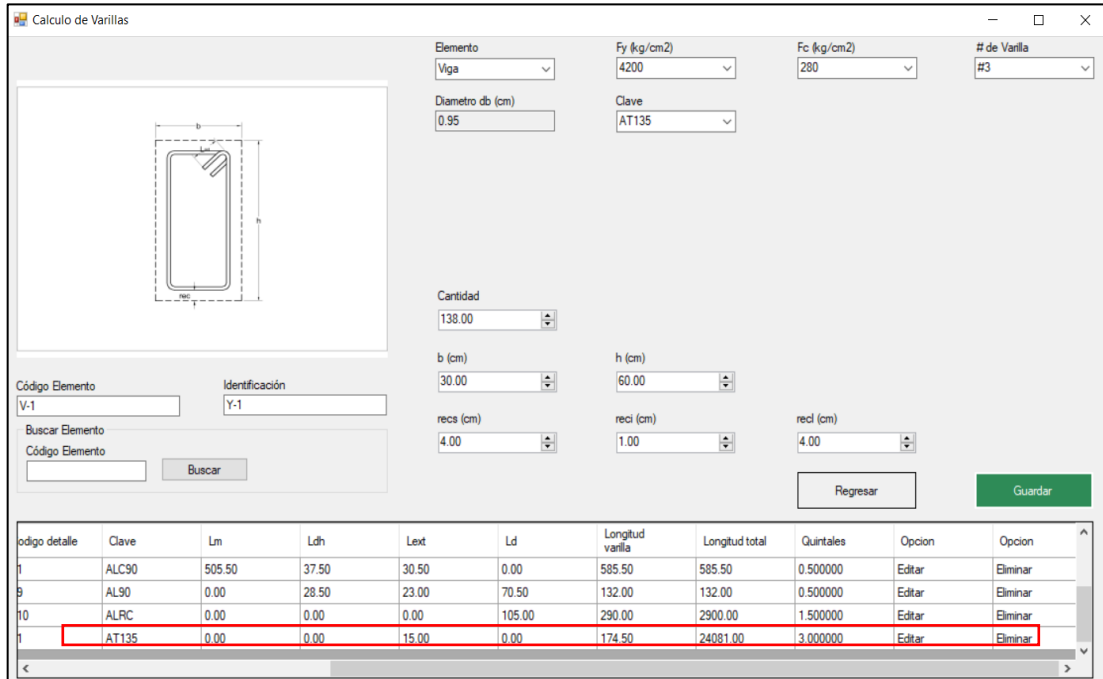


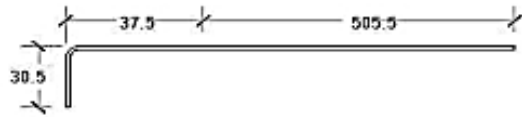
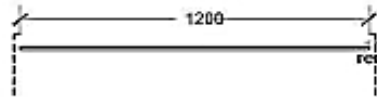
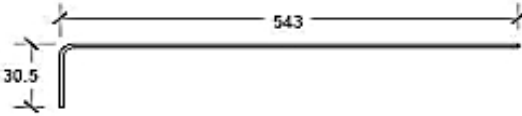
Figura 4. 33 Ventana de introducción de datos del detalle Y1.

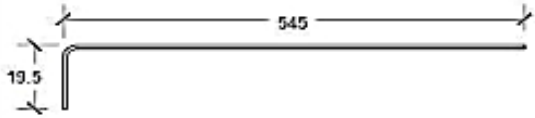
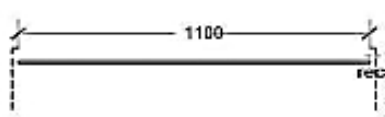
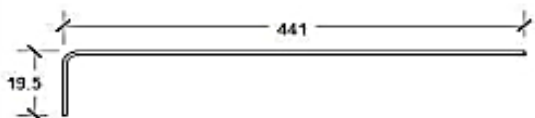
En resumen:

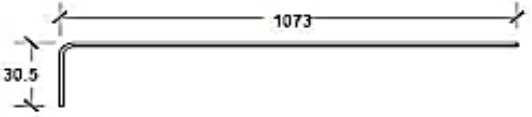
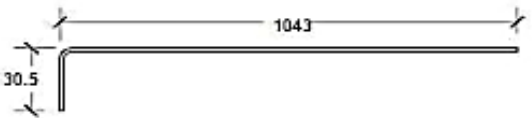

Se presentan los datos calculados y previamente verificados que cumplen con los requerimientos mínimos establecidos en este estudio, que son retomados del ACI318-14.

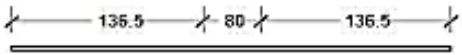
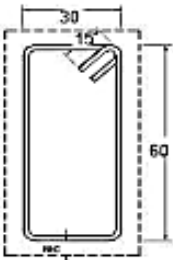
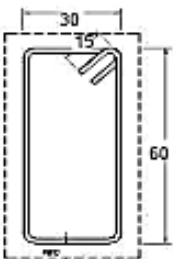
Para su procesamiento, se extrajo los datos del Plano de Taller de la viga del eje "F" (ver anexo B-5), datos como el diámetro de varillas, cantidad que se repite cada detalle, posición del refuerzo longitudinal, recubrimientos, mediciones a escala del refuerzo corrido y las especificaciones de los materiales, que para la propuesta se encuentran en el Plano de Taller de "Especificaciones" (ver anexo B-1).

En la tabla 4.9 se presenta el reporte de campo que contiene cada uno de los detalles que componen la viga del eje "F".

image	Codigo detalle	Numero varilla	Longitud Varilla	Cantidad	Longitud Total
<p style="text-align: center;">ALC90</p> 	X1	#8	585.5	3	1756.50
<p style="text-align: center;">ALRZ</p> 	X2	#8	1200	3	3600.00
<p style="text-align: center;">LR20</p> 	X3	#8	573.5	3	1720.50

<p style="text-align: center;">LR20</p> 	X4	#5	564.5	2	1129.00
<p style="text-align: center;">ALRZ</p> 	X5	#5	1100	2	2200.00
<p style="text-align: center;">LR20</p> 	X6	#5	460.5	2	921.00

<p style="text-align: center;">LR20</p> 	X7	#8	1103.5	2	2207.00
<p style="text-align: center;">LR20</p> 	X8	#8	1073.5	2	2147.00
<p style="text-align: center;">AL90</p> 	X9	#6	132	2	263.00

<p style="text-align: center;">ALRC</p>  <p style="text-align: center;"> $\overbrace{\hspace{1.5cm}}^{136.5}$ $\overbrace{\hspace{1.5cm}}^{80}$ $\overbrace{\hspace{1.5cm}}^{136.5}$ </p>	X10	#6	353	8	2824.00
<p style="text-align: center;">AT135</p>  <p style="text-align: center;"> $\overbrace{\hspace{1.5cm}}^{30}$ $\overbrace{\hspace{1.5cm}}^{15}$ $\overbrace{\hspace{1.5cm}}^{60}$ </p> <p style="text-align: center;">REV</p>	Y1	#3	159.5	138	22011.00
<p style="text-align: center;">AT135</p>  <p style="text-align: center;"> $\overbrace{\hspace{1.5cm}}^{30}$ $\overbrace{\hspace{1.5cm}}^{15}$ $\overbrace{\hspace{1.5cm}}^{60}$ </p> <p style="text-align: center;">REV</p>	Y2	#3	155.5	8	1244.00

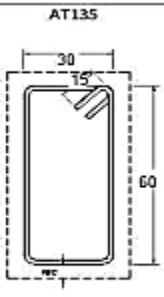
	Y3	#3	151.5	8	1212.00
---	----	----	-------	---	---------

Tabla 4. 9 Resumen de longitudes de acero extraído de la aplicación JHICalAcero.

Se ha demostrado que, en el cálculo del acero, la forma manual y la herramienta JHICalAcero son similares, prácticamente iguales. Se presenta el cuadro de comparación en el cual se puede apreciar que hay pequeñas variaciones, debido que la aplicación aproxima al 0.5 cm (ver tabla 4.10). La aproximación que hace la aplicación es por motivos constructivos, debido a que en el campo de la construcción es conveniente trabajar, por facilidad, con una aproximación de 0.5 cm. La ventaja de utilizar la herramienta es que agiliza los cálculos, por ende, se reducen los tiempos y con ello los costos.

		Demostración de cálculo manual		Demostración de cálculo utilizando aplicación JHICalAcero	
N° de varilla	Diámetro (pulg)	Longitud de varilla	Cantidad en quintales	Longitud de varillas	Cantidad en quintales
Acero longitudinal					
N° 8	1	11430.82	9.53	11431	9.53
N° 6	3/4	2575.64	1.29	2583	1.29
N° 5	5/8	4250	1.57	4250	1.57
Acero transversal					
N°3	3/8	24420.8	2.91	24467	2.91

Tabla 4. 10 Cuadro de comparación de cálculo manual y con la aplicación JHICalAcero.

CAPITULO V

ANÁLISIS DE LA

APLICACIÓN

5.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se realizará de forma ejemplificativa un análisis comparativo a nivel de costos de la cantidad de acero de refuerzo, lo cual será aplicado al proyecto que se ha tomado como base en este estudio para la realización de los Planos de Taller. Con ello, se demostrará de manera numérica el ahorro económico que se obtiene al realizar los Planos de Taller de los elementos estructurales que forman parte de una edificación. Para obtener las cantidades de acero de refuerzo por elemento, se utilizará la herramienta informática JHICalAcero.

El análisis comparativo del presente estudio se basa en los siguientes puntos:

- Cálculo del acero de refuerzo.
- Tiempo para la realización de Planos de Taller.
- Relación mano de obra-tiempo en la ejecución del proyecto.

En el punto del cálculo del acero de refuerzo, se realiza de dos formas: primeramente, el análisis parcial del proyecto que comprende la Zapata "Z-3" y la Viga del eje "F" y como segunda forma, un análisis semi-global del mismo, que comprende los elementos para los cuales se desarrollaron sus respectivos Planos de Taller en el capítulo IV de este estudio.

También se listan las razones y consideraciones con las cuales se ha realizado este análisis comparativo.

5.2. RAZONES DEL ANÁLISIS COMPARATIVO

- ✓ Verificar la utilidad de la herramienta informática en la realización de Planos de Taller y obtención de costos, de una manera más rápida y sencilla.
- ✓ Obtener en dólares y en porcentaje, el ahorro económico que se obtendría al realizar Planos de Taller versus el uso de Planos Estructurales únicamente.
- ✓ Tabular de manera gráfica los resultados obtenidos.
- ✓ Comparar la cantidad de acero de refuerzo desperdiciado tomando en consideración la cantidad de acero de refuerzo del presupuesto oficial versus la cantidad de acero de refuerzo obtenido a través de los Planos de Taller.

5.3. CONSIDERACIONES DEL ANÁLISIS COMPARATIVO:

- ✓ El análisis comparativo se realizará en base a la cantidad total de acero estructural grado 60 que se calculó de los Planos Estructurales de cada elemento, dicha información fue proporcionada por personal que ejecutó el proyecto.
- ✓ Lo que se quiere al realizar este análisis comparativo, es obtener el ahorro económico en tiempo y la sencillez que se obtiene al realizar los Planos de Taller en la ejecución de un proyecto de edificación, por lo que se

ejemplificará únicamente con dos elementos estructurales: El de la Zapata “Z-3” y el de la Viga completa del eje “F”, ya que con ello bastará para demostrar el fin que aquí se persigue. Seguidamente se presentará una tabla de comparación de los demás elementos considerados.

- ✓ Los elementos en análisis en este capítulo forman parte del capítulo IV de este estudio y se tomaron para que se pueda visualizar de igual manera la diferencia entre un Plano Estructural y un Plano de Taller.

5.4. CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO.

5.4.1. ANÁLISIS COMPARATIVO PARCIAL.

I. ZAPATA Z-3.

A continuación, se presenta el esquema (ver figuras 5.1 y 5.2) y el desglose del precio unitario oficial del elemento estructural “Zapata Z-3” (ver tabla 5.1).

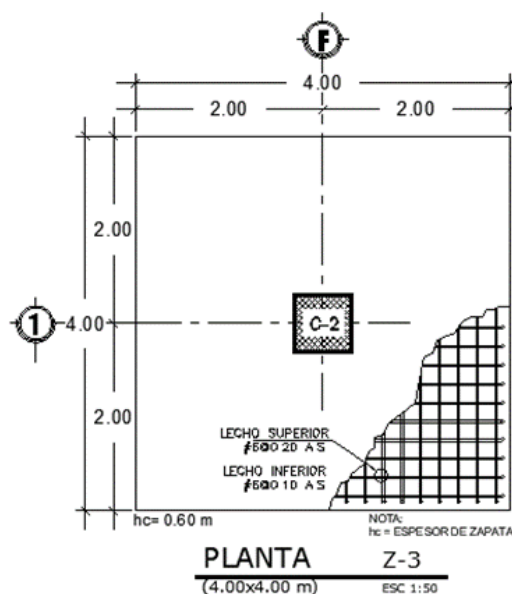


Figura 5. 1 Planta estructural de Z-3.

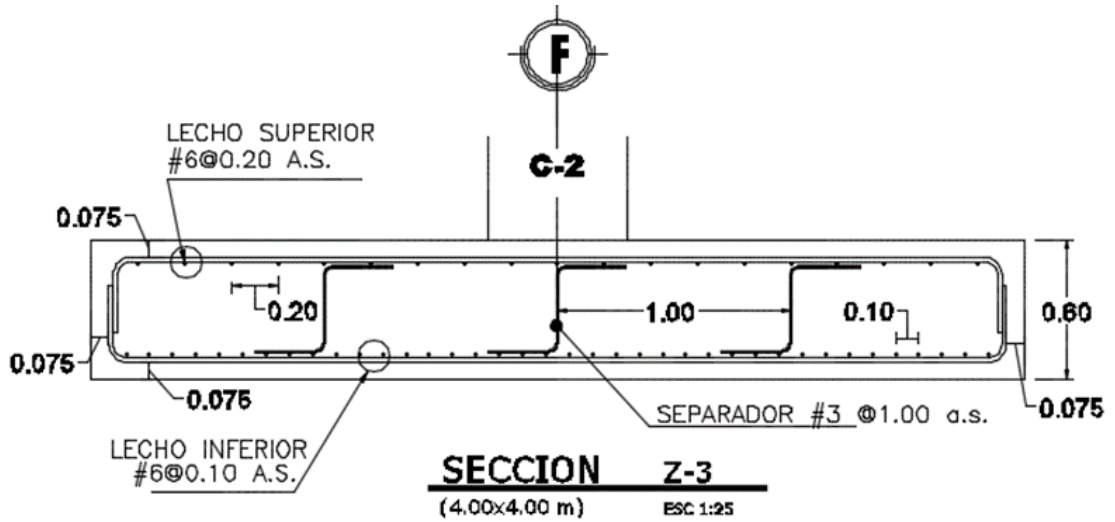


Figura 5. 2 Detalle de sección de Z-3.

DESGLOCE DE COSTOS UNITARIOS POR ELEMENTOS ESTRUCTURALES.				
NOMBRE DEL PROYECTO:	"EDIFICIO PARA EL INSTITUTO DE INVESTIGACIONES AGROALIMENTARIAS DE LA FACULTAD DE CIENCIAS AGRONOMICAS "			
			UNIDAD:	M3
Item No.	6.3			9.60
Descripción:	ZAPATA Z-3			
Código del elemento:	Z-1			
COSTO DIRECTO				
I. MATERIALES (A)				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO (\$)	SUB TOTAL
Concreto F'c= 280 Kg/cm2, puesto en obra	m3	9.60	\$ 140.00	\$ 1,344.00
Hierro corrugado redondo de 3/4", grado 60.	Quintal	28.23	\$ 42.95	\$ 1,212.48
Hierro corrugado redondo de 3/8", grado 60.	Quintal	0.14	\$ 42.95	\$ 6.01
Alambre de amarre	Libra	283.70	\$ 0.55	\$ 156.04
			I. Sub-Total (\$)	\$ 2,718.53
II. MANO DE OBRA (B)				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO (\$)	SUB TOTAL
Maestro de Obra	Días	4.00	\$ 25.00	\$ 100.00
Albañil	Días	4.00	\$ 15.07	\$ 60.28
Armador	Días	4.00	\$ 18.00	\$ 72.00
Auxiliares (2)	Días	4.00	\$ 12.31	\$ 49.24
			II. Sub-Total (\$)	\$ 281.52

III. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS ©				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PORCENTAJE	PRECIO	SUB TOTAL
PORCENTAJE EN BASE A LA MANO DE OBRA	1.00	5%	\$ 281.52	\$ 14.08
				III. Sub-Total (\$)
				\$ 14.08
IV. SUB CONTRATO - VARIOS (D)				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
				IV. Sub-Total (\$)
				\$ -
			COSTO DIRECTO (A+B+C+D)	\$ 3,014.13
			COSTO INDIRECTO (25%):	\$ 753.53
			I.V.A. 13%:	\$ 489.80
			PRECIO TOTAL	\$ 4,257.46
			PRECIO UNITARIO (M3)	\$ 443.49

Tabla 5. 1 Tabla de costos unitario para el elemento zapata Z-3.

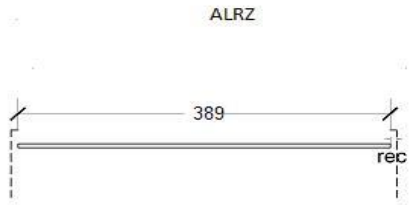
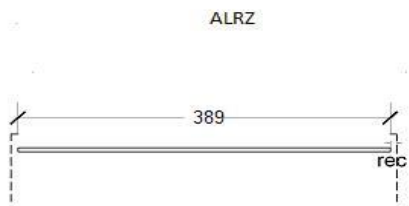
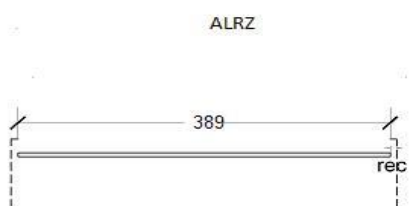
PLANO DE TALLER DE ZAPATA “Z-3” Y CANTIDAD DE ACERO GLOBAL.

Se presenta el Plano de Taller de la zapata “Z-3” (ver anexo B-2), con todos los detalles identificados, mostrando la ubicación exacta, con sus espaciamientos y recubrimientos verificados por la norma ACI318-14.

Posteriormente, los datos obtenidos por el presente Plano de Taller se introducen a la aplicación JHICaAcero para su procesamiento, para luego obtener de forma ordenada y tabulada, los datos de las longitudes de los detalles.

REPORTE ADMINISTRATIVO

A continuación, se presenta el reporte administrativo (ver tabla 5.2) proporcionado por la aplicación JHICaAcero, el cual es el tipo de reporte indicado debido a que se necesita el peso en quintales para la comparación en el coste de dicho material en estudio.

image	Codigo detalle	Numero varilla	Longitud Varilla	Cantidad	Longitud Total	Quintales
	X1	#6	389	39	15171	7.59
	X2	#6	389	39	15171	7.59
	X3	#6	389	20	7780	3.89


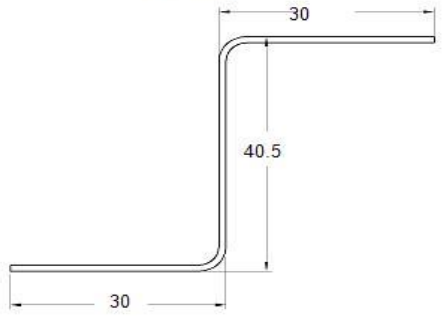
 <p>ALRZ</p> <p>389</p> <p>rec</p>	X4	#6	389	20	7780	3.89
 <p>SEPZ</p> <p>30</p> <p>40.5</p> <p>30</p>	Y1	#3	100.5	9	904.5	0.11

Tabla 5. 2 Reporte administrativo del elemento zapata Z-3.

ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS:

- COSTO A PARTIR DEL DESGLOSE OFICIAL DEL PROYECTO:
 - Cantidad de quintales de varillas de 3/4" = 28.23 quintales.
 - Cantidad de quintales de varillas de 3/8" = 0.14 quintales.
 - Total de quintales para elaboración de Z-3= 28.23 + 0.14 =28.37 qq
 - Precio del quintal de hierro corrugado grado 60= \$ 42.95
 - Precio del acero obtenido a través del desglose oficial del proyecto de ejecución= 28.37 quintales x \$42.95/ quintal = \$ 1,218.49

- COSTO A PARTIR DE LA CANTIDAD OBTENIDA DEL PLANO DE TALLER.

- Cantidad de quintales de varillas de 3/4" = **22.97 quintales.**
- Cantidad de quintales de varillas de 3/8" = **0.11 quintales.**
- Total de quintales para la elaboración de Z-3= **22.97 + 0.11 = 23.08**

Quintales

- Precio del quintal de hierro corrugado grado 60= \$ 42.95
- Precio del acero obtenido a través del Plano de Taller= **23.06**

$$\text{quintales} \times \$42.95/\text{quintal} = \$ 991.29$$

$$\text{Ahorro: } \$1,218.49 - \$991.29 = \$ 227.20$$

Ahorro en porcentaje:

$$\frac{227.20}{1218.49} \times 100 = 18.65\%$$

La tabla 5.3 presenta los datos del análisis comparativo parcial de la zapata "Z3", en la cual se puede apreciar el ahorro total obtenido de la comparación entre el desglose oficial del proyecto y la utilización de planos de taller y aplicación.

		Desglose oficial del proyecto	Utilizando planos de taller y aplicación JHICalAcero			
N° de varilla	Diámetro (pulg)	Cantidad en quintales	Cantidad en quintales	Ahorro en quintales	Costo unitario por quintal	Ahorro en costo
N° 6	3/4	28.23	22.97	5.26	\$ 42.95	\$ 225.92
N°3	3/8	0.14	0.11	0.03	\$ 42.95	\$ 1.29
Total de ahorro en el elemento Zapata Z3				5.29		\$ 227.21
Total de ahorro en porcentaje en el elemento Zapata Z3				18.65%		

Tabla 5. 3 Resumen de ahorro del elemento Zapata Z3

II. VIGA F.

A continuación, se presentan los detalles (ver figura 5.3, 5.4, 5.5 y 5.6) y el desglose del precio unitario oficial del elemento estructural viga del eje “F” (ver tabla 5.4).

