



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

**USO DE MUROS TILT-UP PARA CERRAMIENTOS VERTICALES DE
EDIFICIOS INDUSTRIALES DE ACERO**

Feliciano Leiva Estrada

Asesorado por el Ing. Julio Antonio Arreaga Solares

Guatemala, julio de 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**USO DE MUROS TILT-UP PARA CERRAMIENTOS VERTICALES DE
EDIFICIOS INDUSTRIALES DE ACERO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

FELICIANO LEIVA ESTRADA

ASESORADO POR EL ING. JULIO ANTONIO ARREAGA SOLARES

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADORA	Inga. María del Mar Girón Cordón
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. William Ricardo Young Cavarría
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

USO DE MUROS TILT-UP PARA CERRAMIENTOS VERTICALES DE EDIFICIOS INDUSTRIALES DE ACERO

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 13 de marzo de 2013.



Feliciano Leiva Estrada

Guatemala, 7 de abril de 2015

Ingeniero
Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras
Escuela de Ingeniería Civil

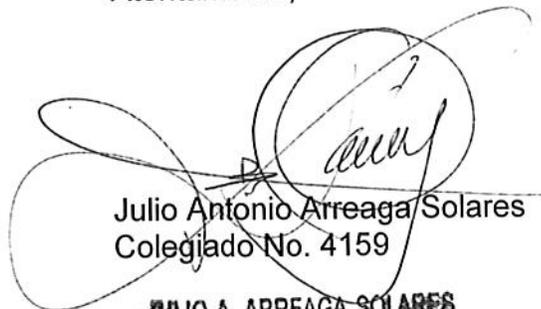
Estimado Ing. Galindo Cabrera:

Tengo el agrado de informarle que como Asesor del estudiante universitario de la carrera de Ingeniería Civil, **FELICIANO LEIVA ESTRADA**, quien se identifica con carné No. **9619586**, revisé el Informe Final del Trabajo de Graduación, cuyo título es: **USO DE MUROS TILT-UP PARA CERRAMIENTOS VERTICALES DE EDIFICIOS INDUSTRIALES DE ACERO.**

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, y le solicito darle el trámite respectivo.

Sin otro particular.

Atentamente,



Julio Antonio Arreaga Solares
Colegiado No. 4159

JULIO A. ARREAGA SOLARES
INGENIERO CIVIL
COL. 4,159



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala,
20 de abril de 2015

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

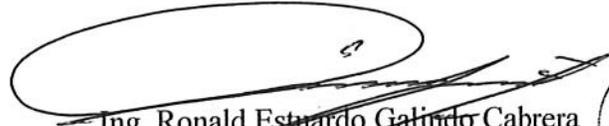
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación USO DE MUROS TILT-UP PARA CERRAMIENTOS VERTICALES DE EDIFICIOS INDUSTRIALES DE ACERO, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Feliciano Leiva Estrada, con Carnet No. 9619586, quien contó con la asesoría del Ing. Julio Antonio Arreaga Solares.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Julio Antonio Arreaga Solares y del Coordinador del Departamento de Estructuras, Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Feliciano Leiva Estrada, titulado **USO DE MUROS TILT-UP PARA CERRAMIENTOS VERTICALES DE EDIFICIOS INDUSTRIALES DE ACERO**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, julio 2015

/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **USO DE MUROS TILT-UP PARA CERRAMIENTOS VERTICALES DE EDIFICIOS INDUSTRIALES DE ACERO**, presentado por el estudiante universitario: **Feliciano Leiva Estrada**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, julio de 2015



ACTO QUE DEDICO A:

- Mi madre** Rosa Elena Estrada Sagastume, por su amor incondicional y esfuerzos incansables para que mi vida sea mejor.
- Mi esposa** Geldi Aracely Muñoz Palala de Leiva, por ser mi compañera ideal, por creer siempre en mí y empujarme hacia adelante.
- Mi hijo** Fabio Alberto Leiva Muñoz, por llenarme de vida y ganas de luchar por él, como mi madre lo hizo por mí.
- Mis hermanas** Saida y Thelma Rodas Estrada, por amarme y enderezarme por la vida siempre.
- Mis catedráticos** Por brindarme sus conocimientos y enseñarme a amar mi carrera.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XXIX
RESUMEN	XXXIII
OBJETIVOS.....	XXXV
INTRODUCCIÓN	XXXVII
1. CONCEPTOS BÁSICOS E HISTORIA	1
1.1. Concepto tilt-up	1
1.2. Historia de los muros tilt-up	1
1.3. Desarrollo de un proyecto tilt-up.....	3
1.4. Tamaño y forma de los paneles	5
2. DISEÑO ESTRUCTURAL	9
2.1. Métodos de diseño	10
2.1.1. Método ASD	10
2.1.2. Método LRFD	10
2.2. Códigos y manuales aplicables	11
2.3. Fuerzas actuantes	12
2.4. Deflexiones.....	13
2.5. Viento	14
2.5.1. Presión de viento.....	15
2.5.2. Velocidad básica del viento	16
2.5.3. Factor direccional	17
2.5.4. Exposición	17

2.5.5.	Coeficiente por velocidad y exposición	19
2.5.6.	Factor topográfico	20
2.5.7.	Clasificación de encierro	22
2.5.8.	Efecto ráfaga.....	23
2.5.9.	Coeficiente de presión externa	23
2.5.10.	Coeficiente de presión interna	25
2.6.	Sismo.....	25
2.6.1.	Fuerza sísmica de diseño	25
2.7.	Desplazamientos	30
2.8.	Tolerancias	30
2.9.	Combinaciones de carga	33
2.10.	Diseño de arañas.....	34
2.10.1.	Tipos de arañas	35
2.10.2.	Esfuerzos presentes en las arañas.....	40
2.10.2.1.	Resistencia del acero en tensión	41
2.10.2.2.	Resistencia al arrancamiento del concreto en tensión.....	41
2.10.2.1.	Resistencia a la extracción por deslizamiento en tensión	45
2.10.2.2.	Resistencia del acero del anclaje sometido a corte.....	46
2.10.2.3.	Resistencia al arrancamiento del concreto a corte	47
2.10.2.4.	Desprendimiento por cabeceo del anclaje por corte.....	55
2.10.2.5.	Interacción de fuerzas de corte y tensión	56
2.10.3.	Distribución de las arañas.....	56