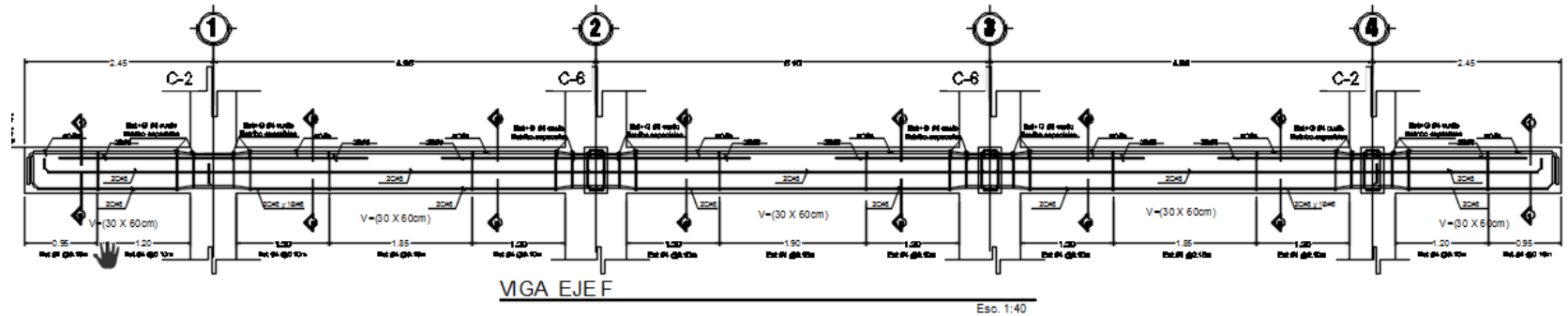


Figura 5. 3 Viga del eje.

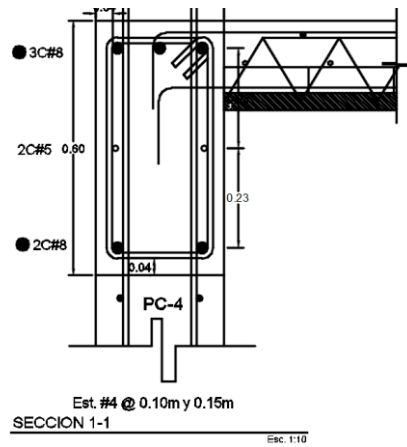


Figura 5. 4 Sección 1-1 de viga F.

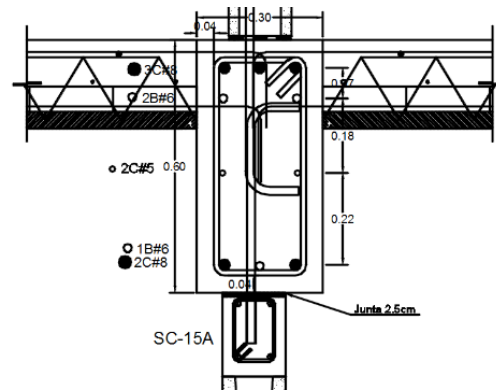


Figura 5. 5 Sección 5-5 de viga F.

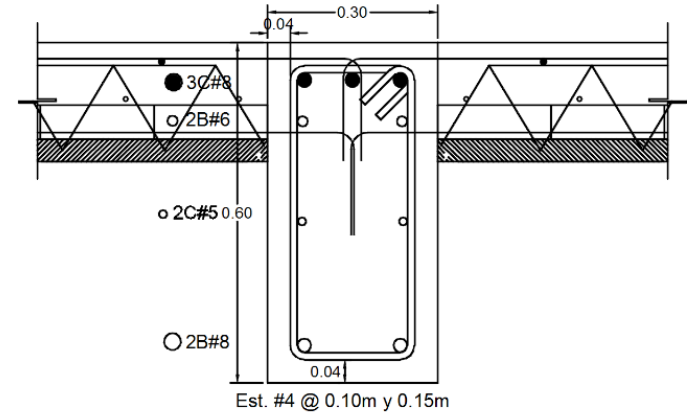


Figura 5. 6 Sección 6-6 de viga F.

DESGLOCE DE COSTOS UNITARIOS POR ELEMENTOS ESTRUCTURALES.				
NOMBRE DEL PROYECTO:	"EDIFICIO PARA EL INSTITUTO DE INVESTIGACIONES AGROALIMENTARIAS DE LA FACULTAD DE CIENCIAS AGRONOMICAS "			
				UNIDAD: M3
Item No.	6.1			3.58
Descripción:	VIGA			
Codigo del elemento:	EJE F			
COSTO DIRECTO				
I. MATERIALES (A)				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO (\$)	SUB TOTAL
Concreto F´c= 280 Kg/cm2, puesto en obra	m3	3.58	\$ 140.00	\$ 501.20
Hierro corrugado redondo de 1", grado 60.	Quintal	11.25	\$ 42.95	\$ 483.19
Hierro corrugado redondo de 5/8", grado 60.	Quintal	2.00	\$ 42.95	\$ 85.90
Hierro corrugado redondo de 3/4", grado 60.	Quintal	2.40	\$ 42.95	\$ 103.08
Hierro corrugado redondo de 1/2", grado 60.	Quintal	3.53	\$ 42.95	\$ 151.61
Alambre de amarre	Libra	191.80	\$ 0.55	\$ 105.49
			I. Sub-Total (\$)	\$ 1,430.47
II. MANO DE OBRA (B)				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO (\$)	SUB TOTAL
Maestro de Obra	Días	5.00	\$ 25.00	\$ 125.00
Albañil	Días	5.00	\$ 15.07	\$ 75.35
Armador	Días	8.00	\$ 18.00	\$ 144.00
Auxiliares (2)	Días	16.00	\$ 12.31	\$ 196.96
			II. Sub-Total (\$)	\$ 541.31
III. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS ©				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PORCENTAJE	PRECIO	SUB TOTAL
PORCENTAJE EN BASE A LA MANO DE OBRA	1.00	5%	\$ 541.31	\$ 27.07
			III. Sub-Total (\$)	\$ 27.07
IV. SUB CONTRATO - VARIOS (D)				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
			IV. Sub-Total (\$)	\$ -
			COSTO DIRECTO (A+B+C+D)	\$ 1,998.85
			COSTO INDIRECTO (25%):	\$ 499.71
			I.V.A. 13%:	\$ 324.81
			PRECIO TOTAL	\$ 2,823.37
			PRECIO UNITARIO (M3)	\$ 788.65

Tabla 5. 4 Tabla de costos unitario para el elemento viga F.

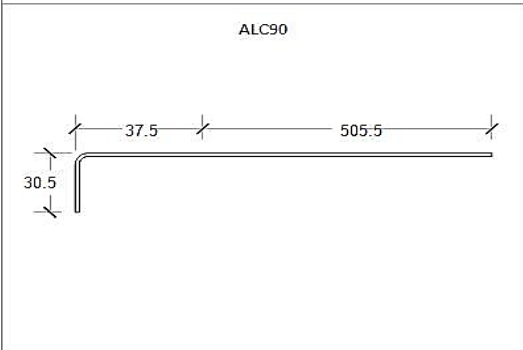
PLANO DE TALLER DE LA VIGA DEL EJE “F” Y CANTIDAD DE ACERO GLOBAL.

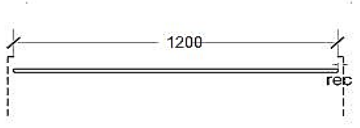
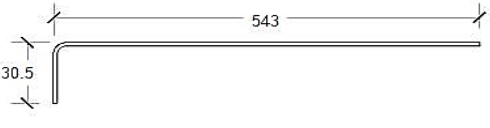
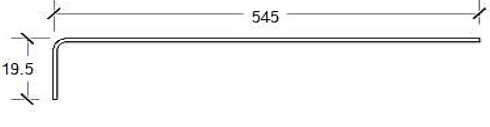
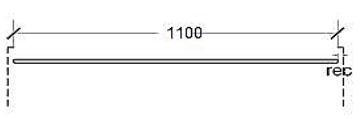
Se presenta el Plano de Taller de la viga del eje “F” (ver anexo B-5), con todos los detalles identificados, mostrando la ubicación exacta, con sus espaciamentos y recubrimientos verificados por la norma ACI318-14.

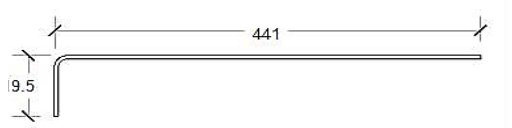
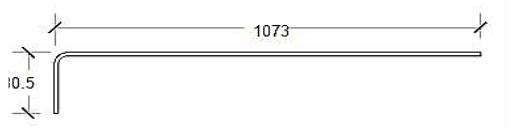
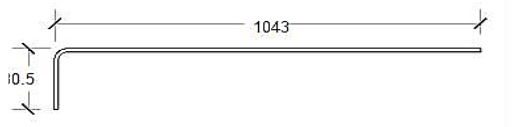
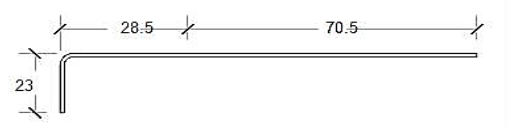
Posteriormente, los datos obtenidos por el Plano de Taller de la viga del eje “F”, se introducen a la aplicación JHICalAcero para su procesamiento, para luego obtener de forma ordenada y tabulada, los datos de las longitudes de los detalles.

REPORTE ADMINISTRATIVO

A continuación, se presenta el reporte administrativo (ver tabla 5.5) proporcionado por la aplicación JHICalAcero, el cual es el tipo de reporte indicado debido a que se necesita el peso en quintales para la comparación en el coste de dicho material en estudio.

image	Codigo detalle	Numero varilla	Longitud Varilla	Cantidad	Longitud Total	Quintales
	X1	#8	585.5	3	1756.50	1.46

<p style="text-align: center;">ALRZ</p> 	X2	#8	1200	3	3600.00	3.00
<p style="text-align: center;">LR20</p> 	X3	#8	573.5	3	1720.50	1.43
<p style="text-align: center;">LR20</p> 	X4	#5	564.5	2	1129.00	0.42
<p style="text-align: center;">ALRZ</p> 	X5	#5	1100	2	2200.00	0.81

<p style="text-align: center;">LR20</p> 	X6	#5	460.5	2	921.00	0.34
<p style="text-align: center;">LR20</p> 	X7	#8	1103.5	2	2207.00	1.84
<p style="text-align: center;">LR20</p> 	X8	#8	1073.5	2	2147.00	1.79
<p style="text-align: center;">AL90</p> 	X9	#6	132	2	263.00	0.13

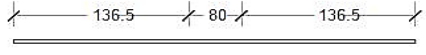
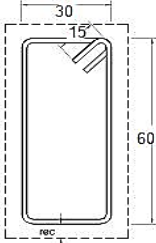
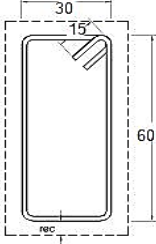
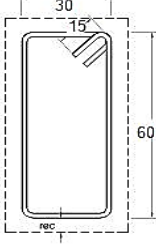
<p style="text-align: center;">ALRC</p> 	X10	#6	290	8	2320.00	1.16
<p style="text-align: center;">AT135</p> 	Y1	#3	159.5	138	22011.00	2.62
<p style="text-align: center;">AT135</p> 	Y2	#3	155.5	8	1244.00	0.15
<p style="text-align: center;">AT135</p> 	Y3	#3	151.5	8	1212.00	0.14

Tabla 5. 5 Reporte administrativo del elemento viga F.

ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS:

- COSTO A PARTIR DEL DESGLOSE OFICIAL DEL PROYECTO:
 - Cantidad de quintales de varillas de 1" = 11.25 quintales.
 - Cantidad de quintales de varillas de 5/8" = 2.00 quintales.
 - Cantidad de quintales de varillas de 3/4" = 2.40 quintales.
 - Cantidad de quintales de varillas de 3/8" = 3.53 quintales.
 - Total, de quintales para la elaboración de Viga del eje F=
 $11.25+2.00+2.40+3.53= 19.18$ Quintales.
 - Precio del quintal de hierro corrugado grado 60= \$ 42.95
 - Precio del acero obtenido a través del desglose oficial del proyecto
 de ejecución= 19.18 quintales x \$42.95/ quintal = \$ 823.78

- COSTO A PARTIR DE LA CANTIDAD OBTENIDA DEL PLANO DE TALLER.
 - Cantidad de quintales de varillas de 1" = **9.53 quintales.**
 - Cantidad de quintales de varillas de 5/8" = **1.57 quintales.**
 - Cantidad de quintales de varillas de 3/4" =**1.29 quintales.**
 - Cantidad de quintales de varillas de 3/8" = **2.91 quintales.**

- Total, de quintales para la elaboración de Viga del eje F=
9.53+1.57+1.29+2.91= **15.30 Quintales.**
- Precio del quintal de hierro corrugado grado 60= \$ 42.95
- Precio del acero obtenido a través del Plano de Taller = **15.30 quintales x \$42.95/ quintal = \$ 657.14**

Ahorro: \$823.78- \$657.14= \$ 166.65

Ahorro en porcentaje: $\frac{166.65}{823.78} \times 100 = 20.23 \%$

La tabla 5.6 presenta los datos del análisis comparativo parcial de la viga del eje “F”, en la cual se puede apreciar el ahorro total obtenido de la comparación entre el desglose oficial del proyecto y la utilización de planos de taller y aplicación.

		Desglose oficial del proyecto	Utilizando planos de taller y aplicación JHICalAcero			
N° de varilla	Diámetro (pulg)	Cantidad en quintales	Cantidad en quintales	Ahorro en quintales	Costo unitario por quintal	Ahorro en costo
N° 8	1	11.25	9.53	1.72	\$ 42.95	\$ 73.87
N° 6	3/4	2.4	1.29	1.11	\$ 42.95	\$ 47.67
N° 5	5/8	2	1.57	0.43	\$ 42.95	\$ 18.47
N°3	3/8	3.53	2.91	0.62	\$ 42.95	\$ 26.63
Total de ahorro en el elemento Viga F				3.88		\$ 166.65
Total de ahorro en porcentaje en el elemento Viga F				20.23%		

Tabla 5. 6 Resumen del ahorro en el elemento Viga F.

III. RESULTADOS EN FORMA GRÁFICA DEL ANÁLISIS COMPARATIVO PARCIAL.

Se presenta la tabla 5.7 con el resumen de los resultados de costos obtenidos con Planos Estructurales y Planos de Taller de los elementos en estudio.

	Utilizando planos estructurales.	Utilizando planos de taller y aplicación	Ahorro en costo	Ahorro en porcentaje
Zapata Z3	\$ 1,218.49	\$ 991.29	\$ 227.21	19%
Viga F	\$ 823.78	\$ 657.14	\$ 166.65	20%

Tabla 5. 7 Resumen de costos obtenidos por elementos.

En la tabla 5.7 se puede observar que el costo del acero total para la zapata “Z3” revisando los Planos Estructurales es de \$1218.49 y de \$991.29 utilizando los Planos de Taller (ver figura 5.7), lo cual representa un ahorro de \$227.21 en este elemento, tal y como se aprecia en la figura 5.8. Para la viga del eje “F”, el costo revisando los Planos Estructurales es de \$823.78 y de \$657.14 utilizando los Planos de Taller (ver figura 5.7), lo cual representa un ahorro de \$166.65 en este elemento, tal y como se aprecia en la figura 5.8.

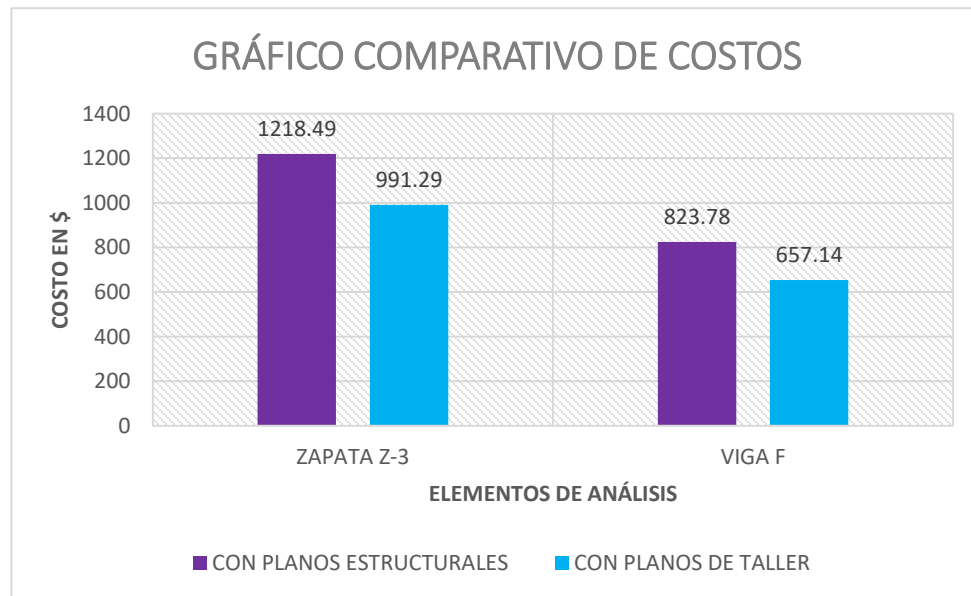


Figura 5. 7 Gráfico comparativo del costo del acero de refuerzo.

La aplicación de Planos de Taller representa un ahorro de dinero del 18.65% en la Zapata “Z-3” y de 20.23% en la Viga del eje “F”, porcentajes resultantes de la comparación de gastos generados al contar solo con Planos Estructurales.

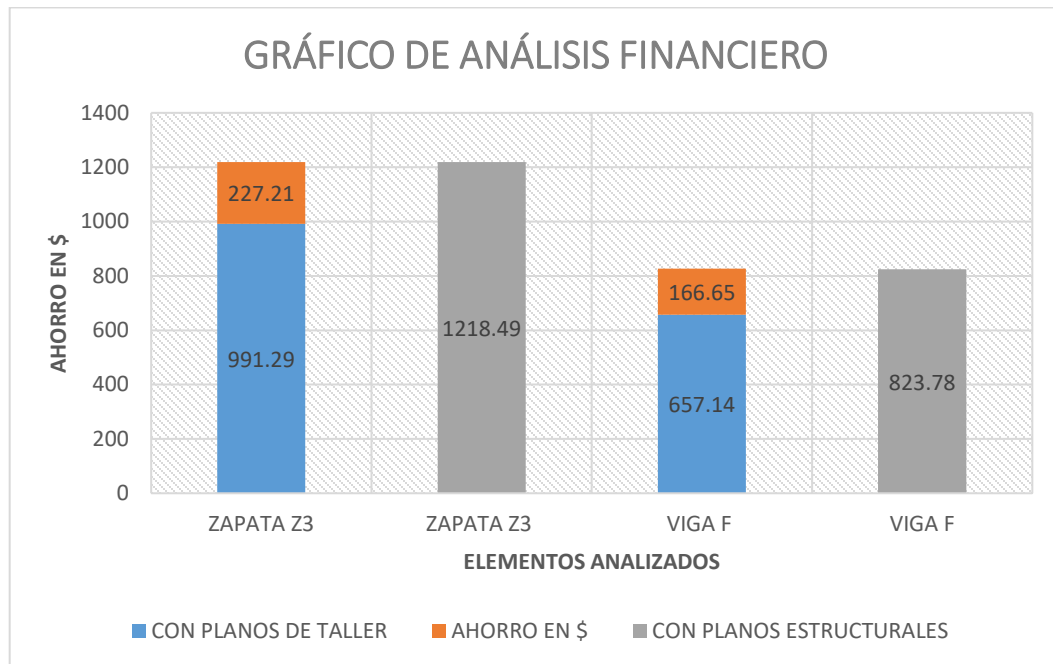


Figura 5. 8 Gráfico de análisis financiero.

5.4.2. ANÁLISIS COMPARATIVO SEMI-GLOBAL.

Para realizar este análisis se recolectó la información del 50% del proyecto para verificar si el ahorro parcial se conservaba; para ello, se creó una tabla resumen de los costos unitarios del acero por elemento, proporcionados mediante el uso de los Planos Estructurales.

Los elementos en estudio son: zapata Z-3, viga eje F, tensor eje C, losa densa, losa aligerada VT1-20 y Columna C-2, los cuales se presentan en la tabla 5.8. Para proceder a obtener los costos globales por elemento, se multiplico por el número de veces que se repite en la planta estructural y en elevación (ver tabla 5.9).

COSTOS UTILIZANDO PLANOS DE ESTRUCTURALES.					
ELEMENTO.	NUMERO DE VARILLA.	NUMERO DE QUINTALES POR VARILLAS.	PRECIO POR QUINTAL.	COSTO PARCIAL	COSTO TOTAL.
ZAPATA Z-3	#3	0.14	\$ 42.95	\$ 6.01	\$ 1218.49
	#6	28.23	\$ 42.95	\$ 1212.48	
VIGA EJE F	#8	11.25	\$ 42.95	\$ 483.19	\$ 823.78
	#6	2.40	\$ 42.95	\$ 103.08	
	#5	2.00	\$ 42.95	\$ 85.9	
	#3	3.53	\$ 42.95	\$ 151.61	
TENSOR	#3	2.30	\$ 42.95	\$ 98.79	\$ 666.31
	#5	2.29	\$ 42.95	\$ 98.29	
	#8	10.93	\$ 42.95	\$ 469.23	
LOSA DENSA	#3	3.45	\$ 42.95	\$ 148.18	\$ 148.18
LOSA ALIGERADA VT1-20	#3	3.13	\$ 42.95	\$ 134.35	\$ 153.61
	#4	0.45	\$ 42.95	\$ 19.26	
COLUMNA C-2	#3	9.95	\$ 42.95	\$ 427.25	\$ 2031.52
	#6	9.71	\$ 42.95	\$ 416.87	
	#8	27.65	\$ 42.95	\$ 1187.4	

Tabla 5. 8 Resumen de costo unitario del acero por elemento en estudio.