	2.10.4.	Aparejos	62
	2.10.5.	Esfuerzos en sentido vertical por izaje	65
	2.10.6.	Esfuerzos por izaje en el sentido horizontal	66
	2.10.7.	Esfuerzo de tensión permisible en el concreto .	67
2.11.		Diseño de acero de refuerzo	67
	2.11.1.	Acero por flexión	68
	2.11.2.	Acero por corte.....	69
	2.11.3.	Área mínima y máxima de acero.....	70
	2.11.4.	Refuerzos especiales	71
	2.11.5.	Soldadura en el acero de refuerzo	72
2.12.		Entablillado.....	72
2.13.		Apuntalamientos.....	73
2.14.		Uniones y sus embebidos	77
	2.14.1.	Uniones entre paneles	78
	2.14.2.	Tornillos estándar y barras roscadas	79
	2.14.3.	Tornillos de alta resistencia	80
	2.14.4.	Embebidos para uniones.....	80
	2.14.5.	Diseño de uniones.....	82
	2.14.6.	Soldadura en uniones	82
		2.14.6.1. Soldadura de filete.....	83
2.15.		Concreto a utilizar	86
2.16.		Dibujo y detallado.....	86
	2.16.1.	Planos de taller.....	87
	2.16.2.	Planos de montaje.....	90
3.		PROCESO CONSTRUCTIVO.....	93
	3.1.	Construcción del piso	93
	3.2.	Cimiento	95
	3.3.	Disposición y fabricación de los paneles.....	97

3.4.	Formaleta.....	98
3.5.	Colocación de acero de refuerzo y embebidos	99
3.6.	Vaciado del concreto.....	101
3.7.	La grúa.....	102
3.8.	Izaje	103
4.	ACABADOS.....	107
4.1.	Pintura.....	107
4.2.	Limpieza con chorro de arena.....	109
4.3.	Surcos.....	109
4.4.	Agregado expuesto	110
4.5.	Sellador y tira de respaldo para juntas.....	111
4.6.	Impermeabilización	113
4.7.	Protección contra fuego	114
5.	TEMAS VARIOS SOBRE TILT-UP	115
5.1.	Otros usos.....	115
5.2.	Aceptación y demanda en Guatemala	115
5.3.	Ventajas y desventajas	117
5.3.1.	Ventajas.....	117
5.3.2.	Desventajas	118
5.4.	Muros tilt-up y la arquitectura en Guatemala	119
6.	EJEMPLO.....	121
6.1.	Parámetros iniciales.....	121
6.2.	Viento.....	126
6.3.	Sismo	130
6.4.	Distribución de anclajes	132
6.5.	Análisis vertical de izaje	134

6.6.	Análisis horizontal de izaje	149
6.7.	Esfuerzos en los anclajes de izaje	152
6.7.1.	Resistencia del acero en tensión.....	153
6.7.2.	Resistencia al arrancamiento del concreto en tensión.....	154
6.7.3.	Resistencia a la extracción por deslizamiento en tensión.....	155
6.7.4.	Resistencia del acero del anclaje sometido a corte	155
6.7.5.	Resistencia al arrancamiento del concreto a corte	156
6.7.6.	Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a corte	157
6.7.7.	Resumen de los esfuerzos en los anclajes de izaje.....	157
6.7.8.	Interacción de fuerzas de corte y tensión.....	159
6.8.	Diseño del acero de refuerzo	160
6.8.1.	Acero de refuerzo por momento horizontal	161
6.8.2.	Acero de refuerzo por momento vertical.....	165
6.8.3.	Acero de refuerzo por corte.....	166
6.9.	Diseño de uniones.....	167
6.9.1.	Cálculo de cargas.....	167
6.9.2.	Diseño de los tornillos	172
6.9.3.	Diseño del cuerpo de la unión	173
6.9.4.	Diseño de embebidos para uniones	176
6.9.4.1.	Resistencia del acero en tensión.....	177
6.9.4.2.	Resistencia al arrancamiento del concreto en tensión	178

6.9.4.3.	Resistencia a la extracción por deslizamiento en tensión	179
6.9.4.4.	Resistencia del acero del anclaje sometido a corte	180
6.9.4.5.	Resistencia al arrancamiento del concreto a corte	180
6.9.4.1.	Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a corte	184
6.9.4.2.	Interacción de fuerzas de corte y tensión	185
6.9.5.	Diseño de soldadura	186
6.9.5.1.	Resistencia de cortante en la soldadura	186
6.9.5.2.	Resistencia a corte del material base	186
CONCLUSIONES		189
RECOMENDACIONES		191
BLIBLIOGRAFÍA		193

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Proceso constructivo tilt-up	4
2.	Franjas en los bordes del panel	6
3.	Detalles recomendados para dinteles	7
4.	Recomendaciones para la base de paneles	8
5.	Velocidad básica de viento en Guatemala (km/h)	16
6.	Sectores para analizar exposición	17
7.	Esquemas para factor topográfico Kzt	21
8.	Coefficiente de presión externa GCp	24
9.	Interacción entre cables de izaje y el panel.....	35
10.	Arañas con liberación automática	36
11.	Mecanismo de liberación desde el suelo.....	36
12.	Acabado en araña con liberación automática	37
13.	Araña de borde	38
14.	Placa de izaje.....	38
15.	Araña con espiral	39
16.	Araña hechiza	40
17.	Cálculo de ANco	43
18.	Cálculo de ANc para un solo anclaje	43
19.	Cálculo de ANc para un grupo de anclajes	44
20.	Cálculo de AVco.....	48
21.	Cálculo de AVc cerca de un borde	49
22.	Cálculo de AVc cerca de dos bordes	50
23.	Cálculo de AVc en anclajes paralelos al borde	51

24.	AVc en anclajes perpendiculares al borde caso 1	51
25.	AVc en anclajes perpendiculares al borde caso 2	52
26.	Definición de e'v.....	54
27.	Distribución de columnas de arañas.....	59
28.	Distribución de filas de arañas.....	60
29.	Panel equivalente	61
30.	Aparejo tipo A	62
31.	Aparejo tipo B	62
32.	Aparejo tipo C	63
33.	Aparejo tipo D	63
34.	Aparejo tipo E	64
35.	Aparejo tipo F	64
36.	Aparejo tipo G.....	65
37.	Entablillado	73
38.	Esquema lateral apuntalamiento	75
39.	Esquema de arriostres y tirantes	76
40.	Juntas típicas de paneles	79
41.	Cubreplaca sobre embebido.....	81
42.	Embebido en esquina con cubreplaca	81
43.	Soldadura de filete	84
44.	Detallado de arañas y embebidos.....	88
45.	Detallado de acero de refuerzo.....	89
46.	Porción de un plano de montaje	91
47.	Construcción de piso	93
48.	Sección de cimiento corrido.....	96
49.	Disposición de los paneles	97
50.	Formaleta y armado de un panel	98
51.	Silla para colocación de refuerzo.....	100
52.	Colocación de acero de refuerzo, araña y embebidos.....	100