ELEMENTO.	NUMERO DE VECES QUE SE REPITE	COSTO UNITARIO	TOTAL
ZAPATA Z-3	4	\$ 1218.49	\$ 4,873.96
VIGA EJE F	1	\$ 823.78	\$ 823.78
TENSOR	4	\$ 666.31	\$ 2,665.24
LOSA DENSA	1	\$ 148.18	\$ 148.18
LOSA ALIGERADA VT1-	12	\$ 153.61	\$ 1,843.32
COLUMNA C-2	4	\$ 2031.52	\$ 8,126.08
COSTO TOTAL.			\$ 18,480.56

Tabla 5. 9 Resumen del costo global de acero por elemento en estudio.

Para realizar la comparación, se obtuvo el cálculo del acero mediante los Planos de Taller y la herramienta JHICalAcero de los elementos estructurales de concreto reforzado en estudio (ver tabla 5.10) con sus respectivos costos globales del acero (ver tabla 5.11).

COSTOS UTILIZANDO PLANOS DE TALLER Y USANDO LA APLICACIÓN JHICalAcero.					
ELEMENTO.	NUMERO DE VARILLA.	NUMERO DE QUINTALES POR VARILLAS.	PRECIO POR QUINTAL.	COSTO PARCIAL	COSTO TOTAL.
ZAPATA Z-3	#3	0.11	\$ 42.95	\$ 4.72	\$ 991.28
	#6	22.97	\$ 42.95	\$ 986.56	
VIGA EJE F	#8	9.53	\$ 42.95	\$ 409.31	\$ 657.13
	#6	1.57	\$ 42.95	\$ 67.43	
	#5	1.29	\$ 42.95	\$ 55.41	
	#3	2.91	\$ 42.95	\$ 124.98	
TENSOR	#3	1.70	\$ 42.95	\$ 73.02	\$ 521.85
	#5	1.35	\$ 42.95	\$ 57.98	
	#8	9.10	\$ 42.95	\$ 390.85	
LOSA DENSA	#3	3.00	\$ 42.95	\$ 128.85	\$ 128.85
LOSA ALIGERADA VT1-20	#3	2.72	\$ 42.95	\$ 116.82	\$ 134.00
	#4	0.40	\$ 42.95	\$ 17.18	
COLUMNA C-2	#3	8.10	\$ 42.95	\$ 347.90	\$ 1750.22
	#6	8.50	\$ 42.95	\$ 365.08	
	#8	24.15	\$ 42.95	\$ 1037.24	

Tabla 5. 10 Resumen de costo unitario del acero por elemento en estudio mediante la aplicación de la metodología y JHICalAcero.

ELEMENTO.	NUMERO DE VECES QUE SE REPITE	COSTO UNITARIO	TOTAL
ZAPATA Z-3	4	\$ 991.28	\$ 3,965.12
VIGA EJE F	1	\$ 657.13	\$ 657.13
TENSOR	4	\$ 521.85	\$ 2,087.40
LOSA DENSA	1	\$ 128.85	\$ 128.85
LOSA ALIGERADA VT1-	12	\$ 134.00	\$ 1,608.00
COLUMNA C-2	4	\$ 1750.22	\$ 7,000.88
COSTO TOTAL.			\$ 15447.38

Tabla 5. 11 Resumen de costo global del acero por elemento en estudio mediante la aplicación de la metodología y JHICalAcero.

I. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS

- Costo del acero obtenido a través del desglose oficial del proyecto de ejecución (en el cual se utilizaron los Planos Estructurales) = \$ **18480.56**

- Costo del acero obtenido a través de la aplicación de Planos de Taller y la aplicación JHICalAcero es = **\$ 15447.38**

Ahorro: \$18480.56- \$15447.38= \$ 3033.18

Ahorro en porcentaje: $\frac{3033.18}{18480.56} \times 100 = 16.41 \%$

La tabla 5.12 presenta el resumen de los datos obtenidos en el análisis comparativo semi-global, tabla en la que también se observa el ahorro obtenido. Este ahorro deriva de la comparación entre utilizar únicamente Planos Estructurales y utilizar los Planos de Taller junto a la aplicación JHICalAcero.

	Utilizando planos estructurales.	Utilizando planos de taller y aplicación JHICalAcero	Ahorro en costo	Ahorro en porcentaje
Costo	\$ 18,480.56	\$ 15,447.38	\$ 3,033.18	16.41%

Tabla 5. 12 Tabla resumen del análisis semi-global.

II. RESULTADOS EN FORMA GRÁFICA DEL ANÁLISIS COMPARATIVO SEMI-GLOBAL.

El ahorro parcial promedio es el 19.66% y el ahorro semi-global es 16.41% (ver figura 5.9), esto debido que habrá elementos donde se ahorre más en comparación a otro. Lo antes mencionado depende de los siguientes factores:

Claridad en los Planos Estructurales, cantidad de refuerzo en el elemento, errores cometidos durante el cálculo manual que podrían aumentar o

disminuir los resultados de la cantidad de acero de refuerzo a utilizar en determinado elemento.

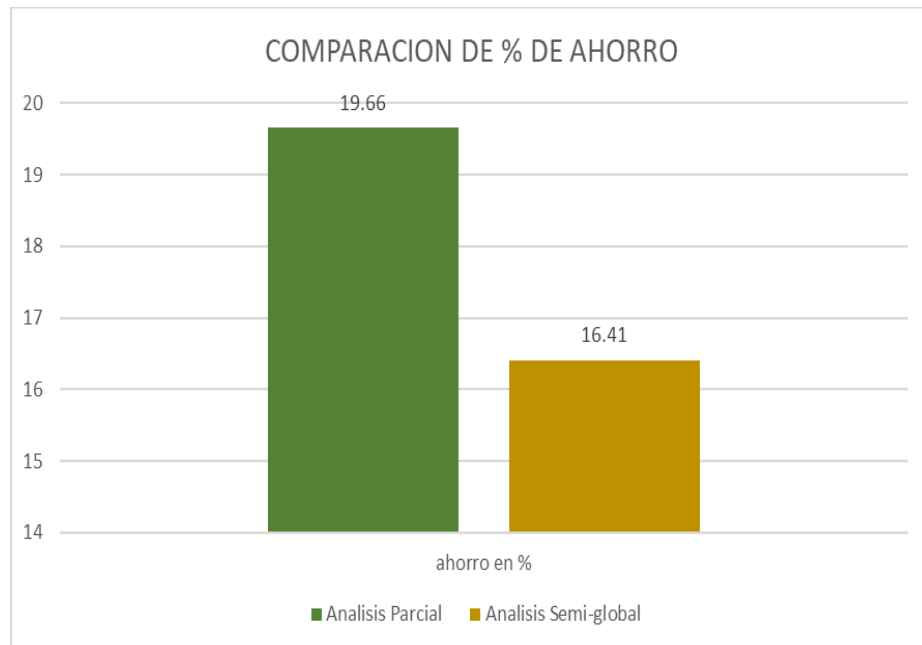


Figura 5. 9 Comparación de porcentaje de ahorro.

El ahorro semi-global es aproximadamente 4% menor al análisis parcial, pero se tendrá que considerar que en el ahorro semi-global cada porcentaje vale más económicamente con respecto al del ahorro parcial. Para demostrarlo se procede al cálculo siguiente:

Ahorro semi-global = $\frac{3033.18}{16.41} = \184.84 por ende, este es el valor que tiene cada porcentaje.

Ahorro parcial: se calculará el ahorro promedio, el cual sería $\frac{228.06+169.65}{2} = 198.86$; se procede a calcular el valor de cada porcentaje del ahorro parcial = $\frac{198.86}{19.66} = \$10.11$.

5.5. COMPARACIÓN DE TIEMPO.

En este apartado presentamos un análisis comparativo del tiempo total que conllevaría realizar los Planos Estructurales y Planos de Taller de una edificación de concreto reforzado manualmente y solo para este último auxiliándose de la aplicación **JHICaAcero**.

5.5.1. CONSIDERACIONES DEL ANÁLISIS COMPARATIVO DE TIEMPO.

- ✓ Los tiempos aquí presentados se obtuvieron al cuantificarlos por cada uno de los integrantes de este grupo de trabajo.
- ✓ Los tiempos aquí demostrados tienen en cuenta que el realizador de los Planos de Taller tiene amplio conocimiento de códigos estructurales y elaboración de ellos.

En la tabla 5.13, se muestran los tiempos obtenidos sin elaborar los Planos de Taller de los elementos expuestos, calculando el acero de refuerzo a partir de los Planos Estructurales y sin auxiliarse de la herramienta informática.

ELEMENTO.	ETAPA	TIEMPO TOTAL EN HORAS.	TOTAL POR ELEMENTO.
Z-3	Interpretación de plano estructural.	2.00	6.50 Horas.
	Cálculo de acero.	4.50	
VIGA EJE F	Interpretación de plano estructural.	3.00	9.0 Horas.
	Cálculo de acero.	6.00	
TOTAL DE TIEMPO EN HORAS			15.50

Tabla 5. 13 Resumen de los tiempos obtenidos sin los planos de taller; cálculo de acero de manera manual.

La tabla 5.13 representa los dos elementos de este primer análisis, en donde para el elemento de la zapata “Z3” se usó un tiempo total de 6.5 horas, pero para la viga del eje “F” se usaron 9.5 horas. Por lo tanto, el total de horas usadas para estos dos elementos fue de 15.50.

En la tabla 5.14, se muestra los tiempos obtenidos elaborando los Planos de Taller de los elementos expuestos de manera manual, sin auxiliarse de la herramienta informática.

ELEMENTO.	ETAPA	TIEMPO TOTAL EN HORAS.	TOTAL POR ELEMENTO.
Z-3	Interpretación de plano estructural.	1.00	6.00 Horas.
	Elaboración de plano de taller.	3.00	
	Elaboración de tabla de cálculo de acero.	2.00	
VIGA EJE F	Interpretación de plano estructural.	1.00	8.50 Horas.
	Elaboración de plano de taller.	4.5	
	Elaboración de tabla de cálculo de acero.	3.00	
TOTAL DE TIEMPO EN HORAS			14.50

Tabla 5. 14 Resumen de los tiempos obtenidos haciendo los planos de taller solamente de manera manual.

En el segundo análisis de la comparación de tiempos para el cálculo del acero de refuerzo se obtuvo un tiempo de 6.00 horas para la zapata “Z3” y de 8.50 horas para la viga del eje “F”, teniendo 14.50 horas como total para los dos elementos en análisis, tal como se muestra en la tabla 5.14.

En la tabla 5.15. se muestra los tiempos obtenidos elaborando los Planos de Taller de los elementos expuestos, auxiliándonos de la herramienta informática.

ELEMENTO.	ETAPA	TIEMPO TOTAL EN HORAS.	TOTAL POR ELEMENTO.
Z-3	Interpretación de plano estructural.	1.00	5.00 Horas.
	Elaboración de plano de taller.	3.00	
	Elaboración de tabla de cálculo de acero.	1.00	
VIGA EJE F	Interpretación de plano estructural.	1.00	6.75 Horas.
	Elaboración de plano de taller.	4.5	
	Elaboración de tabla de cálculo de acero.	1.25	
TOTAL DE TIEMPO EN HORAS			11.75 Horas

Tabla 5. 15 Resumen de los tiempos obtenidos haciendo los planos de taller auxiliándose de la herramienta informática JHICalAcero.

En el tercer y último análisis se obtuvo un tiempo de 5.00 horas para la zapata “Z3” y de 6.75 horas para la viga del eje “F”, teniendo 11.70 horas como total para los dos elementos en análisis, tal como se muestra en la tabla 5.15.

La tabla 5.16 presenta el ahorro en tiempo, costo y porcentaje de una manera más explícita de los elementos seleccionados.

		Horas empleadas para realizar el proceso				
Elemento		Utilizando planos estructurales y cálculo de acero manual (Manera A)	utilizando planos taller y haciendo tabla de cálculo de acero manual (Manera B)	Utilizando planos de taller y haciendo la tabla de cálculo del acero con la herramienta JHICalAcero (Manera C)		
Zapata Z3		6.50	6.00	5.00		
Viga F		9.00	8.50	6.75		
Ahorro en horas		Valor de hora de trabajo, procedente de un salario de \$1000.00	Ahorro en costo		Ahorro en porcentaje	
Manera C Vrs Manera A	Manera C Vrs Manera B		Manera C Vrs Manera A	Manera C Vrs Manera B	Manera C Vrs Manera A	Manera C Vrs Manera B
1.50	1.00	\$ 4.47	\$ 6.71	\$ 4.47	23.08%	16.67%
2.25	1.75	\$ 4.47	\$ 10.06	\$ 7.82	25.00%	20.59%

Tabla 5. 16 Tabla resumen de ahorro en tiempo, costo y porcentaje.

Como se muestra en la tabla 5.16, en el tercer análisis (Manera C) se obtuvo una reducción de tiempo con respecto al primer análisis (Manera A) de 3.75 horas y con respecto al segundo análisis (Manera B) fue de 2.75 horas. En cuanto al ahorro en costos, la Manera C presenta un ahorro de \$16.77 con respecto a la Manera A y de \$12.29 con respecto a la manera B.

RESULTADOS EN FORMA GRÁFICA DE LA COMPARACIÓN DE TIEMPOS.

Se muestra el siguiente gráfico (ver figura 5.10) para una mejor apreciación del ahorro de tiempo mostrado en la tabla 5.16 para las Maneras B y C. Solo se toman en cuenta estas dos maneras porque el objetivo es demostrar la utilidad de la aplicación JHICalAcero a partir de los planos de taller.

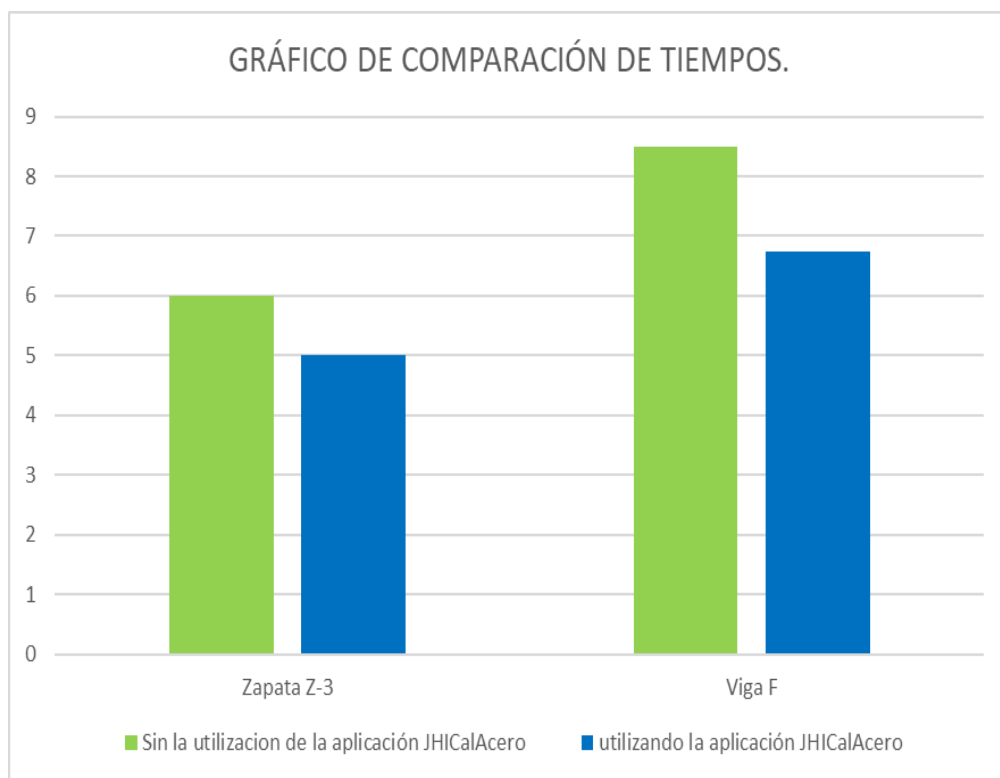


Figura 5. 10 Gráfico de comparación de tiempos.

A través de lo anterior se demuestra que, al utilizar la herramienta informática en la elaboración de los Planos de Taller de elementos estructurales de una edificación, se tiene un ahorro de tiempo considerable en relación a realizar los cálculos manualmente.

5.6. RELACIÓN MANO DE OBRA-TIEMPO.

En este apartado se presenta un análisis de la relación mano de obra y tiempo en la elaboración de Planos de Taller de los elementos estructurales que forman parte de una edificación de concreto reforzado y en la ejecución en campo de los cortes, armados y colocación del acero de refuerzo.

5.6.1. CONSIDERACIONES DE LA RELACIÓN MANO DE OBRA Y TIEMPO:

- ✓ Las relaciones aquí presentadas se basan en las consultas realizadas a profesionales en el área de diseño y supervisión de estructuras de concreto reforzado.
- ✓ Se presentan las relaciones de manera numérica, en porcentaje y gráfica para una mejor percepción de lo que se quiere plasmar con este análisis.

En la tabla 5.17, se muestra los profesionales a cargo de la obra y el personal calificado para los cortes, armados y colocación del acero de refuerzo versus el tiempo y el costo que se llevarían realizando las actividades sin la elaboración de Planos de Taller del edificio en análisis.

ACTIVIDAD	PERSONAL A CARGO	TIEMPO DE EJECUCIÓN.	COSTO.
Cálculo del acero de refuerzo.	Ing. Residente	4 semanas.	\$1,000.00
Medidas y cortes del acero de refuerzo.	Armadores (3)	6 Semanas.	\$3,000.00
Colocación del acero en situ.	Albañiles (3), Auxiliares(10).	6 semanas.	\$6,600.00
TOTAL EN SEMANAS		16 SEMANAS.	\$10,600.00

Tabla 5. 17 Realización de actividades sin la elaboración de planos de taller.

La tabla 5.18 muestra los profesionales y el personal calificado para realizar los Planos de Taller, los cortes, armados y colocación en situ de las varillas de acero de refuerzo de los elementos estructurales que forman parte de la edificación en análisis.

ACTIVIDAD	PERSONAL A CARGO	TIEMPO DE EJECUCIÓN.	COSTO.
Elaboración de planos de taller.	Ing. Civil / Arquitecto Dibujante.	4 semanas.	\$1,800.00
Medidas y cortes del acero de refuerzo.	Armador.	4 Semanas.	\$2,000.00
Colocación del acero en situ.	Albañil, auxiliares.	4 semanas.	\$4,400.00
TOTAL EN SEMANAS		12 SEMANAS.	\$8,200.00

Tabla 5. 18 Realización de actividades contando con la elaboración de planos de taller.

A continuación, se presenta el ahorro de tiempo en semanas y el ahorro en dinero expresado en dólares de los estados unidos de américa:

Ahorro en horas= 16.00– 12.00 = 4 semanas.

Ahorro: \$10,600.00- \$8,200.00= \$ 2,400.00

El ahorro en porcentaje que se obtendría es:

Ahorro en porcentaje de las semanas:

$$\frac{4.00}{16.00} \times 100 = 25 \%$$

Se obtiene un ahorro en tiempo del 25% con respecto a ejecutar las actividades sin la elaboración de Planos de Taller del edificio en análisis.

Ahorro en porcentaje del costo:

$$\frac{2,400.00}{10,600.00} \times 100 = 22.64 \%$$

Se obtiene un ahorro en costo del 22.64% con respecto a ejecutar las actividades sin la elaboración de Planos de Taller del edificio en análisis.

5.6.2. RESULTADOS EN FORMA GRÁFICA DE LA RELACIÓN MANO DE OBRA - TIEMPO.

Se muestran los siguientes gráficos (ver figura 5.11) para una mejor apreciación del ahorro de tiempo:

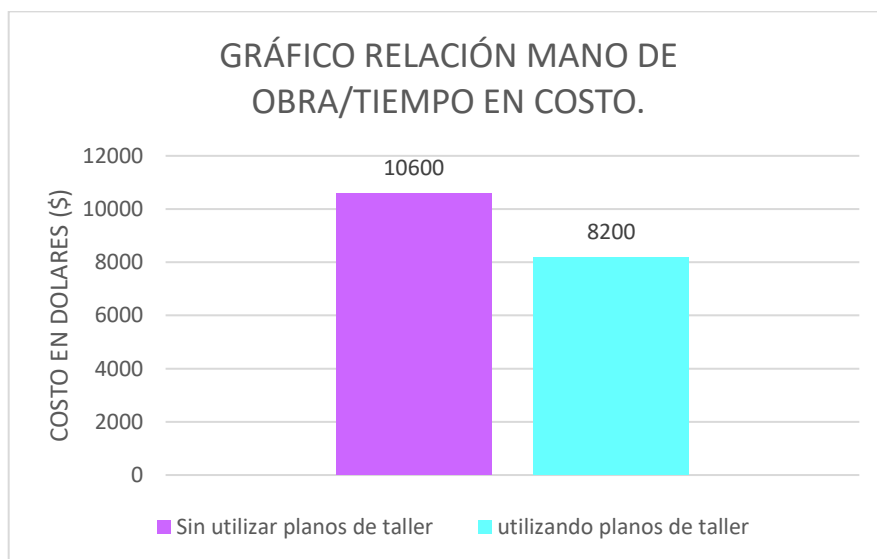


Figura 5. 11 Gráfico de comparación de la relación manos de obra/tiempo.

A través de lo antes expuesto se demuestra que, aunque para realizar los Planos de Taller de elementos estructurales de una edificación de concreto reforzado se tenga que hacer una fuerte inversión de dinero para su elaboración, al final el beneficio costo que traerá en tiempo, costo y mano de obra a largo plazo en la ejecución del proyecto, es positivo.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y

RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES.

- Elaborar Planos de Taller detallados y precisos de los elementos estructurales de una edificación de concreto armado garantiza un ahorro de acero estructural en costo y porcentaje, el cual se encuentra en un rango del 10% al 20%, en base a lo demostrado en el capítulo V de este documento.
- La herramienta informática JHICalAcero que se ha desarrollado en el presente trabajo de graduación ayuda a optimizar los tiempos de elaboración y presentación de los Planos de Taller, a la vez que es de fácil utilización debido a la interfaz creada.
- Los Planos de Taller reducen costos de mano de obra en la ejecución del proyecto debido a que agilizan y evitan errores en los cortes, armados y colocación del acero de refuerzo de los diferentes elementos estructurales que forman parte de una edificación de concreto armado.
- Las características integradas a la herramienta informática permiten obtener dos opciones de impresión de resultados: a nivel administrativo y de campo, en base a la normativa ACI 318-14, de forma satisfactoria y eficiente, que servirá para conocer la cantidad de acero de refuerzo a comprar y la forma y colocación del mismo.