53.	Vaciado del concreto.....	102
54.	Izaje.....	104
55.	Pintura en muros tilt-up	108
56.	Surcos en muros tilt-up	110
57.	Sello de juna estándar.....	111
58.	Isométrico estructura ejemplo	122
59.	Planta distribución de paneles	123
60.	Elevación eje 1	124
61.	Elevación eje 6.....	124
62.	Elevación eje A	125
63.	Elevación eje F.....	125
64.	Centro de masa del panel	133
65.	Distribución de anclajes y panel equivalente.....	134
66.	Diagrama lateral de izaje a 0°	135
67.	Diagrama de momento a 0° (kN-m).....	136
68.	Diagrama de corte y reacciones a 0° (kN).....	136
69.	Diagrama lateral de izaje a 10°	138
70.	Diagrama de momento a 10° (kN-m).....	140
71.	Diagrama de corte a 10° (kN).....	140
72.	Envolvente de corte.....	144
73.	Envolvente de momentos.....	145
74.	Cargas de corte en los anclajes de izaje.....	147
75.	Fuerzas de corte y tensión en anclaje inferior.....	148
76.	Fuerzas de corte y tensión en anclaje superior	149
77.	Diagrama de cuerpo libre sentido horizontal	151
78.	Diagrama de corte horizontal para PA-10 (kN)	151
79.	Diagrama de momento horizontal (kN-m)	152
80.	Araña artesanal.....	152
81.	Sapo.....	153

82.	Barras de refuerzo en araña	159
83.	Distribución de uniones.....	168
84.	Unión típica a estructura metálica.....	171
85.	Bloque de corte.....	175
86.	Embebido.....	177
87.	Avco para el embebido	181
88.	Avc para el embebido	182
89.	Ca2 para el embebido crítico	183

TABLAS

I.	Coeficiente por velocidad y exposición	19
II.	Multiplicadores topográficos para exposición C	21
III.	Parámetros de aceleración en colinas y acantilados	22
IV.	Coeficiente de presión interna GCpi	25
V.	Factor de escala KD	27
VI.	Guía para clasificación de sitio	28
VII.	Coeficiente de sitio Fa	28
VIII.	Tipo de fuente sísmica.....	29
IX.	Factor Na para períodos cortos de vibración	29
X.	Tolerancias máximas en geometría de paneles	31
XI.	Tolerancias en uniones.....	32
XII.	Columnas de arañas según grosor y ancho del panel.....	58
XIII.	Cuantías mínimas de acero para muros de concreto	70
XIV.	Tamaño mínimo de soldadura de filete.....	84
XV.	Resistencia especificada del electrodo	85
XVI.	Áreas de muros.....	128
XVII.	Cálculo de coeficiente de presión externa	129
XVIII.	Cálculo de la presión de viento para diseño	130

XIX.	Cálculo de la fuerza sísmica de diseño	132
XX.	Cálculos de la geometría de giro.....	139
XXI.	Corte en el panel (kN)	141
XXII.	Reacciones en Pan y Pbn (kN)	142
XXIII.	Momentos en el panel (kN-m)	142
XXIV.	Fuerzas axiales en panel PA-10 (kN).....	146
XXV.	Fuerzas cortantes en los anclajes (kN)	147
XXVI.	Ancho de franjas tributarias (m)	150
XXVII.	Inercia de franjas tributarias ($1 \times 10^4 \text{ cm}^4$).....	150
XXVIII.	Resumen de esfuerzos en los anclajes de izaje (kN).....	157
XXIX.	Interacción de corte y tensión en anclaje Pan I.....	160
XXX.	Interacción de corte y tensión en anclaje Pan II.....	160
XXXI.	Resistencias y fuerzas aplicadas al embebido kN	185

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H	Altura de la colina o acantilado con respecto al terreno en barlovento.
hy	Altura del apoyo inferior del panel para calcular derivas.
hx	Altura del apoyo superior del panel para calcular derivas.
z	Altura desde el nivel de piso hasta el punto de anclaje del panel.
zw	Altura desde el nivel del terreno en el pie de la colina o risco hasta la base de la estructura.
h	Altura promedio desde el piso hasta el techo del edificio.
hsx	Altura utilizada en la definición de la deriva admisible Δ_a en la tabla 12.12-1 del ASCE-SEI 7-10.
B	Ancho de la cara en compresión del elemento en

mm.

W	Ancho del panel.
Ø	Ángulo del techo inclinado con respecto a la horizontal en grados.
Abrg	Área de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje, o barra corrugada con cabeza en mm ² .
ANc	Área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo o en un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia a tracción en mm ² .
ANco	Área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a tracción cuando no se encuentra limitada por la distancia al borde o el espaciamiento en mm ² .
AH	Área de la cabeza de un tornillo, perno o barra corrugada con cabeza.
Av	Área de una barra de refuerzos para el cálculo de corte.
AD	Área del vástago de un tornillo, perno o barra corrugada con cabeza.

Ase,V	Área efectiva de la sección transversal del anclaje en corte en mm ² .
Ase,N	Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tensión en mm ² .
Ase,V	Área efectiva de la sección transversal del anclaje sometida a corte en mm ² .
AVc	Área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo o de un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia al cortante en mm ² .
AVco	Área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a corte, cuando no se encuentra limitada por la influencia de una esquina, del espaciamiento o del grosor del panel en mm ² .
As	Área transversal de acero de refuerzo.
at	Área tributaria.
QE	Carga aplicada en la conexión debida a la fuerza lateral de sismo Fp.
E	Carga de sismo, considerando los efectos horizontales y verticales.

p	Carga de viento (Pa).
D	Carga muerta.
L	Carga viva.
Kz	Coeficiente de exposición y presión debida a la velocidad del viento.
Fa	Coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos.
kcp	Coeficiente para la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje.
Kc	Coeficiente para resistencia básica de arrancamiento del concreto.
ρ	Cuantía de acero de refuerzo evaluada sobre el área efectiva de la sección.
ρ_b	Cuantía de acero de refuerzo que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria, evaluada sobre el área efectiva de la sección.
Δ	Deflexión.