- El presente trabajo de graduación es solo una propuesta metodológica de cómo se deben elaborar los Planos de Taller de los diferentes elementos estructurales que constituyen una edificación de concreto armado, por lo que los alumnos y profesionales que hagan uso de ella, pueden utilizar sus criterios y conocimientos con el fin de reducir aún más los tiempos de elaboración u optimizar la presentación de los mismos.
- Los Planos de Taller pueden ser aplicados en las diferentes construcciones de edificaciones que se lleven a cabo dentro del territorio nacional y en las cuales se utilice normativa vigente de nuestro país, como lo es el ACI314 y el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones.
- Los resultados obtenidos en las longitudes de desarrollo de las varillas, longitudes externas, dobleces y otros, basadas en el ACI 318-14, concuerdan con los resultados de un diseño manual.
- La importancia de haber desarrollado el presente estudio es ofrecer las facilidades para realizar los Planos de Taller de una edificación de una forma propicia y eficaz, debido al desconocimiento que se tiene en la formación profesional.
- El profesional encargado de la elaboración de los Planos de Taller debe tener amplios conocimientos de: códigos estructurales, procesos

constructivos, estándares de la fabricación del acero y los diferentes aspectos que se deben de considerar para su elaboración.

- Cuando por un imprevisto u orden de cambio se realicen modificaciones a los Planos de Taller durante la ejecución de la obra, estos deben ser aprobados por la supervisión y una vez aprobados deben ser impresos y remitidos a la obra, para que no exista discrepancia entre lo aprobado y lo ejecutado.

6.2. RECOMENDACIONES.

- A los futuros profesionales, empresas naturales y jurídicas en el rubro de la Ingeniería Civil y la Arquitectura, se les recomienda realizar Planos de Taller de los diferentes proyectos de edificación, ya que se demostró que se tiene un ahorro del acero de refuerzo del 10% al 20%, menor tiempo de ejecución del proyecto y un ahorro económico.
- A los alumnos y profesionales que hagan uso del presente documento se les recomienda seguir cada uno de los pasos descritos para la elaboración de los Planos de Taller, con fin que obtengan los resultados esperados.
- A los futuros estudiantes que se deseen continuar ampliando este estudio se les recomienda: realizar una metodología para diferentes Obras Civiles, actualizar la normativa ACI 318-14 a la más reciente, proponer una Ley que haga obligatoria la elaboración de los Planos de Taller para garantizar

la seguridad y economía de las construcciones y mejorar aquellos aspectos que crean deficiencias de la herramienta informática propuesta.

- A toda persona o entidad, actualizar las ecuaciones de la aplicación para el cálculo de las cantidades de acero y elaboración de tabla de varillas (JHICalAcero) según el año en que se esté utilizando, debido a que la aplicación está basada en las ecuaciones del ACI318-14, pero estas pueden variar según las nuevas versiones. Además, tomar en cuenta que en la aplicación no está el análisis de detallado para otros elementos de concreto reforzado, como lo son pilotes y gradas de concreto. Para lo anterior se adjunta en el anexo C, mediante un disco, el código libre de la herramienta JHICalAcero junto a la aplicación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

NORMAS Y CÓDIGOS

- ✓ American Concrete Institute
ACI 117-90: Specification for Tolerances for Concrete Construction and
Materiales
Estados Unidos: American Concrete Institute, 1989
- ✓ American Concrete Institute
ACI 315-99: Details and Detailing of Concrete Reinforcement
Estados Unidos: American Concrete Institute, 1999
- ✓ American Concrete Institute
ACI 318-05: Building Code Requirements for Structural Concrete
Estados Unidos: American Concrete Institute, 2004
- ✓ American Concrete Institute
ACI 347-04: Guide to Formwork for Concrete
Estados Unidos: American Concrete Institute, 2004
- ✓ American Concrete Institute
ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete
Farmington Hills, Mi, Estados Unidos: American Concrete Institute, 2014
- ✓ American Concrete Institute
ACI 224R: Control of Cracking in Concrete Structures
Farmington Hills, Mi, Estados Unidos: American Concrete Institute, 20
- ✓ American Concrete Institute
ACI 375R: Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures
Farmington Hills, Mi, Estados Unidos: American Concrete Institute, 20
- ✓ American Society for Testing and Materials

ASTM STP 169C: Corrosion of Reinforced Steel

Estados Unidos: Perenchio. W.F., 1994

- ✓ Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos; Ministerio de Obras Públicas

Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas

El salvador: Ministerio de Obras Públicas, 1997

- ✓ Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos; Ministerio de Obras Públicas

Norma Técnica para el Control de Calidad de los Materiales Estructurales

El salvador: Ministerio de Obras Públicas, 1997

- ✓ Ministerio de Obras Públicas

Norma Técnica para Diseño por Sismo

El Salvador: Ministerio de Obras Públicas, 1994

LIBROS

- ✓ Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto IMCYC
Conexiones Mecánicas para Varillas de Refuerzo. ACI 439-99. 2002.
Av. Insurgentes Sur 1846, Col. Florida, México, D.F. C.P 01030
Pág. Consultadas: 3-20
29 p. ISBN: 968-464-126-5
- ✓ Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto IMCYC
Manual Práctico para Soldar y Supervisar Acero de Refuerzo, 2015.
Av. Insurgentes Sur 1846, Col. Florida, México, D.F. C.P 01030
Pág. Consultadas: 25-38
69 p. ISBN: 968-464-118-4
- ✓ Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto IMCYC
Manual para Habilitar Acero de Refuerzo para el Concreto, 1994.

Av. Insurgentes Sur 1846, Col. Florida, México, D.F. C.P 01030

Pág. Consultadas: 20-30

85 p. ISBN: 968-464-113-5

- ✓ Harmsen, Teodoro E.
Diseño de Estructuras de Concreto Armado
Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 2005
4ta Edición
Pág. Consultadas: 100-485
689 p. ISBN: 9970-42-730-7
- ✓ Chuley Roy; Greeno, Roger
Manual de Construcción de Edificios
Barcelona: Editorial Gustavo Gili, 2006
2da Edición
Pág. Consultadas: 75-630
685 p. ISBN: 978-84-252-2005-0
- ✓ Peurifoy, Robert L.; Oberlender, Garold D.
Formwork for Concrete Structures
Estados Unidos: McGraw-Hill Companies, 2011
4ta Edición
Pág. Consultadas: 95-480
543 p. ISBN: 978-0-07-163918-7
- ✓ Waddell, Joseph J.; Dobrowolski, Joseph A.
Manual de la Construcción con Concreto
México: McGraw-Hill Companies, 1997
3era Edición
Pág. Consultadas: 55-65
736 p. ISBN: 970-10-1252-6

- ✓ Pellicer Armiñana; et al.
El Proceso Proyecto-Construcción: Aplicación a la Ingeniería Civil
España: Editorial Universal Politécnica de Valencia, 2004
1ra Edición
Pág. Consultadas: 25-60
481 p. ISBN: 84-9705-533-0
- ✓ García Rivero, José Luis
Manual Técnico de Construcción
México: Editorial Fernando Porrúa, 2008
Pág. Consultadas: 44-203
4ta Edición
264 p. ISBN: 968-7680-26-1
- ✓ Ing. Lesly Emidalia Mendoza Mejía
Ingeniería de Materiales: Acero de Refuerzo
El Salvador: Capitulo II, Ciclo II-2016
Pág. Consultadas: 01-46
- ✓ Ing. Lesly Emidalia Mendoza Mejía
Ingeniería de Materiales: El Concreto
El Salvador: Capitulo IV, Ciclo II-2016
Pág. Consultadas: 01-10

PÁGINAS WEB

- ✓ SlideShare
<https://es.slideshare.net/SergioPap/patologia-del-concreto-causas-de-daos-en-el-concreto>
Consulta: 20-02-2019
- ✓ COPRESA

https://www.copresa.com.sv/public/files/copresa_catalogo.pdf

Consulta: 01-03-2019

✓ MIGUEL GARCÍA ARQUITECTO

<https://arquitectogarcia.blogspot.com/2009/07/planos-de-construccion-o-planos-de.html>

Consulta: 01-02-2019

✓ acaddemia

<https://blog.acaddemia.com/crear-planos-de-taller-a-partir-de-la-estructura-ya-definida-facilmente-con-autocad-structural-detailing/>

Consulta: 01-03-2019

✓ Repositorio Digital de la Facultad de Ingeniería – UNAM

<http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/510/A8.pdf?>

Consulta: 02-03-2019

✓ SlidePlayer

<https://slideplayer.es/slide/139475/?>

Consulta: 04-03-2019

✓ Corinca

<https://corinca.com/>

Consulta: 25-03-2019

✓ UNIVERSIDAD DE LA RIOJA

https://biblioteca.unirioja.es/tfe_e/R000001352.pdf

Consulta: 26-03-2019

✓ SCRIBD

<https://es.scribd.com/document/288152520/Especificaciones-en-Planos-Estructurales-y-de-Cimentacion>

Consulta: 30-03-2019

- ✓ El Oficial

<https://www.eloficial.ec/interpretacion-y-lectura-de-planos-estructurales-parte-1/>

Consulta: 05-04-2019

- ✓ El Oficial

<https://www.eloficial.ec/interpretacion-y-lectura-de-planos-estructurales-parte-2/>

Consulta: 05-04-2019

- ✓ El Oficial

<https://www.eloficial.ec/interpretacion-y-lectura-de-planos-estructurales-parte-3/>

Consulta: 05-04-2019

- ✓ CONSTRUMÁTICA

<https://www.construmatica.com/construpedia/Portada>

Consulta: 10-04-2019

PONENCIAS

- ✓ Herrera Coello, Fredy Rolando

Planos de Taller del Acero de Refuerzo

El Salvador, Universidad de El Salvador. 2017

TESIS

- ✓ Silvia Cáceres, Alex Cruz y Juan Rodas

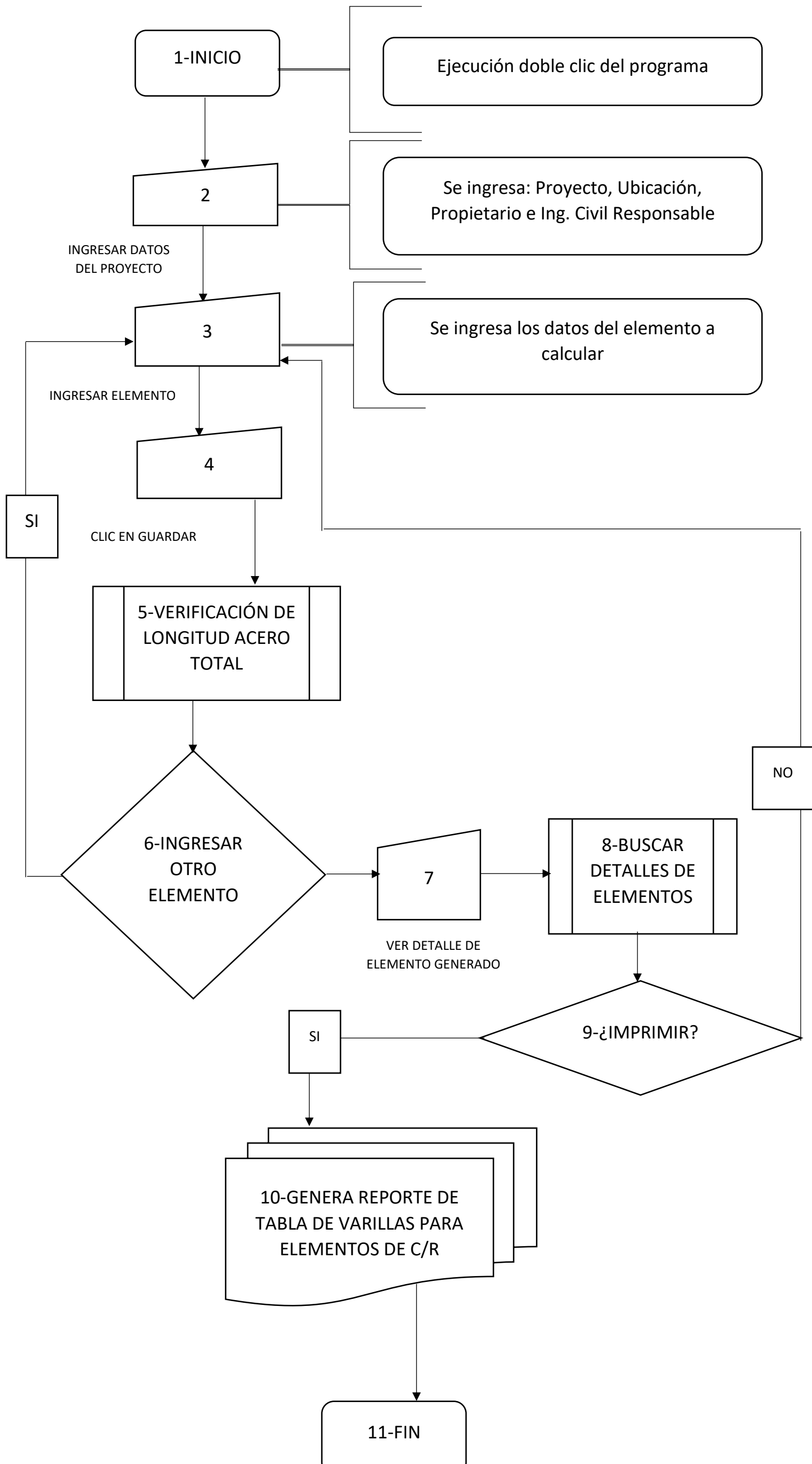
Aplicación de planos constructivos en el planteamiento de procedimientos de construcción de edificaciones

San Salvador, Universidad de El Salvador. 2013

522 p.

ANEXOS

ANEXO A
FLUJOGRAMA DE
APLICACIÓN
JHICALACERO



Flujograma de la aplicación JHICalAcero.

ANEXO B
PLANOS DE
TALLER

ANEXO B-1: ESPECIFICACIONES TECNICAS ESTRUCTURALES

- GENERALES**
- Las acotaciones se han definido a partir de planos arquitectónicos, cualquier discrepancia se consultará con la supervisión de la obra.
 - Todos las acotaciones en los planos se dan en metros, excepto la de los angulares y espesores de placas los cuales se dan en pulgadas o centímetros.
 - El director responsable de la obra y/o supervisor tendrá la responsabilidad de ordenar las pruebas de cualquier material empleado en la obra, a fin de garantizar que sean de la calidad especificada en los planos respectivos.
 - Los pruebas de materiales y del concreto deben hacerse de acuerdo con las normas de la Sociedad Americana de Pruebas y Materiales (ASTM) o según corresponda.
 - Es responsabilidad del Ingeniero o Arquitecto supervisor llevar un registro completo de las pruebas de materiales realizados, y estar siempre disponibles para revisión durante el desarrollo del proyecto y conservarlo al menos durante dos años después de la terminación de la obra.
 - Si el proyecto es alterado por adiciones, modificaciones, errores u omisiones; sin el consentimiento y la autorización escrita del diseñador estructural, se dará por relegada la responsabilidad de este.

- ACERO DE REFUERZO**
- El diámetro de las varillas se da en números, el cual corresponde a los octavos de pulgada que tiene su diámetro nominal, por ejem. $5/8" = \# 5$
 - El acero de refuerzo deberá cumplir con la especificación para varillas corrugadas de acero de lingote ASTM A615 o A706 y tendrá un esfuerzo de fluencia mínimo de 4,200 kg/cm² (grado 60) para todos los diámetros especificados.
 - Únicamente la varilla de $1/4" (\# 2)$ podrá ser lisa, con un esfuerzo de fluencia mínimo de 2,350 kg/cm² (grado 36).
 - Debera de garantizarse la resistencia a la tensión y doblado de varillas, por cada lote de varillas que sea entregado en la obra. De preferencia, deberán realizarse pruebas de Laboratorio para verificar la calidad especificada.
 - Previo a colocar el concreto, el refuerzo deberá estar debidamente colocado, libre de lodo, aceite u otros elementos, que puedan afectar adversamente su capacidad de adherencia. Se permite una oxidación ligera, con limpieza superficial.
 - La ubicación de los traslapes en vigas y columnas no se indican en los esquemas armados, será responsabilidad del constructor presentar los planos de taller de vigas y columnas en donde debe mostrarse las ubicaciones de los traslapes para la aprobación del supervisor. Para garantizar los traslapes de varillas, fuera de las zonas confinadas, podrán utilizarse varillas de 5, 9 ó 12 mt.
 - Las longitudes de traslape, para los diferentes diámetros de varillas, se indican en la tabla respectiva, así como la longitud de desarrollo de los ganchos, y radios de doblez, para 90, 135 y 180 grados.
 - Los estribos en vigas, soleras y columnas serán cerrados de una sola pieza y los extremos tendrán un gancho de 135 grados con una extensión de 6db del estribo, pero no menor de 7.5 cm. La localización del remate deberá de alternarse de una esquina a otra adyacente.
 - Las grasas complementarias deben abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblez de 135 grados en un extremo y un doblez de 90 grados en el otro extremo. Las grasas consecutivas deben tener en lados opuestos sus ganchos de 90 grados.
 - Todos los dobleces deben hacerse en frío y ningún refuerzo parcialmente ahogado debe doblarse en la obra.
 - Los recubrimientos mínimos de concreto al refuerzo serán los siguientes:

- * Lecho inferior y laterales de Zapatas, Soleras, Tensores y Vigas de Fundación, colados en contacto con el suelo: ... 7.5 cm
- * Vigas de Fundación, colados en contacto con el suelo: ... 5.0 cm
- NOTA : Si hay Suelo Cemento o Concreto de Limpieza: ... 5.0 cm
- * En las caras de los elementos en contacto con el suelo, pero colados con molde: AL ESTRIBO : ... 4.0 cm (Concreto Expuesto al clima) AL PRINCIPAL : ... 5.0 cm
- * En vigas y columnas, concreto No expuesto, AL ESTRIBO: ... 4.0 cm
- * En Losas, Paredes y Nervaduras,(No expuesto), AL ESTRIBO: ... 2.0 cm

- CONCRETO ESTRUCTURAL**
- El concreto en toda la obra será de peso volumétrico normal con una resistencia a la compresión a los 28 días de $f'_{c} = 280 \text{ kg/cm}^2$.
 - El tamaño máximo en el agregado será de $1 \frac{1}{2}"$ en zapatas y de $1"$ en vigas y columnas. La Grava a utilizar será limpia, ni boleos ni laminar, de roca triturada.
 - La arena a utilizarse deberá estar limpia y de granulometría adecuada.
 - El proporcionamiento de los materiales para el concreto, deberá de establecerse para lograr la trabajabilidad y consistencia que permita colocar el concreto dentro de los moldes y el refuerzo, sin segregación ni sangrado.
 - El cemento empleado en la dosificación, deberá cumplir con algunas especificaciones para cemento Portland tipo 1 (ASTM - C150).
 - El agua empleado en el mezclado del concreto, debe estar limpia de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, alcalinos, sales, materia orgánica y otras sustancias que puedan ser nocivas para el concreto o el acero de refuerzo.
 - El cemento y los agregados deberán almacenarse de tal manera que se prevenga su deterioro o la introducción de materia extraña; cualquier material que se haya deteriorado o contaminado, no deberá utilizarse en el concreto.
 - El curado del concreto se hará con agua, a menos que se especifique lo contrario, y deberá mantenerse a una temperatura arriba de los 10°C y en condiciones húmedas por lo menos durante los primeros 7 días.

- JUNTAS DE CONSTRUCCION**
- Las juntas de construcción deben ubicarse y realizarse de manera que no perjudiquen la resistencia de la estructura.
 - La superficie de las juntas de construcción de concreto, deberán limpiarse y picar hasta el agregado grueso, antes del nuevo colado.
 - Previo a un nuevo colado, sobre concreto menor de 28 días, deberá aplicarse una lechada rica (cemento: Agua), evitando empozamientos.
 - Todo colado sobre concreto endurecido, después de 28 días, requerirá un tratamiento especial, con un puente de adherencia epoxico.