δ_{xA}	Deflexión en el nivel x de la estructura A, determinada de acuerdo con la ecuación 12.8-15 del ASCE-SEI 7-10.
δ_{yB}	Deflexión en el nivel y de la estructura A, determinada de acuerdo con la ecuación 12.8-15 del ASCE-SEI 7-10.
ϵ_t	Deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal, excluyendo las deformaciones unitarias causadas por el pre-esfuerzo efectivo, flujo plástico, retracción de fraguado, y variación de temperatura.
Δx_A	Deriva a la altura del apoyo más alto del panel en la estructura A.
Δy_A	Deriva a la altura del apoyo más bajo del panel en la estructura A.
Δa_A	Deriva permisible en la estructura A.
h_{aA}	Deriva permisible en la estructura A.
Δa_B	Deriva permisible en la estructura B.
D_p	Desplazamiento de la estructura.
D_{pl}	Desplazamiento sísmico relativo.

da	Diámetro exterior de un anclaje o diámetro del vástago del perno o tornillo con cabeza, o del perno con forma de gancho en mm.
cac	Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica del concreto al arrancamiento de un anclaje postinstalado en concreto no fisurado sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento en mm.
ca2	Distancia desde el centro del vástago de un anclaje hasta el borde del concreto en dirección perpendicular a ca1 en mm.
d	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tensión en mm.
eh	Distancia desde la superficie interna del vástago hasta la parte externa de la punta de un perno en forma de J o de L en mm.
xw	Distancia en barlovento o sotavento de la cresta de una colina o acantilado a la base de la estructura.
s1	Distancia entre anclajes en un grupo de anclajes en mm.

s2	Distancia entre anclajes en un grupo de anclajes perpendicular a s1 en mm.
x	Distancia entre apoyos del panel.
x	Distancia entre apoyos para calcular deflexiones.
e'V	Distancia entre la carga resultante de corte en un grupo de anclajes solicitados en corte en la misma dirección y el centroide del grupo de anclajes en la misma dirección.
e'N	Distancia entre la resultante de tensión aplicada a un grupo de anclajes y el centroide de dicho grupo de anclajes.
xg	Distancia horizontal desde el punto de referencia hasta el centro de gravedad del panel.
Lh	Distancia horizontal en barlovento de la cresta a donde la diferencia en elevación del suelo es la mitad de la altura de la colina o acantilado.
ca1	Distancia medida desde el centro del vástago de un anclaje hasta el borde del concreto en una dirección en mm.
ca,min	Distancia mínima medida desde el centro del vástago de un anclaje al borde del concreto en mm.

yg	Distancia vertical desde el punto de referencia hasta el centro de gravedad del panel.
Eh	Efecto de la fuerza horizontal inducida por sismo.
Ev	Efecto de la fuerza vertical inducida por sismo.
ap	Factor de amplificación relacionado con la respuesta de un sistema o componente según sea afectado por un tipo de sismo.
μ	Factor de atenuación horizontal del viento.
γ	Factor de atenuación vertical del viento.
KD	Factor de escala.
Ip	Factor de importancia.
Ie	Factor de importancia sísmica.
Ψ_{ec,N}	Factor de modificación para grupos de anclajes sometidos a cargas excéntricas de tensión.
Ψ_{ec,V}	Factor de modificación para la resistencia a corte de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas.

$\Psi_{ed,V}$	Factor de modificación para la resistencia a corte de anclajes con base en la proximidad a los bordes del panel.
$\Psi_{h,V}$	Factor de modificación para la resistencia a corte de anclajes colocados en elementos de concreto con $h_a < 1.5c_a$.
$\Psi_{c,P}$	Factor de modificación para la resistencia a la extracción por deslizamiento con base a la presencia o ausencia de fisuras en el concreto.
$\Psi_{c,P}$	Factor de modificación para la resistencia a la extracción por deslizamiento con base en la presencia o ausencia de fisuras en el concreto.
$\Psi_{c,N}$	Factor de modificación para la resistencia a tensión de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuras en el concreto.
$\Psi_{cp,N}$	Factor de modificación para la resistencia a tensión de anclajes post-instalados utilizados en concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario.
$\Psi_{ed,N}$	Factor de modificación para la resistencia a tensión de anclajes con base en la proximidad a los bordes de elementos de concreto.

$\Psi_{c,V}$	Factor de modificación para resistencia a cortante de anclajes con base en la presencia o ausencia de fisuras en el concreto y la presencia o ausencia de refuerzo suplementario.
K3	Factor de reducción de la aceleración con respecto a la altura del terreno en la base de la estructura.
K2	Factor de reducción de la aceleración con respecto a la distancia de la cresta en barlovento o sotavento.
ϕ	Factor de reducción de resistencia.
λ	Factor de reducción para concreto liviano.
Fr	Factor de redundancia del panel.
Kd	Factor direccional del viento.
Rp	Factor modificador de respuesta del panel.
Na	Factor por proximidad de amenazas especiales.
β_1	Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.
Kzt	Factor topográfico para calcular la aceleración del viento.

K1	Factor topográfico y de aceleración máxima.
Fpl	Fuerza de sismo aplicada en el apoyo más bajo del panel.
Vua	Fuerza cortante mayorada aplicada a un solo anclaje o grupo de anclajes en N.
Fpu	Fuerza de sismo aplicada en el apoyo más alto del panel.
Fp	Fuerza de sismo aplicada en el centro de gravedad del panel.
Nua	Fuerza de tensión mayorada aplicada a un solo anclaje o grupo de anclajes en N.
hef	Grosor efectivo del panel en la araña en mm.
ha	Grosor total del panel.
I	Inercia.
kN	Kilo-Newtons.
Le	Longitud de carga del anclaje en corte.
MPa	Mega-Pascales.

m	Metro.
Ec	Módulo de elasticidad del concreto.
M	Momento máximo sin factorar debido a cargas de servicio.
Mu	Momento mayorado en la sección, en N*mm.
N	Newtons.
n	Número de anclajes en un grupo de anclajes.
Scs	Ordenada espectral ajustada del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto.
Scr	Ordenada espectral de periodo corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.
SDS	Parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos cortos con 5 % de amortiguamiento.
Pa	Pascales.
wp	Peso del ancho tributario de una columna o fila de arañas en un panel.

Wp	Peso del panel.
γ_c	Peso unitario del concreto.
qh	Presión debida a la velocidad del viento en función a la altura media del panel en Pa.
Qh	Presión debida a la velocidad del viento y en función a la altura media del panel.
GCp	Producto del efecto ráfaga y el coeficiente de presión externa del viento.
GCpi	Producto del efecto ráfaga y el coeficiente de presión interna del viento.
a	Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos en mm.
f'c	Resistencia a la compresión del concreto.
Np	Resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje en concreto fisurado en N.
Futa	Resistencia a la tensión o corte del acero del anclaje (Mpa).
Vs	Resistencia al corte en el acero de refuerzo.

Nb	Resistencia básica al arrancamiento del concreto en tensión de un solo anclaje en concreto fisurado en N.
Vb	Resistencia básica al arrancamiento por cortante de un solo anclaje en concreto fisurado en N.
Vb	Resistencia básica al arrancamiento por corte de un solo anclaje en concreto fisurado en N.
Nsa	Resistencia de un anclaje en tracción determinado por la resistencia del acero en N.
fya	Resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje en MPa.
Fy	Resistencia especificada a la fluencia en el acero.
FEXX	Resistencia especificada del electrodo o número de clasificación.
Vn	Resistencia nominal a corte.
Vsa	Resistencia nominal a corte de un solo anclaje o de un grupo de anclajes por la resistencia del acero en N.
Npn	Resistencia nominal a la extracción por deslizamiento por tensión de un solo anclaje en N.

Nn	Resistencia nominal a la tracción.
Ncb	Resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje en N.
Ncbg	Resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes en N.
Vcb	Resistencia nominal al arrancamiento del concreto por corte de un solo anclaje en N.
Vcbg	Resistencia nominal al arrancamiento del concreto por corte de un grupo de anclajes en N.
Vcp	Resistencia nominal al desprendimiento del concreto por cabeceo de un solo anclaje en N.
Vcpg	Resistencia nominal al desprendimiento del concreto por cabeceo de un grupo de anclajes en N.
fct	Resistencia promedio a la tensión por hendimiento del concreto.
V	Velocidad básica del viento (m/s).

GLOSARIO

ACI	Instituto Estadounidense del Concreto (American Concrete Institute).
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales.
AISC	Instituto Estadounidense de Construcción en Acero (American Institute of Steel Construction).
Aletón	Placa metálica que se coloca para proveer resistencia a una unión en la dirección de la aplicación de carga.
ANSI	Instituto Nacional Estadounidense de Estándares (American National Standards Institute).
Aparejo	Configuración de cables y poleas para izar los paneles.
Araña	Anclaje utilizado para izar los paneles.
ASCE	Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers).

ASD	Método de Diseño por Esfuerzos Permisibles (Allowable Stress Design).
Balancín	Viga que se utiliza para unir el aparejo al cable principal de la grúa.
Barlovento	Lado de la estructura donde viene el viento.
Bastón	Barra con una longitud mínima igual a su longitud de desarrollo para soportar esfuerzos localizados.
Desencofrante	Producto químico utilizado para evitar que el concreto se adhiera a la formaleta.
Entablillar	Colocar vigas (generalmente de acero) para reforzar un panel durante el izaje.
Izar	Levantar el panel del piso y colocarlo en su sitio final.
LRFD	Método de diseño por factores de carga y resistencia (load and resistance factor design).
PCA	Asociación Estadounidense del Cemento Portland (Portland Cement Association).
PCI	Instituto del Concreto Prefabricado/Preesforzado (Precast/Prestressed Concrete Institute).

Sapo	Mecanismo utilizado para atornillar el aparejo a las arañas.
SEI	Instituto estadounidense de ingenieros estructurales (Structural Engineers Institute).
Sotavento	Lado de la estructura opuesto a dónde viene el viento.
TCA	Asociación del concreto tilt-up (Tilt-up concrete association).
Vermiculita	Material formado por silicatos de hierro o magnesio, del grupo de las micas que sirve como aislante del calor .

RESUMEN

Los muros tilt-up de forro son muros de concreto prefabricado en el piso de la obra en forma de paneles. Cuando han alcanzado la resistencia requerida son izados con grúa y colocados en su sitio en la estructura.

Ya que son muros de forro no soportan carga axial y se comportan como vigas simplemente apoyadas, tanto durante el izaje como bajo cargas de servicio. Los códigos los consideran como elementos arquitectónicos, ya que no aportan resistencia a la estructura que los soporta.

Los esfuerzos durante el izaje son muy importantes en el diseño, debido a que en ese momento el concreto no ha alcanzado su resistencia completa. Además mientras el panel gira cambian los ángulos entre los cables del aparejo y la superficie del panel, es decir que los esfuerzos cambian constantemente.

Por lo general son las cargas de izaje las que gobiernan el diseño de los paneles, en casos especiales puede gobernar el sismo. Las cargas de viento en Guatemala no son significativas para los muros tilt-up.

El diseño de muros tilt-up para forrar estructuras metálicas implica el manejo de varias disciplinas de la ingeniería como: concreto armado, concreto prefabricado, diseño de anclajes a concreto y de estructuras metálicas.

Este documento será un manual para cualquier profesional que emprenda un proyecto de muros de cerramiento con tilt-up.

OBJETIVOS

General

Crear un documento que abarque el proceso de diseño y construcción de muros tilt-up para cerrar edificios industriales de acero, que sirva como manual o documento de referencia para cualquier profesional de la construcción que quiera realizar un proyecto de este tipo.

Específicos

1. Plasmar de la manera más objetiva posible el uso de muros tilt-up en cerramientos de edificios industriales de acero.
2. Definir un procedimiento para el proceso de diseño y construcción de muros tilt-up de cerramiento.
3. Definir los parámetros más importantes y críticos de los muros tilt-up de cerramiento.
4. Proveer referencias bien fundamentadas en códigos y manuales para quien desee profundizar en el tema.

INTRODUCCIÓN

El tilt-up es un método constructivo poco conocido en Guatemala, debido a que requiere un análisis complejo, mano de obra calificada y herramientas que usualmente se utilizan en las estructuras de acero. Además, el uso de la grúa lo hace poco accesible para obras pequeñas y para profesionales sin experiencia en el tema.

Esa falta de experiencia es la que motivó la búsqueda de una referencia para quienes quieren iniciarse en el conocimiento del tema. Hay mucha información sobre muros tilt-up, pero la mayoría sobre muros de carga, ya que es este el uso que más comúnmente se le da en otros países.

La información sobre muros tilt-up está dispersa en varios códigos, manuales y en la experiencia de constructores. Este documento se pensó como un breve compendio de esa información.

Se intentó condensar los conceptos recolectados haciendo referencias detalladas a las fuentes, para que quien se interese en profundizar más, tenga una referencia. Este documento incluye algunos conceptos que no aparecen en ningún documento, que fueron recopilados de la experiencia y de procesos empíricos con resultados comprobados durante años por empresas especializadas en el tema en Guatemala.

1. CONCEPTOS BÁSICOS E HISTORIA

1.1. Concepto tilt-up

Es un muro de concreto armado que se prefabrica por partes llamadas paneles en el piso de la obra. Los paneles luego son levantados por una grúa para ser colocados en su sitio final y ser apuntalados temporalmente, para luego fijarlos a la estructura y sellar las juntas.