- MAMPOSTERIA DE BLOQUES DE CONCRETO**
- Los bloques huecos de concreto deberán cumplir con las normas ASTM C-90-85.
 - Deberá garantizarse que los bloques a utilizar, tengan el ciclo de curado mínimo de 28 días, para evitar agrietamientos futuros en las paredes por efecto de las contracciones de las unidades de concreto.
 - La resistencia a la compresión de la mampostería, a los 28 días, en el área neta, no debe ser menor de $F'_m = 90 \text{ kg/cm}^2$, lo cual se garantiza si: Los bloques de concreto, a los 28 días, resisten una compresión en área neta, en promedio un $F'_p = 130 \text{ kg/cm}^2$ en la unidad.
 - El mortero a utilizarse en el pegamento de los bloques deberá cumplir con la norma ASTM C - 270 tipo M y su proporcionamiento en volumen será 1:1/4:3.5 (cemento, cal hidratada, arena) de acuerdo a lo establecido en dicha norma, que garantice una resistencia a la compresión de 120 Kg/cm^2 .
 - El concreto fluido (grout) a utilizarse en el lleno de los huecos de los bloques y soleras, deberá cumplir con los requisitos establecidos en la norma ASTM C-476, su proporcionamiento será 1:1/10:2.5:1.5 (cemento, cal hidratada, arena y chispa $3/8"$); y deberá tener un revenimiento no menor de 8 pulg., y lograr una resistencia a la compresión, a los 28 días, no menor de 140 kg/cm^2 .
 - La calidad de los agregados finos (Arena) y gruesos (Chispa) , deberá cumplir con la siguiente granulometría:

TAMAÑO DE LA MALLA	AGREGADO FINO % QUE PASA	AGREGADO GRUESO % QUE PASA
$3/8"$	--	90 - 100
No. 4	100	20 - 55
No. 8	95 - 100	5 - 30
No. 16	60 - 100	0 - 10
No. 30	35 - 70	0 - 5
No. 50	15 - 35	--
No. 100	2 - 15	--
No. 200	--	--

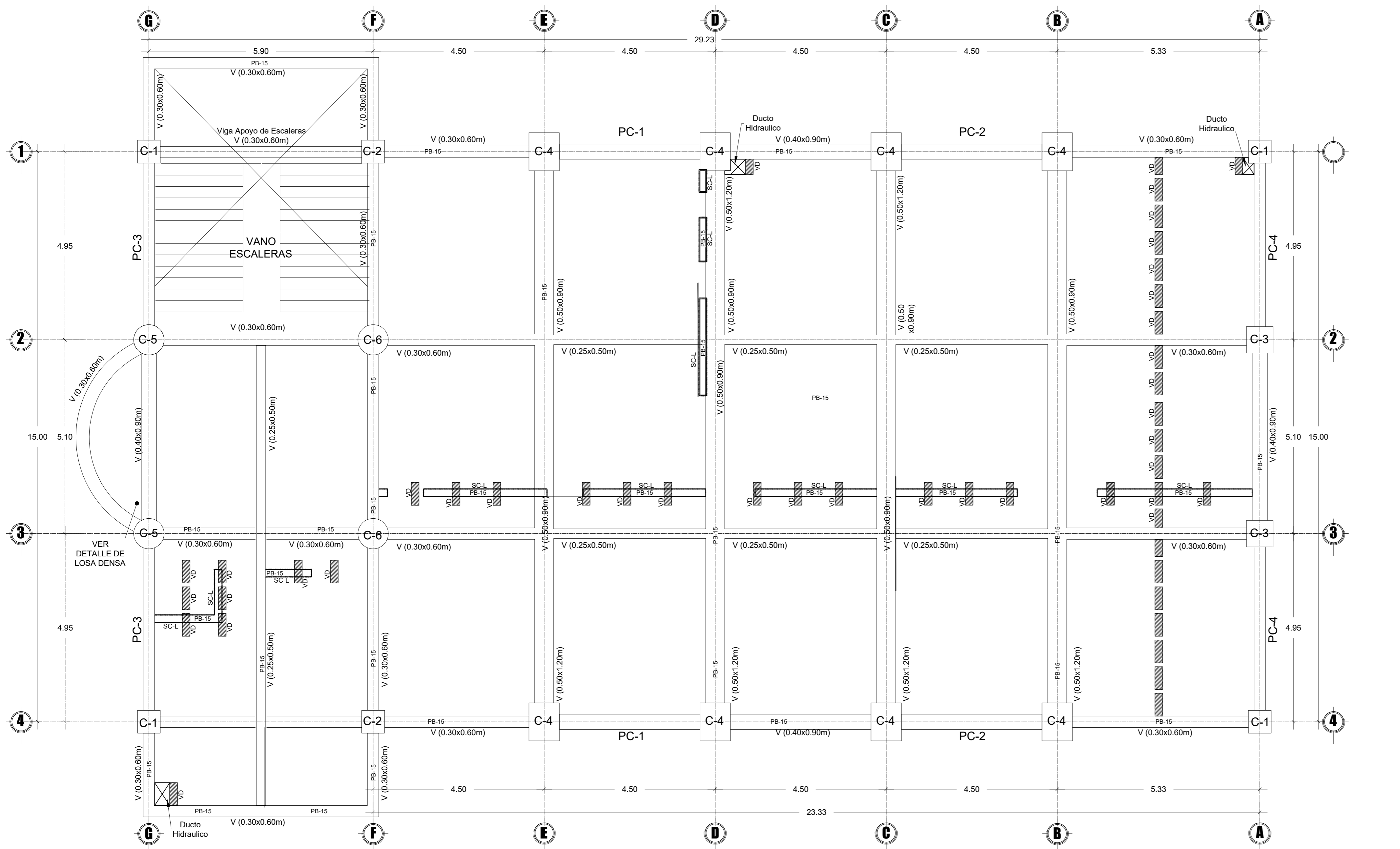
- Deberá evitarse la colocación de bloques saturados o con humedad residual, siendo aceptable un humedecimiento superficial, previo a la colocación, de las unidades en clima caluroso. Para garantizar un adecuado pegamento de las unidades deberá curarse, con rocío, el mortero colocado; por intervalos, durante las siguientes 24 horas.
- Las juntas de mortero deben tener un espesor de $10 \text{ mm} \pm 3 \text{ mm}$, se recomienda que las unidades sean colocadas en arreglo cuatrapiado y deberá evitarse el arreglo de juntas verticales coincidentes.
- Previo a la colocación del concreto fluido, las celdas a llenar, deberán estar limpias, y sin rebabas salientes mayores de 10 mm . ($3/8"$)
- El lleno de bastones recomendado será de mediana altura, idealmente antes de la colocación de la solera intermedia, cuidando que el colado quede 2 cm . por abajo del nivel de solera o abajo de la sisa para el siguiente colado.
- El lleno de bastones y/o soleras de bloques se realizará después que el mortero con que se pegan las unidades cumpla como mínimo 24 horas .
- La mano de obra deberá ser de buena calidad y las paredes se construirán a plomo y a nivel.

- Los recubrimientos de protección para el acero de refuerzo en paredes de bloque de concreto es el siguiente:
- Protección del refuerzo en bastones y soleras - - - - - 5.0 cm
- Protección de refuerzo horizontal en la junta - - - - - 1.5 cm
- Los Ganchos de anclaje para varillas son los mismos indicados en los cuadros de detallado de varillas.
- Todos las varillas, sin excepción, terminaran con un gancho de anclaje, lo mas adentro posible, en el elemento de anclaje de extremo.
- Los traslapes para el refuerzo en la mampostería sera de: #2 lisa = 60 cm, #3 G60 = 60 cm y #4 G60 = 80 cm.

- SUELO DE CIMENTACION**
- La capacidad de carga del suelo para cimentar será:
 - a) Fundaciones principales Edificio A Qad =2.5 Kg/cm².
 - b) Soleras de paredes de bloque de concreto. Qad =1.0 Kg/cm².

- En la Planta de Fundaciones se indican las profundidades de restitución con Suelo-cemento (20:1) para lograr la capacidad de carga.
- Las restituciones a realizarse, se harán con material exento de materia orgánica, aprobado por el laboratorio, obteniéndose como mínimo un 95 % de la densidad máxima alcanzada en el laboratorio de acuerdo a la norma
- La capacidad de carga del suelo para cimentar, deberá ser garantizada con pruebas de penetración de fondo en las cimentaciones. ASTM-1557 o AASHTO T - 180.

REGLAMENTOS DE DISEÑO	CARGAS PARA ANALISIS ESTRUCTURAL
<ul style="list-style-type: none"> * REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES. * NORMA TECNICA PARA DISEÑO POR SISMO Ministerio de Obras Publicas, El Salvador, 1997 * REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO, ACI 318-08 Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto American Concrete Institute * MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO, 1987 Instituto Mexicano de la Construcción en Acero American Institute of Steel Construction, AISC, 8a. Edición. * DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE BLOQUES DE CONCRETO, ACI 531-2005 Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto American Concrete Institute 	<ul style="list-style-type: none"> * CARGAS PERMANENTES: Peso Propio de los Materiales Estructurales, y de las Instalaciones de Ocupación. * CARGAS VARIABLES : CARGA VIVA MAXIMA Kg/m² <ul style="list-style-type: none"> - Estacionamiento 250 - Zona usos varios 350 - Escaleras 350 * CARGAS ACCIDENTALES :DISEÑO POR SISMO <ul style="list-style-type: none"> - Factor de Zonificación Sísmica = ZONA 1 - Coeficiente de Sitio= Perfil de Suelo "S2" - Factor de Importancia = CATEGORIA II (Edificio de Ocupación Especial) - Sistema Estructural = SISTEMA "c" MARCOS DE ACERO ARRIOSTRADOS CONCENTRICAMENTE



ESQUEMA DE UBICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Sin Esc.

PRESENTA _____

PROPIETARIO _____

PROYECTO _____

UBICACION _____

AREA _____

ESCALA INDICADAS _____

FECHA _____

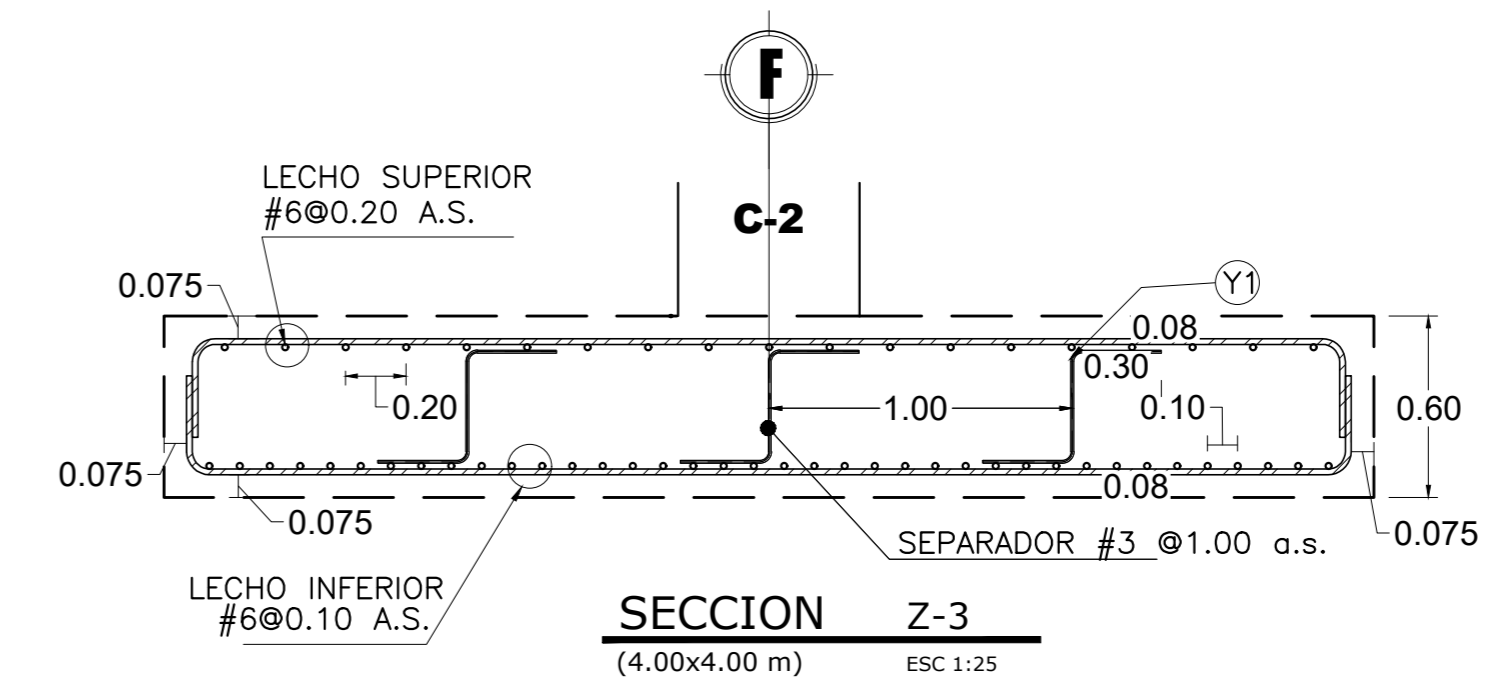
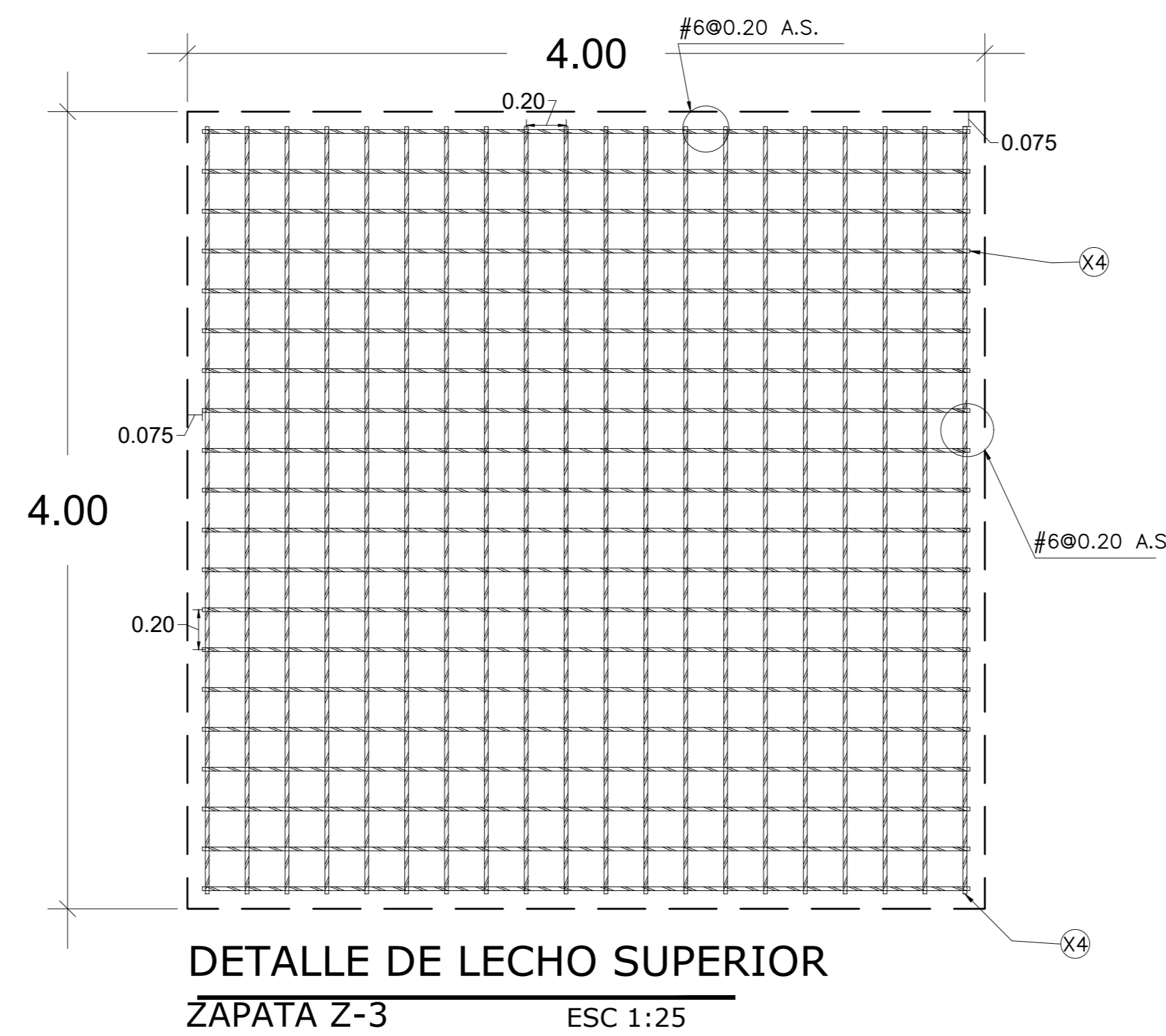
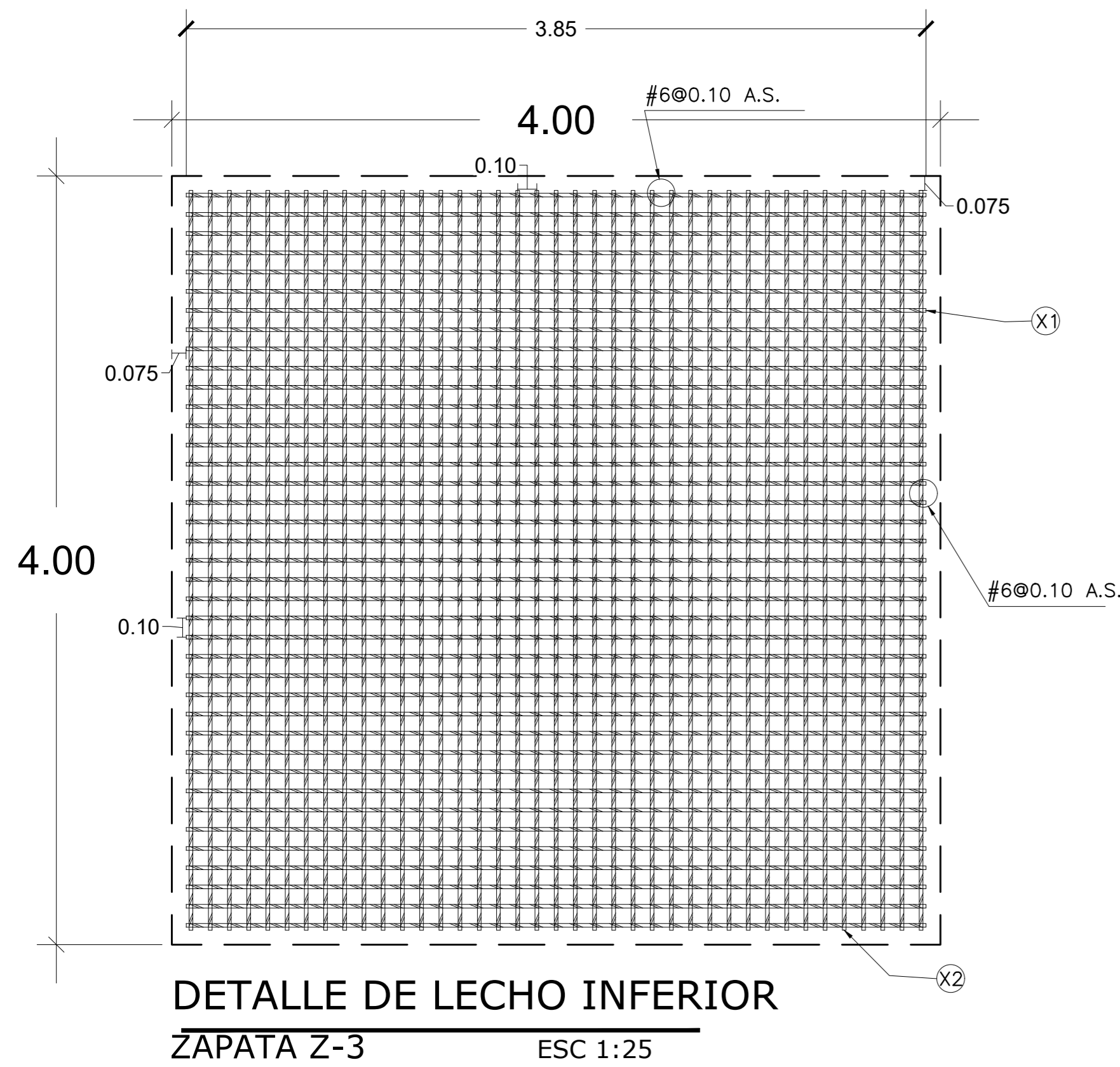
PROFESIONALES RESPONSABLES
 DISEÑO ARQUITECTONICO ARQ. _____
 DISEÑO ESTRUCTURAL ING. _____

DIBUJO ARQ. _____

HOJA T-0

SELLOS

ANEXO B-2: PLANO DE TALLER DE ZAPATA Z-3



martes, 21 de abril de 2020 10:18

Proyecto:
Ubicación:
Propietario:
Ing. Responsable:

EDIFICIO AGRONOMÍA
FACULTAD DE AGRONOMÍA, UES
UES
UES
Plano de taller del elemento: Zapata Z3

martes, 21 de abril de 2020 10:18

image	Codigo_detalle	Numero_varilla	Longitud_Varilla	Cantidad	Longitud_Total
	X1	#6	389.00	39.00	15171.00
	X2	#6	389.00	39.00	15171.00
	X3	#6	389.00	20.00	7780.00
image	Codigo_detalle	Numero_varilla	Longitud_Varilla	Cantidad	Longitud_Total
	X4	#6	389.00	20.00	7780.00
	Y1	#3	100.50	9.00	904.50