Aunque el método es más conocido como tilt-up también es llamado tilt-wall. En especificaciones y documentos técnicos se le llama "muros de concreto prefabricado fundidos en obra". En algunos textos también son llamados "muros levantados".

El concreto prefabricado se describe como elementos de concreto estructural fundido en un lugar diferente de su ubicación final en la estructura¹. Aunque un panel tilt-up se funde en obra, se hace en un lugar diferente a su ubicación final. Entonces el método tilt-up encaja bien en el concepto de concreto prefabricado.

1.2. Historia de los muros tilt-up

El tilt-up como tal es un método constructivo que surgió en Estados Unidos a mediados de la década de 1940, hasta convertirse en un mercado multimillonario que sigue creciendo y diversificándose en todo el mundo.

¹ ACI 318-08, sección 2.2. p. 33.

Es probable que el concepto se haya originado en la antigua Roma, hace unos 2000 años. Una descripción de un método predecesor del tilt-up aparece en "*A survey fo the turkish empire*", escrito en 1799 por el historiador arquitectónico William Eton. Allí se describe cómo se construyó un arco cuando escaseaba la madera para formaleta:

"En Basora, cuando ellos no tenían formaleta, hacían arcos sin ningún marco. El albañil, con un clavo y una cuerda, trazaba un semicírculo en el suelo, colocaba los ladrillos fácilmente, uniéndolos con mortero sobre la línea trazada, y cuando había formado el arco, lo levantaba cuidadosamente"

Según la PCA, uno de los primeros en construir muros tilt-up fue el innovador constructor Robert Aiken; quien en la década de 1900 construyó varios edificios utilizando gatos elevadores o mástiles para izar los paneles. Él también publicó un artículo describiendo los primeros muros tilt-up para edificios militares de un nivel².

El concepto tilt-up ha evolucionado de la mano de la tecnología, teniendo muchas aplicaciones en la construcción. La aparición de la grúa móvil, el concreto premezclado y la demanda de construcción después de la Segunda Guerra Mundial, popularizaron el método. A principios de la década de 1990 se hizo posible construir muros grandes y delgados.

En 1979 se organizó el Comité 551 del ACI (Comité de Construcción de Concreto Tilt-Up) para estudiar y ponerse al tanto con las actuales prácticas y luego desarrollar estándares.

² Aiken, R. "*Monolithic concrete wall building -- methods, construction, and cost*". p. 30.

La Asociación de Concreto Tilt-up (TCA) fue fundada en Estados Unidos en 1986 para promover el crecimiento y el éxito en el diseño, construcción e innovación de la construcción tilt-up.

1.3. Desarrollo de un proyecto tilt-up

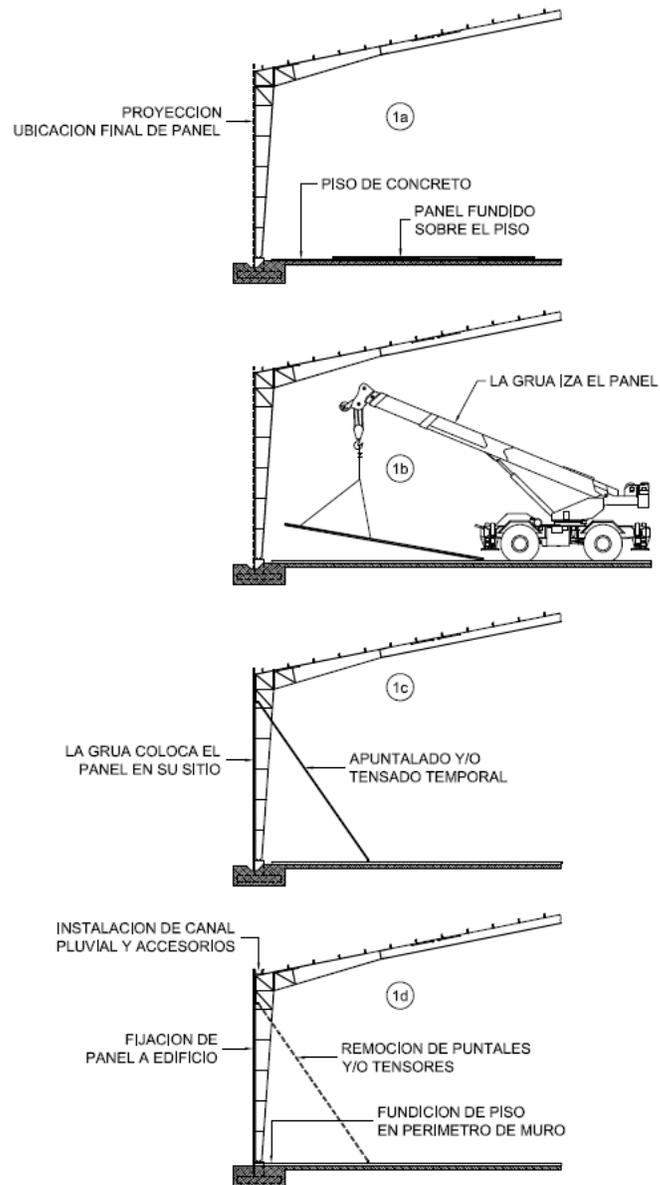
Algunas consideraciones que definen si el proyecto se construye con paneles tilt-up son las siguientes:

- Lo ideal es que la mayoría de los paneles reposen en el suelo, que no haya demasiados suspendidos de la estructura, ya que esto la hace más pesada.
- Es deseable que la mayoría de los paneles sean iguales o similares, para que la construcción e izaje sean económicos.
- El área total de muros debe ser menor al 70 % del área de piso, aunque existen maneras de aprovechar al máximo áreas menores de piso. En un 30 % del área de piso pueden maniobrar cómodamente los camiones de concreto premezclado y la grúa.

A continuación se presenta un resumen de los pasos en la construcción de un muro tilt up típico (figura 1).

- Se debe dividir el muro en paneles colocando una junta en cada columna de acero y en las esquinas de la estructura (figura 40).
- Fundición del piso del edificio, que servirá como base para fundir los paneles.

Figura 1. **Proceso constructivo tilt-up**



Fuente: *The tilt-up design and construction manual*. Página. 1-8.

- Construcción de formaletas.
- Construcción de vanos de puertas y ventanas, colocación de refuerzo, embebidos y arañas.
- Fundición, acabado y curado del concreto.
- Período de espera mientras el concreto alcanza suficiente resistencia para ser izado.
- Izaje y apuntalado de los paneles.
- Se hacen las uniones entre muros y la estructura metálica.
- Se sellan las juntas, se hacen reparaciones en manchas o imperfecciones, si es necesario. Luego se quitan los puntales.

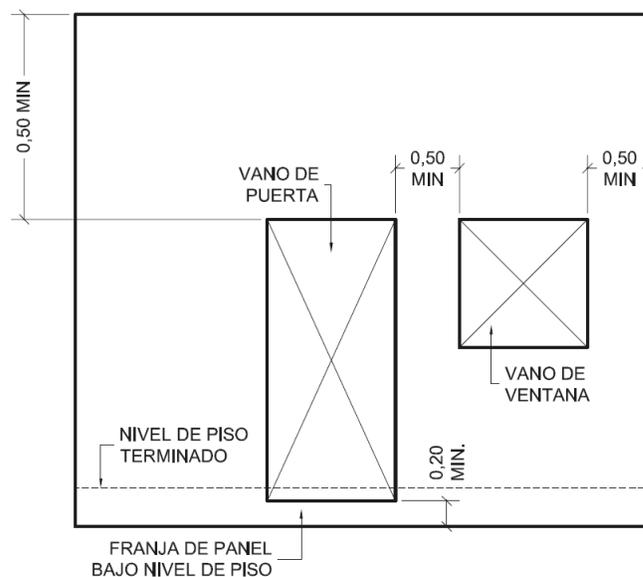
1.4. Tamaño y forma de los paneles

Algunos aspectos que se debe tener en cuenta al definir el tamaño y forma de los paneles son:

- Hacer paneles de seis a siete metros de ancho y con un máximo de nueve a doce metros de alto. Para paneles más grandes se recomienda partirlos y colocar juntas.
- Los paneles rectangulares son más económicos.

- No se debe dejar abierto el fondo de las puertas; es necesario dejar una franja de 0,20 m como mínimo para fijar ambos lados del vano (figura 2).
- Se debe dejar el borde inferior de las puertas por debajo del nivel de piso, para que este pase por encima de dicho borde y así obtener un mejor acabado (figura 2).
- Entre los vanos de puertas y ventanas y los bordes del panel debe haber como mínimo 0,50 m (figura 2), para colocar refuerzo y garantizar la integridad estructural al momento del izaje y soportar cargas laterales.

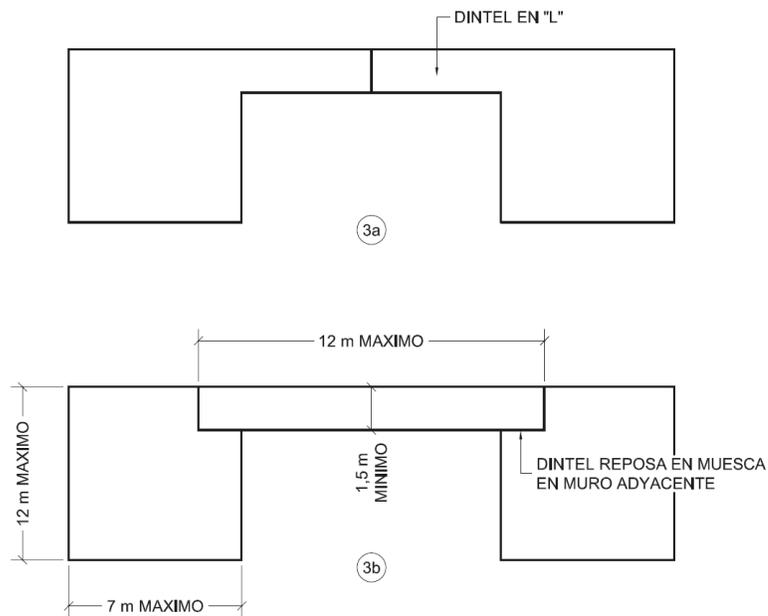
Figura 2. **Franjas en los bordes del panel**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

- Los paneles dintel deben tener 12 m de largo como máximo y 1,5 m de alto como mínimo (figura 3b).
- Se deben evitar los vanos con forma de "L" ya que usualmente requieren refuerzos exteriores para ser izados y son difíciles de instalar (figura 3a).
- Los paneles curvos no son muy usuales, ya que son costosos de construir debido a su formaleta; aunque unos pocos paneles curvos en un edificio pueden causar un agradable efecto arquitectónico.

Figura 3. **Detalles recomendados para dinteles**

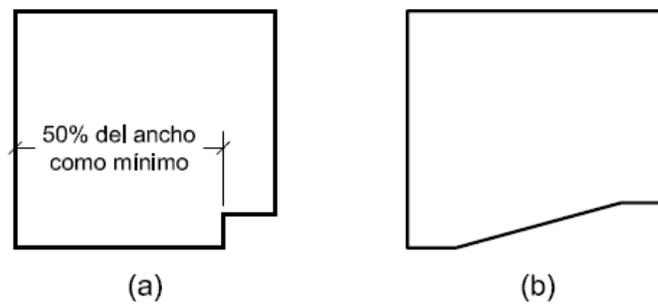


3a. Dintel en "L". 3b. Dimensiones y apoyo recomendados para dinteles.

Fuente: *The tilt-up design and construction manual*. p. 2-11.

- Es recomendable evitar irregularidades en la base de los paneles, pero si no es posible, se recomienda que la base cumpla con lo indicado en la figura 4(a). Por ninguna razón utilizar un panel con una base como se muestra en la figura 4(b).

Figura 4. **Recomendaciones para la base de paneles**



Fuente: Dayton Superior. *Manual de productos*. p. 9.

2. DISEÑO ESTRUCTURAL

En este capítulo se hará énfasis en el diseño de los paneles y sus conexiones, fundamentándose en los requerimientos establecidos.

Teniendo ya definido el tamaño de todos los paneles, los pasos que se debe seguir para diseñar un muro tilt-up son los siguientes:

- Determinación de todas las cargas actuantes: sismo, viento, carga muerta (por ser muros de forro, solo se considera el peso propio del panel) y cargas de izaje.
- Cálculo de las arañas: se hace una distribución de arañas que minimice los esfuerzos, luego se diseña la araña para que resista dichos esfuerzos.
- Diseño del panel: se diseña como una viga simplemente apoyada continua y simplemente reforzada. Aquí se verifica el grosor del panel y si la sección con el refuerzo propuesto resiste las cargas aplicadas.
- Detallado de vanos y refuerzos especiales: incluyendo refuerzo perimetral del panel y de los vanos, refuerzo adicional en arañas y uniones y bastones en esquinas.
- Diseño de uniones: luego de obtener las reacciones se diseñarán las uniones proveyendo la mayor ductilidad posible, ya que los paneles son rígidos y la estructura de acero en la que se apoyan no. Es importante que las uniones absorban los movimientos de la estructura.