PRESENTA

PROPIETARIO

PROYECTO

UBICACION

AREA

ESCALA INDICADAS

FECHA

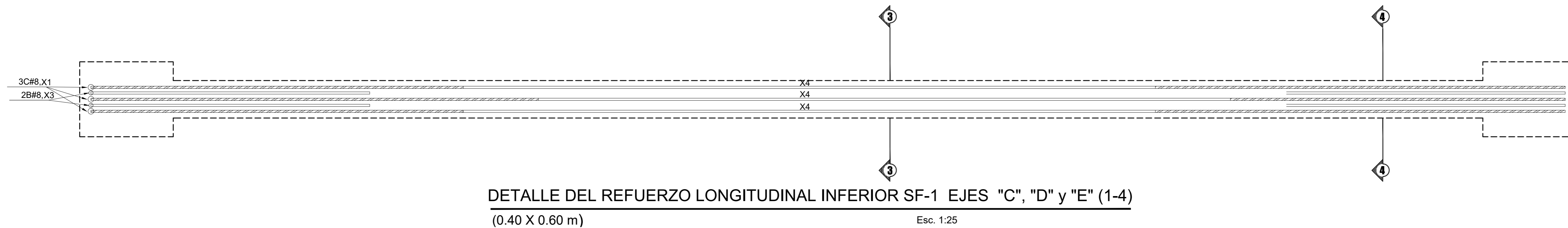
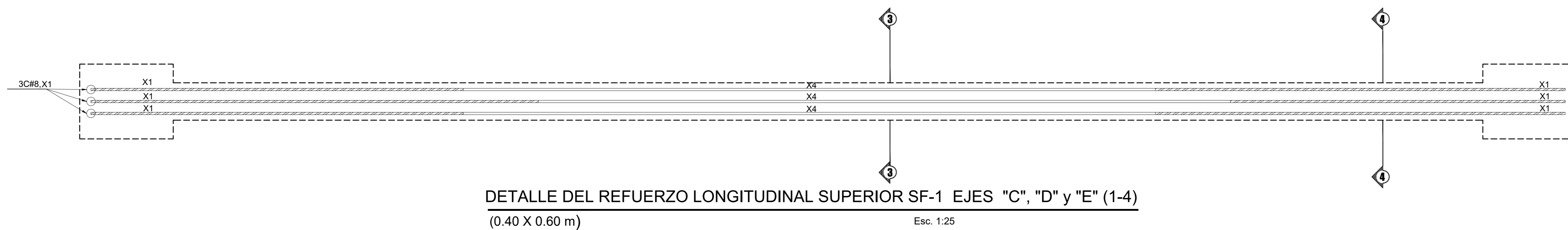
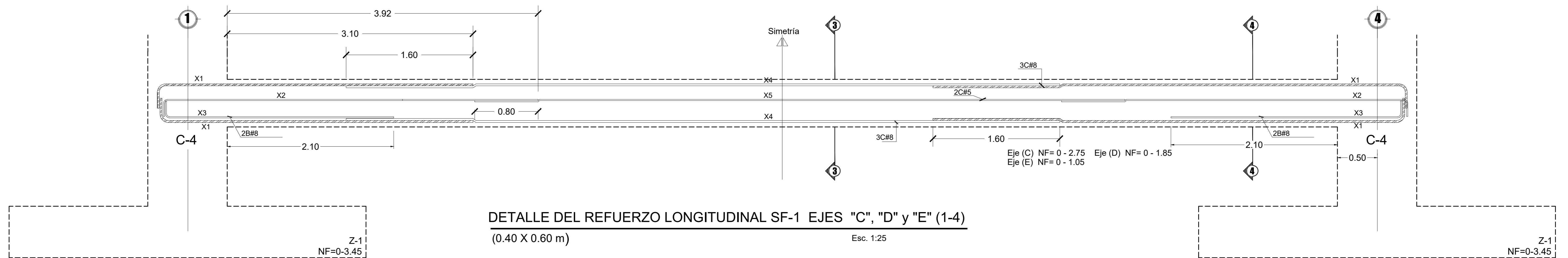
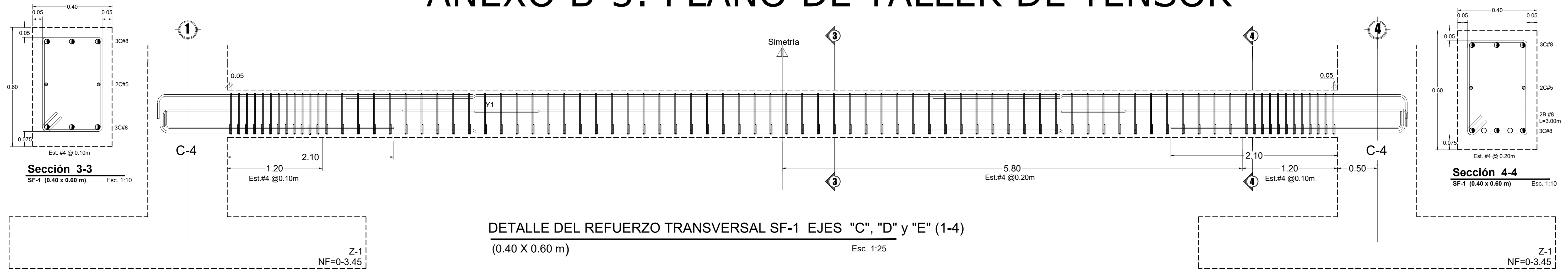
PROFESIONALES RESPONSABLES
DISEÑO ARQUITECTONICO
ARQ. _____
DISEÑO ESTRUCTURAL
ING. _____

DIBUJO
ARQ. _____

HOJA
T-1

SELLOS

ANEXO B-3: PLANO DE TALLER DE TENSOR



PRESENTA
PROPIETARIO
PROYECTO
UBICACION
AREA
ESCALA INDICADAS
FECHA
PROFESIONALES RESPONSABLES DISEÑO ARQUITECTONICO ARQ. _____ DISEÑO ESTRUCTURAL ING. _____
DIBUJO ARQ. _____
HOJA T-2

SELLOS

Proyecto:
Ubicación:
Propietario:
Ing. Responsable:

EDIFICIO AGRONOMÍA
FACULTAD DE AGRONOMÍA, UES
UES
UES
Plano de taller del elemento: Tensor T:C;1-4

martes, 21 de abril de 2020 10:51

image	Codigo_detalle	Numero_vari- llas	Longitud_Vari- llas	Cantidad	Longitud_Tot- al
	X1	#8	390.00	12.00	4680.00
	X2	#5	442.50	4.00	1770.00
	X3	#8	202.00	4.00	808.00

martes, 21 de abril de 2020 10:51

image	Codigo_detalle	Numero_vari- llas	Longitud_Vari- llas	Cantidad	Longitud_Tot- al
	X4	#8	900.00	6.00	5400.00
	X5	#5	820.00	2.00	1640.00
	Y1	#3	171.50	82.00	14063.00

PRESENTA

PROPIETARIO

PROYECTO

UBICACION

AREA

ESCALA

INDICADAS

FECHA

PROFESIONALES RESPONSABLES

DISEÑO ARQUITECTÓNICO

ARQ. _____

DISEÑO ESTRUCTURAL

ING. _____

DIBUJÓ

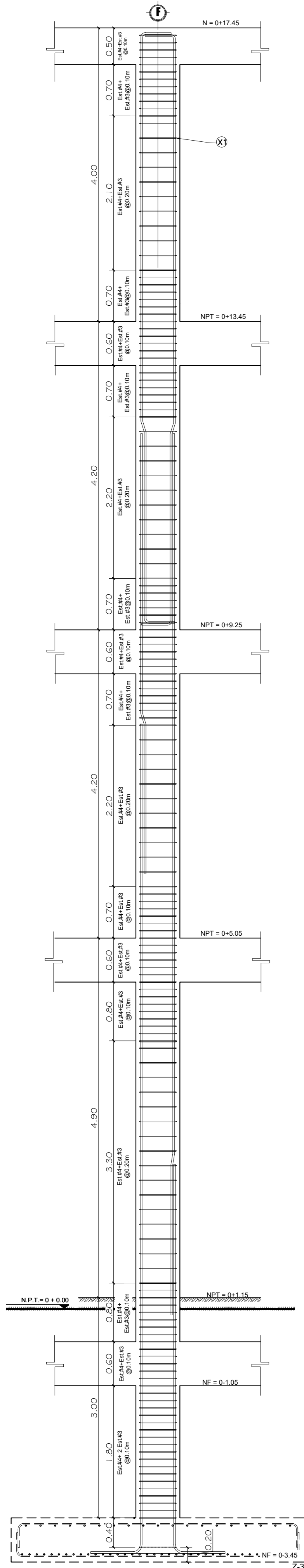
ARQ. _____

HOJA

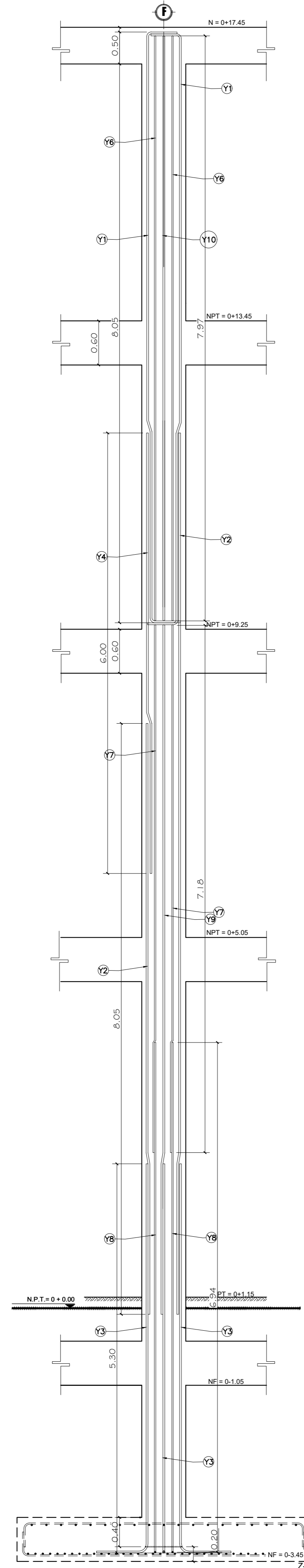
T-3

SELLOS

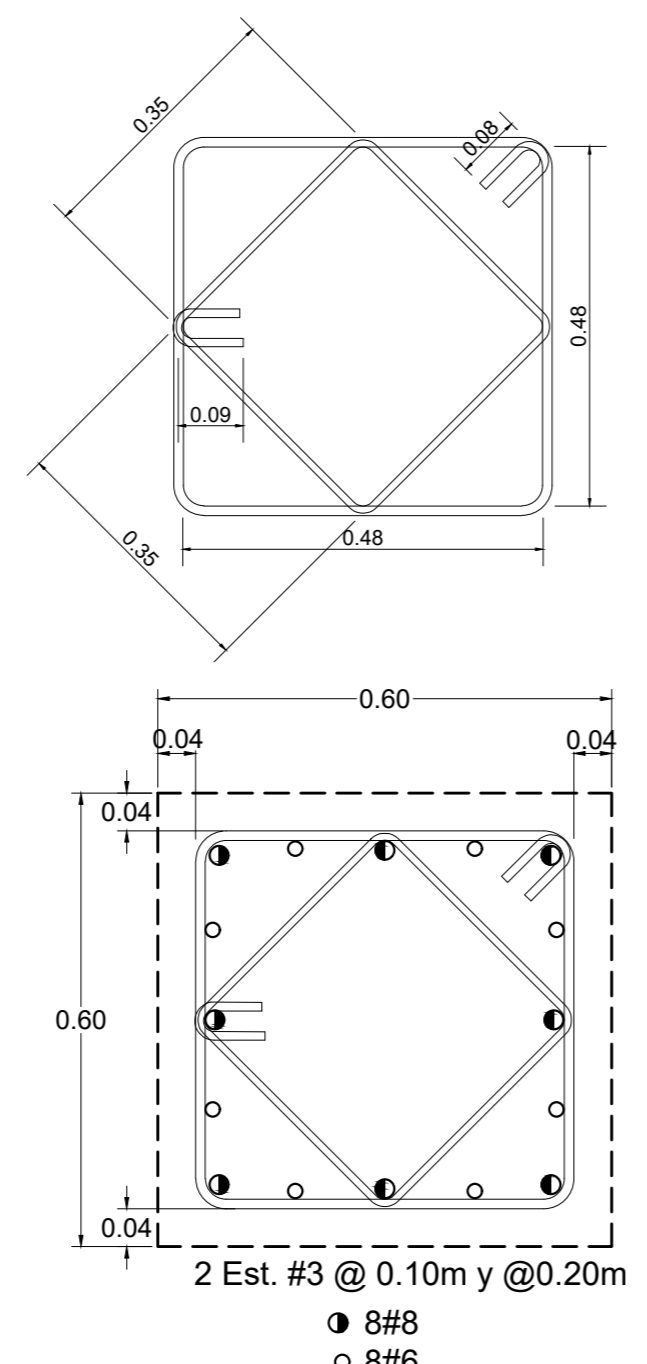
ANEXO B-4: PLANO DE TALLER DE COLUMNA C-2



DETALLE DEL REFUERZO TRANSVERSAL. C-2
(60X60 cm) ESC 1:50



DETALLE DEL REFUERZO LONGITUDINAL DE LOS 4 LADOS LATERALES. C-2
(60X60 cm) ESC 1:50



SECCION C-2
(0.60 X 0.60 m) Esc. 1:10

Proyecto: EDIFICIO AGRONOMÍA
Ubicación: FACULTAD DE AGRONOMÍA, UES
Propietario: UES
Ing. Responsable:

martes, 21 de abril de 2020 13:11
Plano de taller del elemento: Columna C2

image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot	image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot
	Y1	#8	866.00	6.00	5196.00		Y4	#8	600.00	3.00	1800.00
	Y2	#8	1200.00	6.00	7200.00		Y5	#8	850.00	3.00	2550.00
	Y3	#8	584.00	8.00	4672.00		Y6	#6	843.00	8.00	6743.00

image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot	image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot
	Y7	#6	718.00	8.00	5744.00		Y10	#8	858.00	4.00	3432.00
	Y8	#6	729.50	6.00	4378.00		X1	#3	219.50	310.00	68045.00
	Y9	#8	999.00	4.00	3996.00						

PRESENTA

PROPIETARIO

PROYECTO

UBICACION

AREA

ESCALA INDICADAS

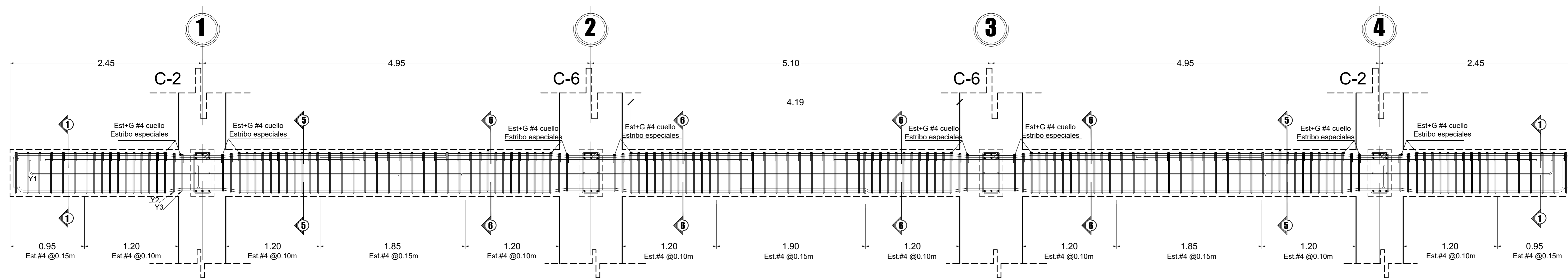
FECHA

PROFESIONALES RESPONSABLES
DISEÑO ARQUITECTONICO
ARQ. _____
DISEÑO ESTRUCTURAL
ING. _____

DIBUJO
ARQ. _____

HOJA
T-4

SELLOS

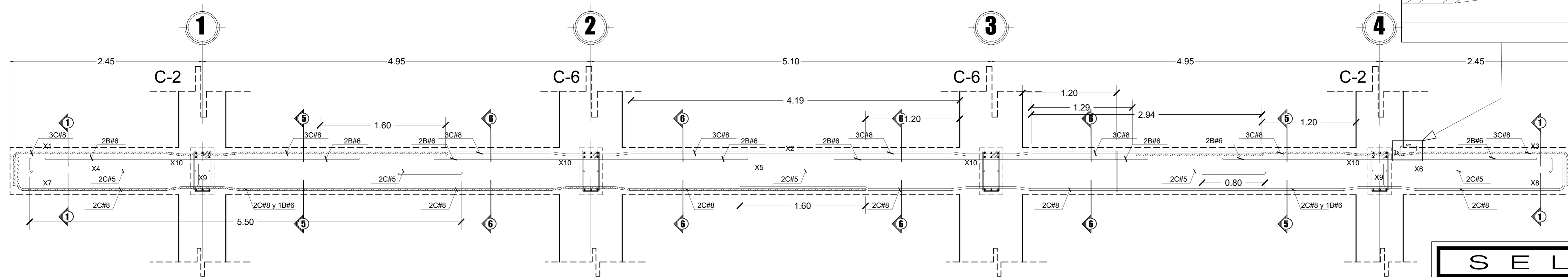


DETALLE DEL REFUERZO TRANSVERSAL EJES "F"

(0.30 X 0.60 m)

Esc. 1:25

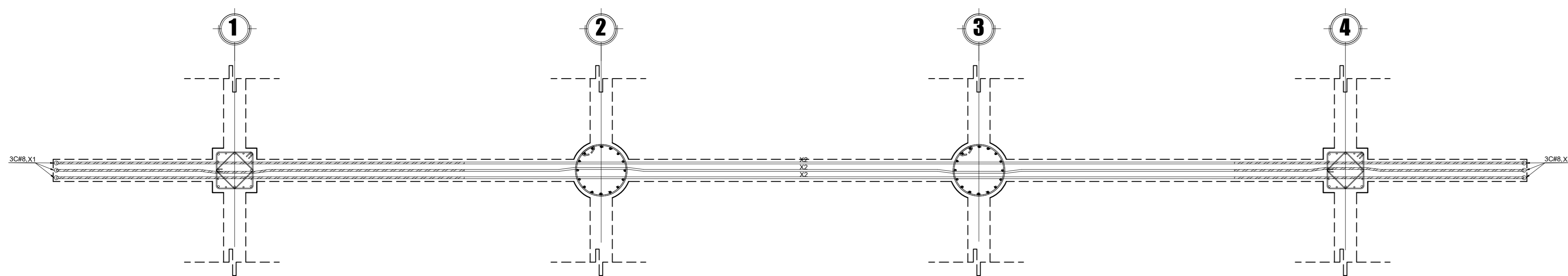
ANEXO B-5: PLANO DE TALLER DE VIGA EJE F



DETALLE DEL REFUERZO LONGITUDINAL EJES "F"

(0.30 X 0.60 m)

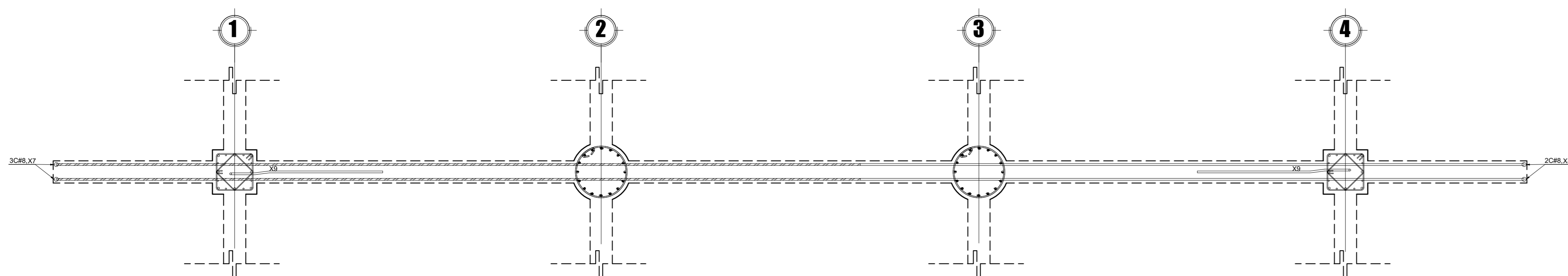
Esc. 1:25



DETALLE DEL REFUERZO LONGITUDINAL SUPERIOR EJES "F"

(0.20 X 0.60 m)

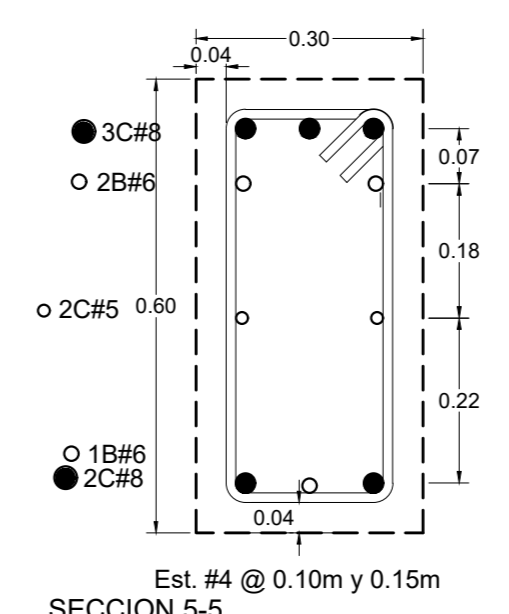
Esc. 1:40



DETALLE DEL REFUERZO LONGITUDINAL INFERIOR EJES "F"

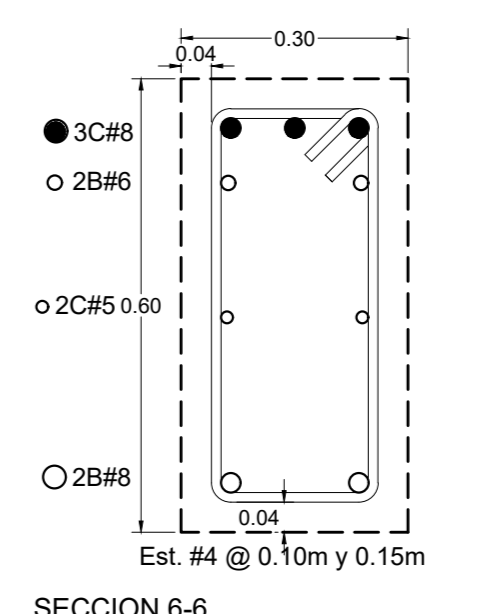
(0.20 X 0.60 m)

Esc. 1:40



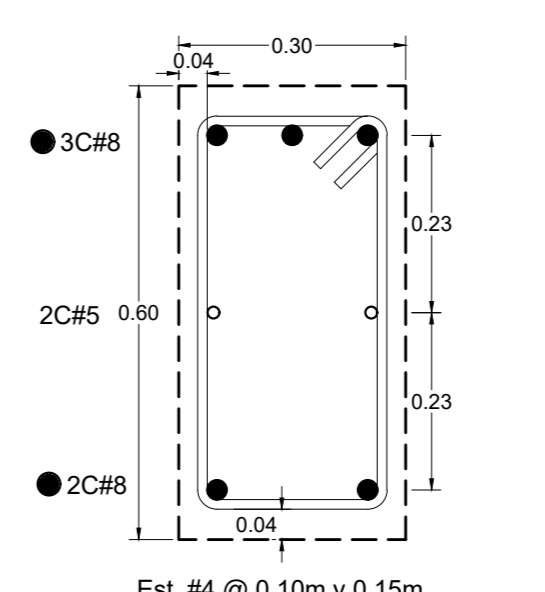
SECCION 5-5

Esc. 1:10



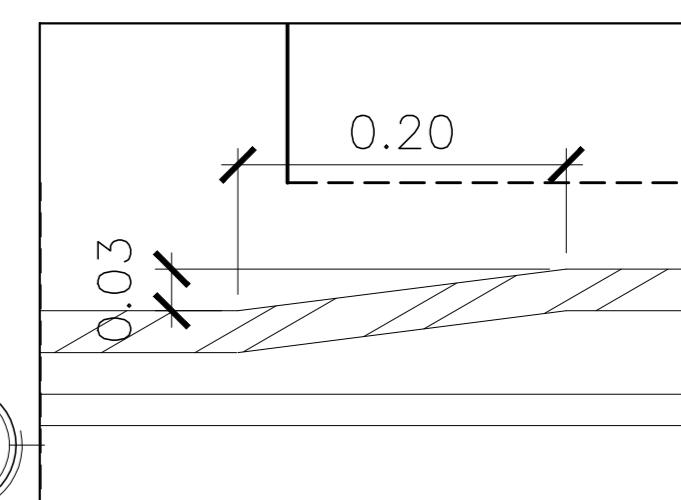
SECCION 6-6

Esc. 1:10



SECCION 1-1

Esc. 1:10



PRESENTA
PROPIETARIO
PROYECTO
UBICACION
AREA
ESCALA INDICADAS
FECHA
PROFESIONALES RESPONSABLES
DISEÑO ARQUITECTONICO
ARQ.
DISEÑO ESTRUCTURAL
ING.
DIBUJO
ARQ.
HOJA
T-5

SELLOS

Proyecto: EDIFICIO AGRONOMÍA
 Ubicación: FACULTAD DE AGRONOMÍA, UES
 Propietario: UES
 Ing. Responsable: UES
 Plano de taller del elemento: Viga V:EJE F

image	Codigo_detalle	Numero_vari- lla	Longitud_Vari- lla	Cantidad	Longitud_Tot- al	image	Codigo_detalle	Numero_vari- lla	Longitud_Vari- lla	Cantidad	Longitud_Tot- al	image	Codigo_detalle	Numero_vari- lla	Longitud_Vari- lla	Cantidad	Longitud_Tot- al
	X1	#8	585.50	3.00	1756.50		X4	#5	595.50	2.00	1191.00		X7	#8	1153.00	2.00	2306.00
	X2	#8	1200.00	3.00	3600.00		X5	#5	1100.00	2.00	2200.00		X8	#8	1123.00	2.00	2246.00
	X3	#8	623.00	3.00	1869.00		X6	#5	491.50	2.00	983.00		X9	#6	152.50	2.00	306.00

image	Codigo_detalle	Numero_vari- lla	Longitud_Vari- lla	Cantidad	Longitud_Tot- al	image	Codigo_detalle	Numero_vari- lla	Longitud_Vari- lla	Cantidad	Longitud_Tot- al
	X10	#6	290.00	10.00	2900.00		Y3	#3	151.50	8.00	1212.00
	Y1	#3	159.50	138.00	22011.00						
	Y2	#3	155.50	8.00	1244.00						

PRESENTA

PROPIETARIO

PROYECTO

UBICACION

AREA

ESCALA INDICADAS

FECHA

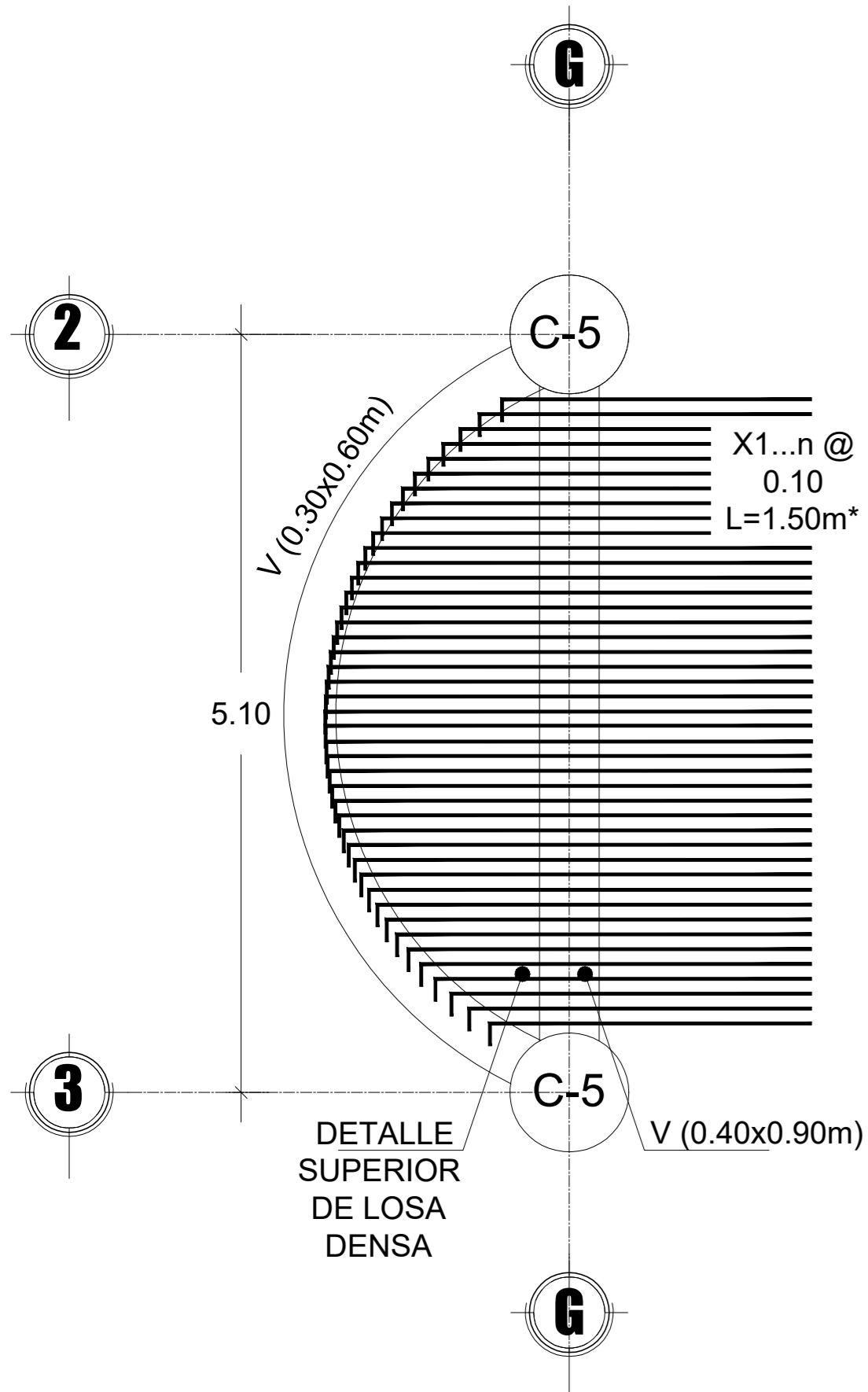
PROFESIONALES RESPONSABLES
 DISEÑO ARQUITECTÓNICO
 ARQ. _____
 DISEÑO ESTRUCTURAL
 ING. _____

DIBUJO
 ARQ. _____

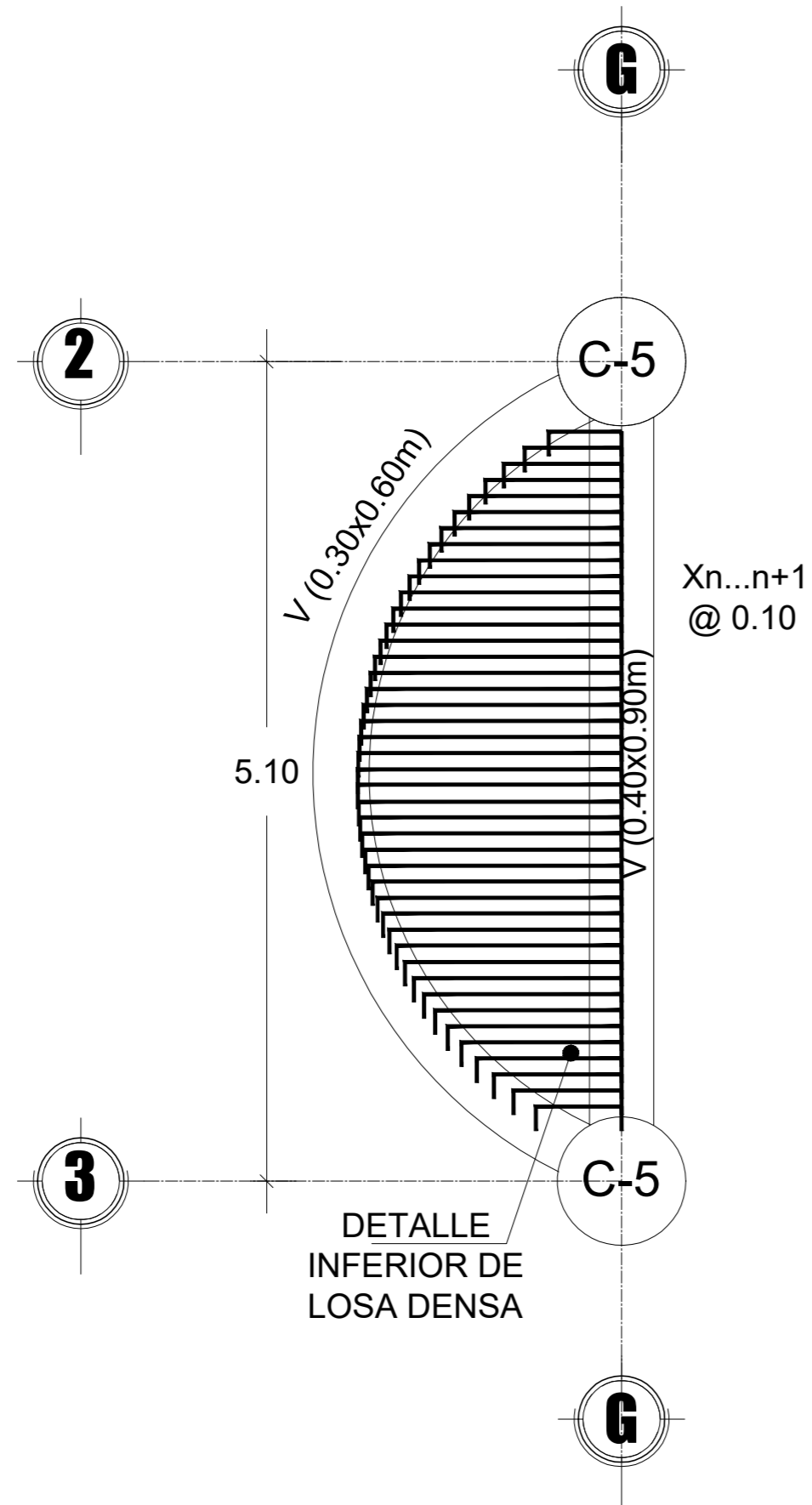
HOJA
 T-6

SELLOS

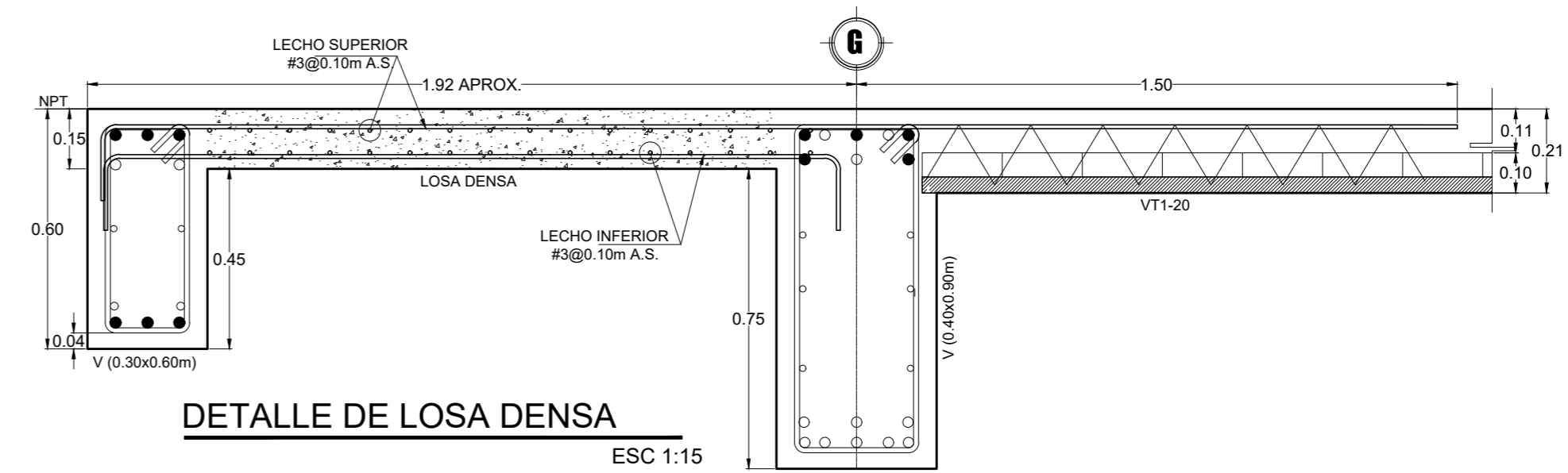
ANEXO B-6: PLANO DE TALLER DE LOSA DENSA



DETALLE SUPERIOR E INFERIOR DE LOSA DENSA
ESC 1:15



DETALLE SUPERIOR E INFERIOR DE LOSA DENSA
ESC 1:15



DETALLE DE LOSA DENSA
ESC 1:15

PRESENTA
PROPIETARIO
PROYECTO
UBICACION
AREA
ESCALA INDICADAS
FECHA
PROFESIONALES RESPONSABLES DISEÑO ARQUITECTONICO ARQ. _____ DISEÑO ESTRUCTURAL ING. _____
DIBUJO ARQ. _____
HOJA T-7

Proyecto: EDIFICIO AGRONOMÍA
Ubicación: FACULTAD DE AGRONOMÍA, UES
Propietario: UES
Ing. Responsable: UES
martes, 21 de abril de 2020 11:36
Plano de taller del elemento: Losa densa LD:G;1-3

martes, 21 de abril de 2020 11:36

martes, 21 de abril de 2020 11:36

image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot	image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot	image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot
	X1	#3	224.00	2.00	448.00		X4	#3	264.00	2.00	528.00		X7	#3	291.00	2.00	582.00
	X2	#3	239.00	2.00	478.00		X5	#3	274.00	2.00	548.00		X8	#3	298.00	2.00	596.00
	X3	#3	252.00	2.00	504.00		X6	#3	283.00	2.00	566.00		X9	#3	305.00	2.00	610.00

SELLOS

martes, 21 de abril de 2020 11:36

martes, 21 de abril de 2020 11:36

martes, 21 de abril de 2020 11:36

image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot	image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot	image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot
	X10	#3	311.00	2.00	622.00		X13	#3	325.00	2.00	650.00		X16	#3	335.00	2.00	670.00
	X11	#3	316.00	2.00	632.00		X14	#3	329.00	2.00	658.00		X17	#3	338.00	2.00	676.00
	X12	#3	321.00	2.00	642.00		X15	#3	332.00	2.00	664.00		X18	#3	339.00	2.00	678.00

martes, 21 de abril de 2020 11:36

martes, 21 de abril de 2020 11:36

martes, 21 de abril de 2020 11:36

image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot	image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot	image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot
	X19	#3	341.00	2.00	682.00		X22	#3	68.00	2.00	136.00		X25	#3	308.00	2.00	616.00
	X20	#3	342.00	2.00	684.00		X23	#3	83.00	2.00	166.00		X26	#3	118.00	2.00	236.00
	X21	#3	343.00	3.00	1029.00		X24	#3	96.00	2.00	192.00		X27	#3	127.00	2.00	254.00

PRESENTA

PROPIETARIO

PROYECTO

UBICACION

AREA

ESCALA INDICADAS

FECHA

PROFESIONALES RESPONSABLES
 DISEÑO ARQUITECTÓNICO
 ARQ. _____
 DISEÑO ESTRUCTURAL
 ING. _____

DIBUJO
 ARQ. _____

HOJA
 T-8

SELLOS

martes, 21 de abril de 2020 11:36

martes, 21 de abril de 2020 11:36

martes, 21 de abril de 2020 11:36

image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot	image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot	image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot
	X28	#3	135.00	2.00	270.00		X31	#3	155.00	2.00	310.00		X34	#3	169.00	2.00	338.00
	X29	#3	142.00	2.00	284.00		X32	#3	160.00	2.00	320.00		X35	#3	173.00	2.00	346.00
	X30	#3	149.00	2.00	298.00		X33	#3	165.00	2.00	330.00		X36	#3	176.00	2.00	352.00

martes, 21 de abril de 2020 11:36

martes, 21 de abril de 2020 11:36

martes, 21 de abril de 2020 11:36

image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot	image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot	image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot
	X37	#3	179.00	2.00	358.00		X40	#3	185.00	2.00	370.00		Y1	#3	114.00	1.00	114.00
	X38	#3	182.00	2.00	364.00		X41	#3	194.00	2.00	388.00		Y2	#3	189.00	1.00	189.00
	X39	#3	183.00	2.00	366.00		X42	#3	187.00	3.00	560.50		Y3	#3	238.00	1.00	238.00

PRESENTA

PROPIETARIO

PROYECTO

UBICACION

AREA

ESCALA INDICADAS

FECHA

PROFESIONALES RESPONSABLES

DISEÑO ARQUITECTONICO

ARQ. _____

DISEÑO ESTRUCTURAL

ING. _____

DIBUJO

ARQ. _____

HOJA

T-9

SELLOS

martes, 21 de abril de 2020 11:36

martes, 21 de abril de 2020 11:36

martes, 21 de abril de 2020 11:36

image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot	image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot	image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot
	Y4	#3	275.00	1.00	275.00		Y7	#3	247.00	1.00	247.00		Y10	#3	414.00	1.00	414.00
	Y5	#3	307.00	1.00	307.00		Y8	#3	378.00	1.00	378.00		Y11	#3	429.00	1.00	429.00
	Y6	#3	334.00	1.00	334.00		Y9	#3	397.00	1.00	397.00		Y12	#3	442.00	1.00	442.00

martes, 21 de abril de 2020 11:36

image	Codigo_detalle	Numero_vari	Longitud_Vari	Cantidad	Longitud_Tot
	Y13	#3	455.00	1.00	455.00
	Y14	#3	466.00	1.00	466.00
	Y15	#3	475.00	1.00	475.00

PRESENTA

PROPIETARIO

PROYECTO

UBICACION

AREA

ESCALA INDICADAS

FECHA

PROFESIONALES RESPONSABLES

DISEÑO ARQUITECTONICO

ARQ. _____

DISEÑO ESTRUCTURAL

ING. _____

DIBUJÓ

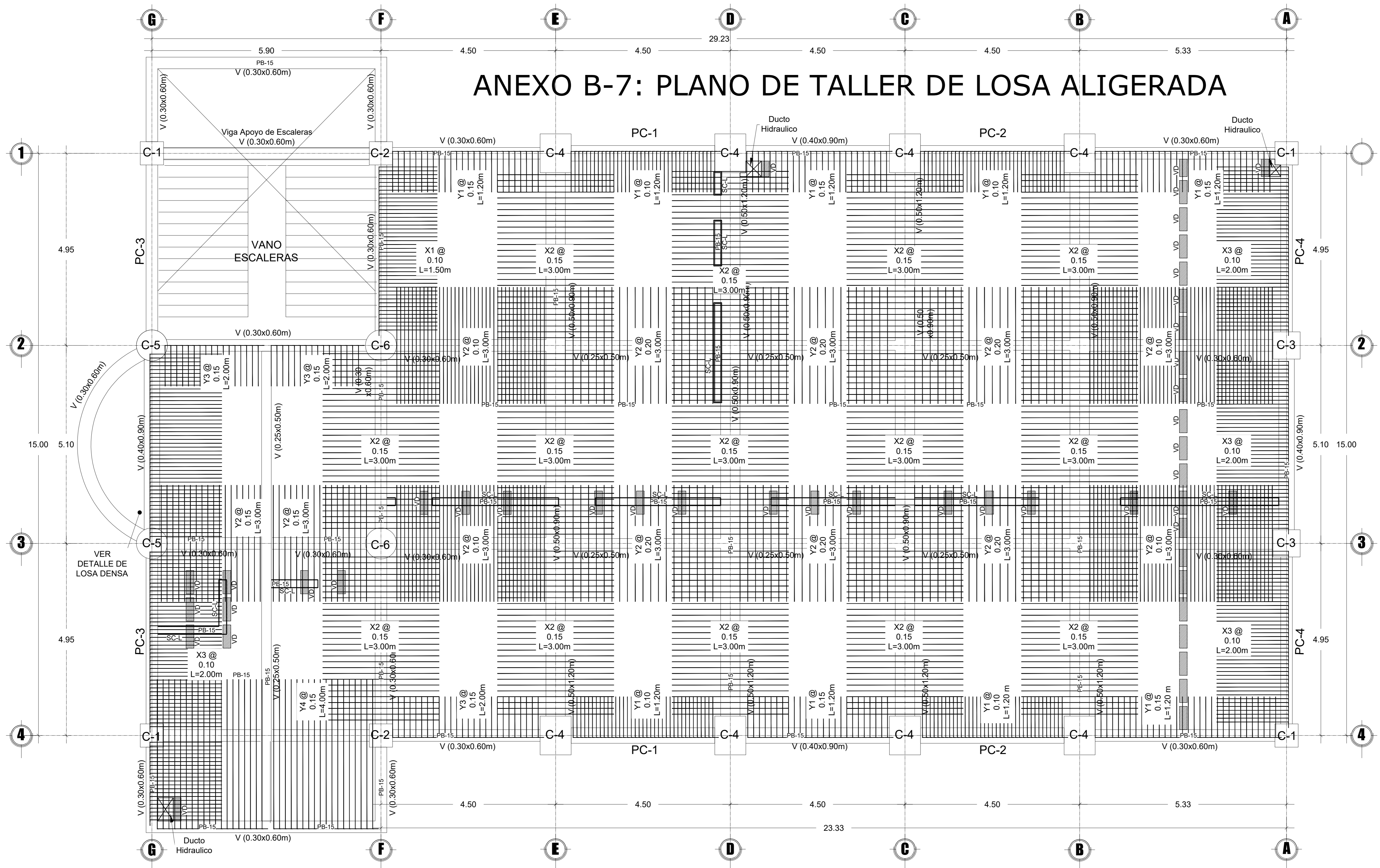
ARQ. _____

HOJA

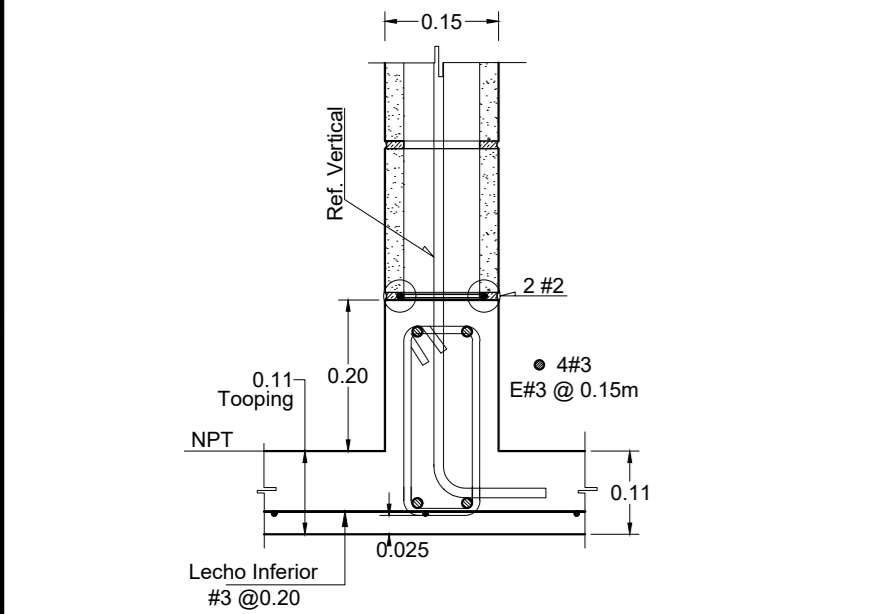
T-10

SELLOS

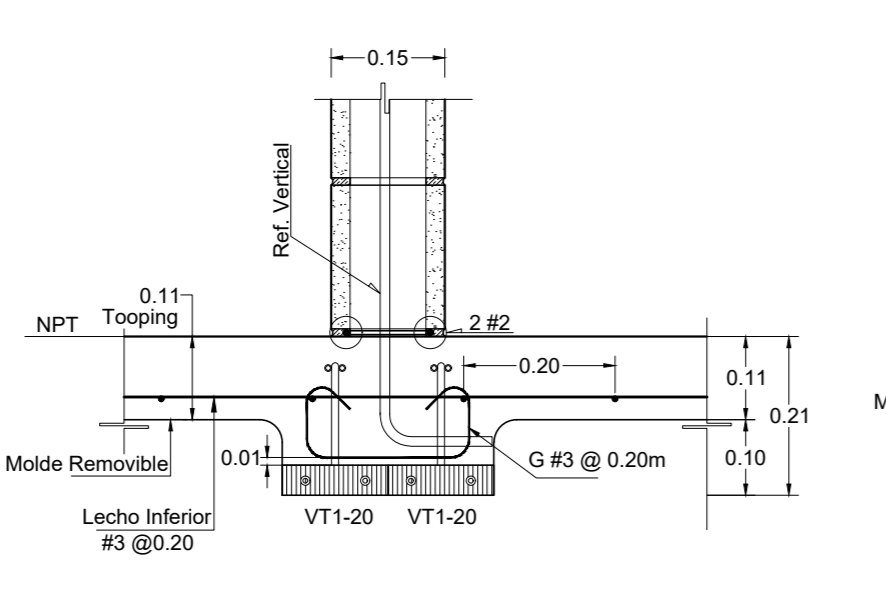
ANEXO B-7: PLANO DE TALLER DE LOSA ALIGERADA



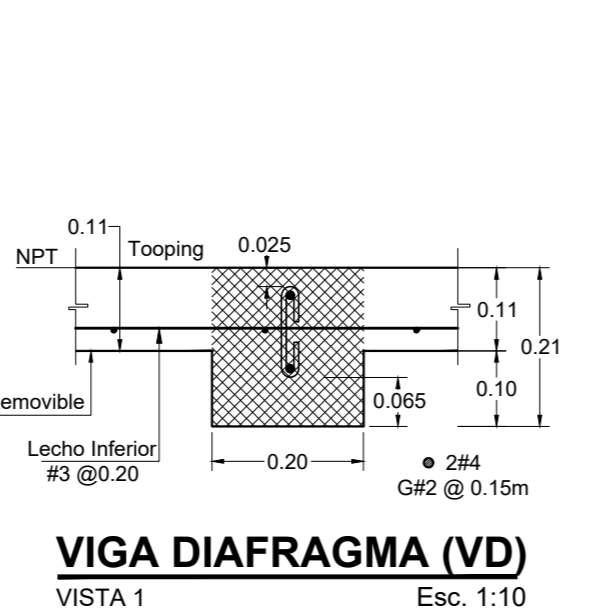
PLANTA DE DETALLE DE BASTONEADO EN LOSA VT1-20
N.P.T.= 0 + 5.05
Esc. 1:50



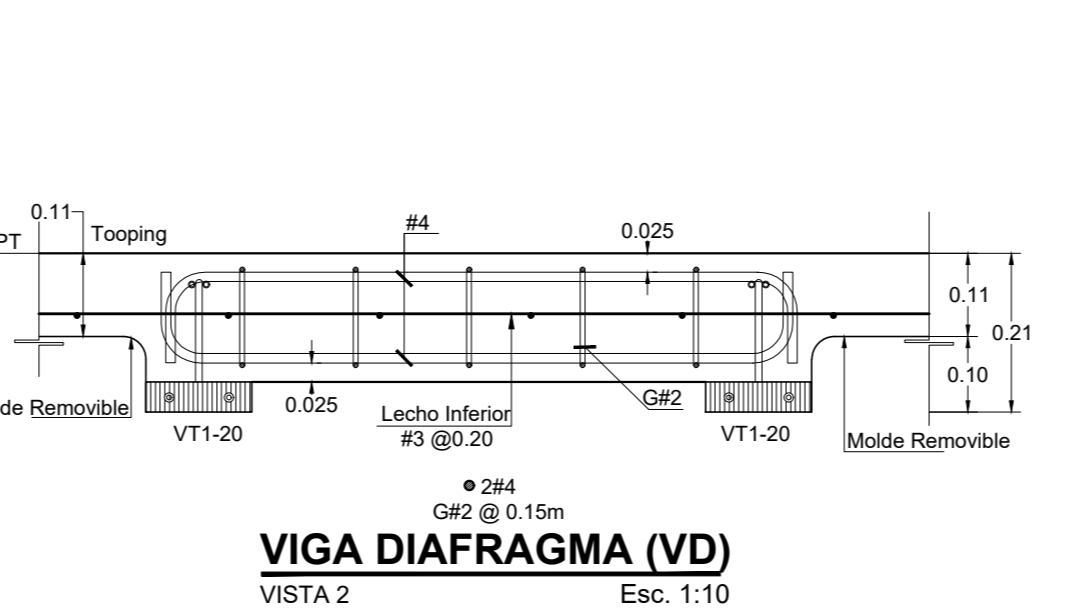
VIGA DE FUNDACION EN LOSA (SC-L)
Esc. 1:10



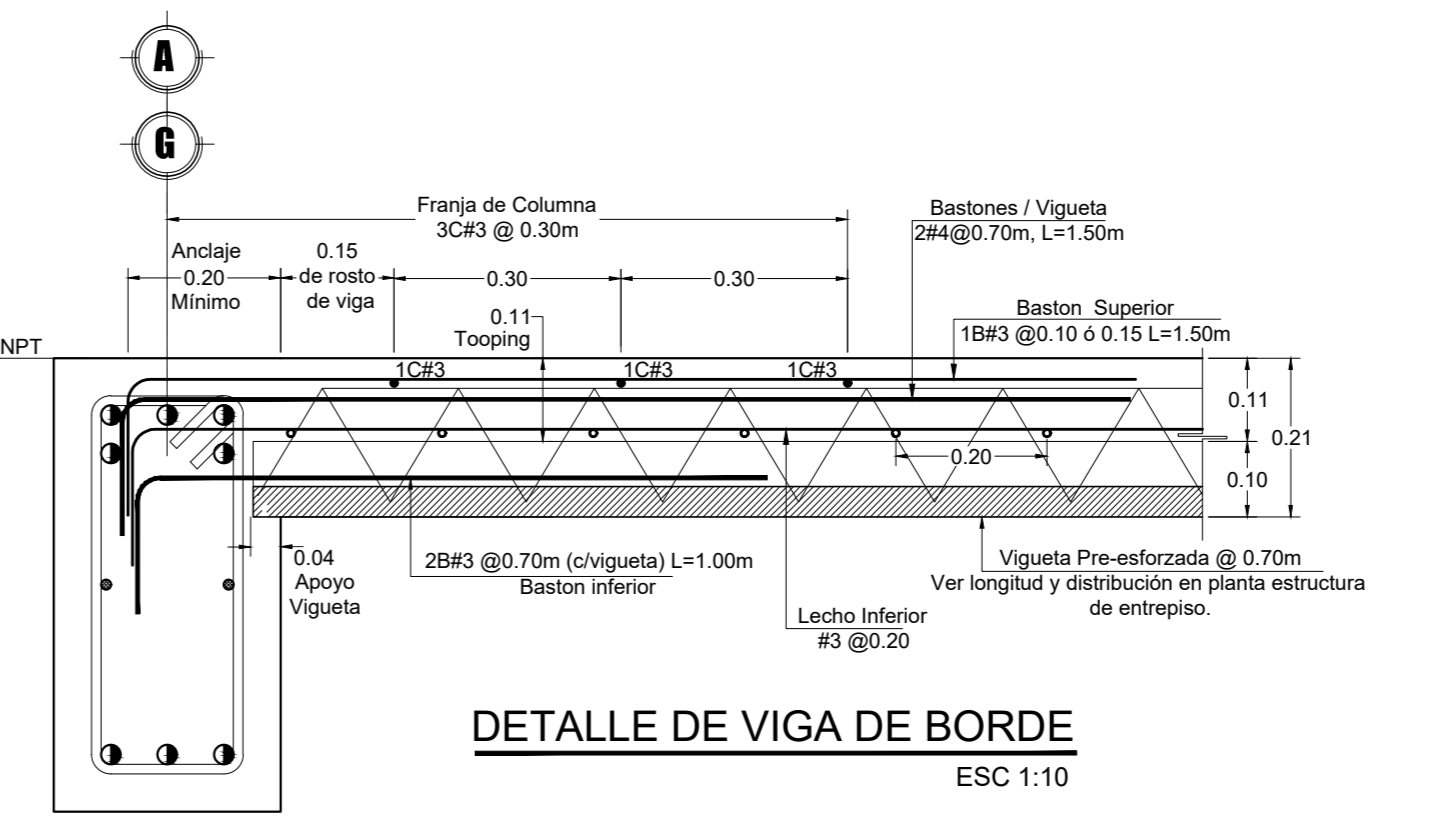
DETALLE DE DOBLE VIGUETA
Esc. 1:10



VIGA DIAFRAGMA (VD) VISTA 1
Esc. 1:10



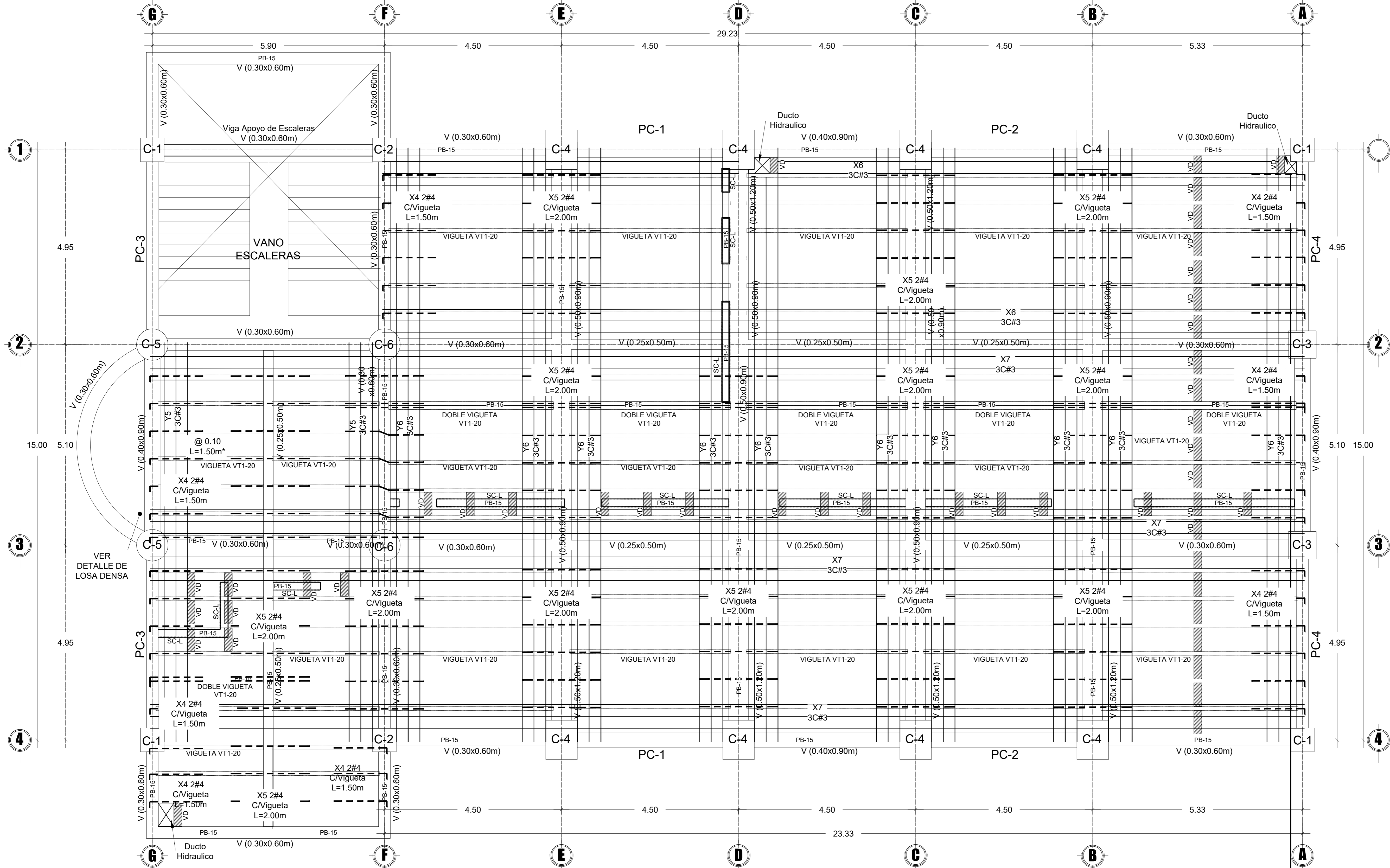
VIGA DIAFRAGMA (VD) VISTA 2
Esc. 1:10



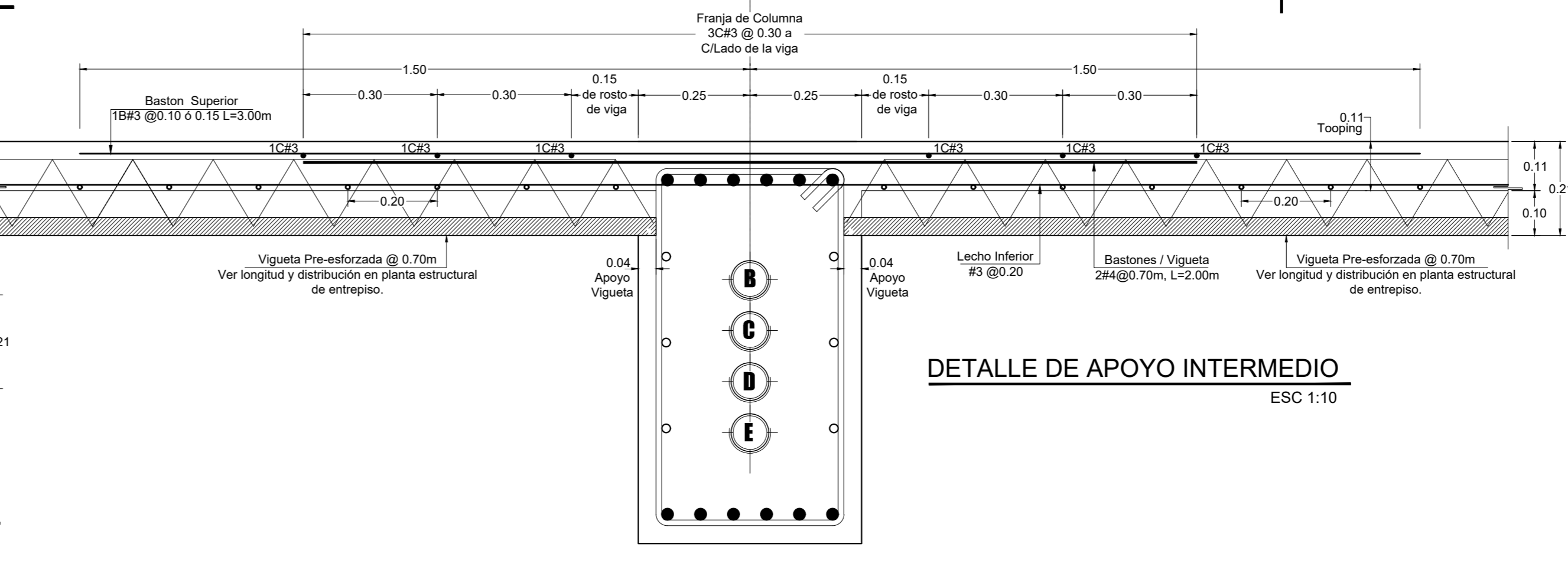
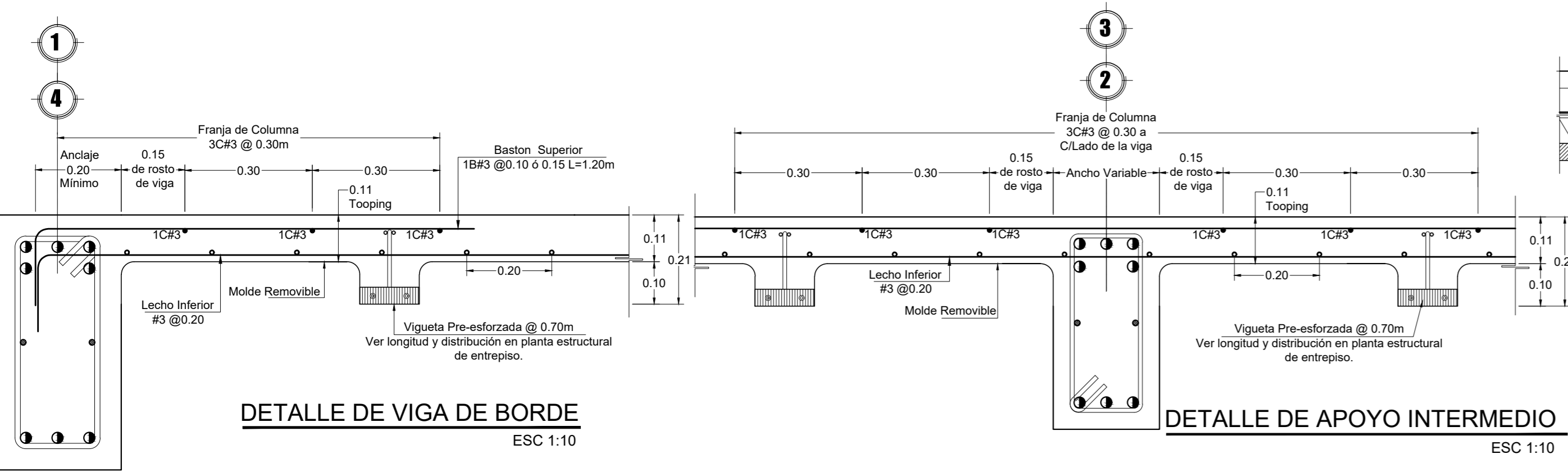
DETALLE DE VIGA DE BORDE
ESC 1:10

PRESENTA
PROPIETARIO
PROYECTO
UBICACION
AREA
ESCALA INDICADAS
FECHA
PROFESIONALES RESPONSABLES
DISEÑO ARQUITECTONICO
ARQ.
DISEÑO ESTRUCTURAL
ING.
DIBUJO
ARQ.
HOJA
T-11

SELLOS



PLANTA DE DETALLE DE LOSA VT1-20
 N.P.T.= 0 + 5.05 Esc. 1:50



PRESENTA
PROPIETARIO
PROYECTO
UBICACION
AREA
ESCALA INDICADAS
FECHA
PROFESIONALES RESPONSABLES
DISEÑO ARQUITECTONICO
ARQ.
DISEÑO ESTRUCTURAL
ING.
DIBUJO
ARQ.
HOJA
T-12

SELLOS

martes, 21 de abril de 2020 10:26

Proyecto: EDIFICIO AGRONOMÍA
Ubicación: FACULTAD DE AGRONOMÍA, UES
Propietario: UES
Ing. Responsable: UES

Plano de taller del elemento: Losa aligerada LA:F-E;1-2

martes, 21 de abril de 2020 10:26

image	Codigo_detalle	Numero_vari- lla	Longitud_Vari- lla	Cantidad	Longitud_Tot- al	image	Codigo_detalle	Numero_vari- lla	Longitud_Vari- lla	Cantidad	Longitud_Tot- al
	X1	#3	161.00	43.00	6923.00		X6	#3	455.00	6.00	2730.00
	X2	#3	150.00	29.00	4350.00		Y1	#3	116.00	26.00	3015.50
	X4	#4	156.50	12.00	1878.00		Y2	#3	150.00	39.00	5850.00

PRESENTA

PROPIETARIO

PROYECTO

UBICACION

AREA

-

ESCALA INDICADAS

FECHA

PROFESIONALES RESPONSABLES

DISEÑO ARQUITECTÓNICO

ARQ. _____

DISEÑO ESTRUCTURAL

ING. _____

DIBUJO

ARQ. _____

HOJA

T-13

SELLOS

ANEXO C
CÓDIGO Y
APLICACIÓN
JHICALACERO