- Diseño de conexiones laterales al piso: por consideraciones sísmicas y estabilidad del panel (si fuese necesario).
- Diseño del cimiento, si fuese necesario.

2.1. Métodos de diseño

Básicamente existen dos métodos de diseño: el de esfuerzos permisibles y el de factor de carga y resistencia; este último es el que se utilizará en el presente proyecto. A continuación se hace una breve descripción de cada método.

2.1.1. Método ASD

Este método establece que los esfuerzos en el material no deben ser mayores que los permisibles. Se basa en un comportamiento elástico de los materiales. Sus factores de seguridad tienen orígenes empíricos, y se aplica el mismo factor sin importar el tipo de carga. Al dividir la resistencia nominal dentro de estos factores se obtiene la resistencia permisible.

2.1.2. Método LRFD

Este método se basa en el criterio de los límites. Es decir, las condiciones ante las cuales un miembro estructural deja de cumplir la función para la cual fue diseñado y deja de ser seguro. Dichos estados límite son de resistencia, es decir bajo cargas extremas; y de servicio, o sea que cumplan con la función para la cual se diseñaron.

El método utiliza varios factores de carga y de resistencia para lograr un diseño menos conservador, tomando en cuenta las incertidumbres y cambios en las propiedades de los materiales. La resistencia es multiplicada por factores de reducción que son menores que uno, mientras que las cargas se multiplican por factores mayores que uno.

Se calibraron los factores de reducción de resistencia para garantizar que los resultados obtenidos con el método LRFD no sean muy diferentes a los obtenidos con el método ASD.

2.2. Códigos y manuales aplicables

El diseño de muros tilt-up se ha fundamentado en una serie de códigos y manuales a lo largo de los años; a continuación se enumeran los utilizados en este proyecto:

- Anclajes a concreto: ACI 318-08 apéndice D y Guía para el diseño de anclajes a concreto ACI 355.3R-11.
- Concreto armado y prefabricado: requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario ACI 318-08.
- Paneles: guía de diseño para paneles de concreto tilt-up ACI 551.2R-10, Manual de construcción tilt-up Dayton Superior, Manual de construcción tilt-up Meadow Burke, Manual de ingeniería y construcción tilt-up TCA, Manual técnico tilt-up TM 34 de la asociación de cemento y concreto de Nueva Zelanda, Código de prácticas 2003 para construcción tilt-up y prefabricados de el estado de Queensland, Estados Unidos de Norte América.

- Seguridad: Guía de seguridad para construcción tilt-up de la TCA.
- Sismo: Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala NSE 2-10; Manual de diseño sísmico/estructural IBC 2009, ejemplos de aplicación del código, tomo 1, ejemplo 42; Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras ASCE/SEI 7-10.
- Uniones: Manual de construcción en acero AISC-LRFD, segunda edición, volúmenes I y II; Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcción en acero; Manual de conexiones para construcción con muros tilt-up PCA.
- Viento: ASCE/SEI 7-10.
- Tolerancias: Especificaciones estándar para tolerancias para construcción de concreto y materiales ACI 117-90 y sus comentarios ACI 117R-90.
- Apuntalamientos: Guía 5-98, apuntalamiento temporal para viento de construcciones tilt-up durante la construcción, publicada por la TCA.

2.3. Fuerzas actuantes

Los paneles deben ser diseñados para resistir las siguientes fuerzas:

- Cargas de gravedad: en el caso de muros de forro solo se incluye el peso propio del panel como carga muerta. Para el diseño de las uniones se considera el efecto vertical del sismo. No se considera carga viva alguna.

- Cargas laterales: son perpendiculares y paralelas al plano del panel y son debidas a fuerzas de sismo, viento y/o presión de tierra.
- Cargas de izaje: estas son especialmente críticas, debido a que el panel está en movimiento y las cargas cambian constantemente. Además estas cargas son aplicadas para edades tempranas del concreto, es decir para resistencias inferiores a las de servicio. En paneles colocados a cierta altura sobre el suelo, el sismo puede ser la carga crítica.
- Otras cargas a considerar son las de cambio de volumen por temperatura, ya que los paneles pueden sufrir considerables deformaciones. Esta es una de las razones por las que no es conveniente hacer uniones muy rígidas.

2.4. Deflexiones

Los paneles estarán sometidos a esfuerzos de flexión durante el servicio, por lo tanto se les debe proveer de suficiente rigidez para minimizar las deflexiones³. La deflexión es resultado de cargas laterales de viento y sismo, actuando de manera perpendicular a la superficie y al efecto P-delta; este último es prácticamente despreciable para muros de forro.

Determinar la deflexión de los paneles es importante porque esto permite saber si la deflexión será inadmisiblemente visible. Las deflexiones deben cumplir con los límites indicados en la sección 1604.3.1 del código IBC 2009.

³ ACI 318-08 sección 9.5.1. p. 128.

La deflexión máxima del panel, que en este caso funciona como una viga simplemente apoyada, en función del momento sin factorar, es:

$$\Delta = \frac{5Mx^2}{48E_c I} \quad (2-1)$$

El módulo de elasticidad para concreto de densidad normal se puede calcular así:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (2-2)$$

2.5. Viento

En este documento se utilizará el método que aparece en el capítulo 30 del ASCE/SEI 7-10 "Cargas de viento - componentes y revestimientos, parte 1: edificios bajos". Este método es aplicable para edificios bajos cerrados o parcialmente cerrados que cumplen con las siguientes condiciones:

- Altura media del techo menor o igual a 18 m.
- La altura media del techo no debe exceder la dimensión del lado menor del edificio.

La mayoría de los edificios de uso industrial cumplen con las condiciones anteriores, en caso contrario existe un método alternativo para todo tipo de alturas⁴. Además, es recomendable que el edificio tenga forma regular, que no esté expuesto a vientos cruzados, vórtices o ráfagas intermitentes.

⁴ IBC 2009 sección 1609.6, p. 326.

Se debe asumir que el viento viene de cualquier dirección horizontal, y las presiones debidas a este, actúan perpendiculares al plano del panel.

2.5.1. Presión de viento

Según la convención de signos la presión positiva actúa hacia dentro de la superficie y la negativa hacia fuera. Las presiones internas y externas deben combinarse algebraicamente para determinar cuál es la crítica, tomando en cuenta también las cargas en las caras opuestas del edificio. Se deben examinar las condiciones inusuales del viento en terrenos montañosos, barrancos y otras regiones especiales; haciendo ajustes basados en información meteorológica.

La presión en el panel se debe calcular así:

$$p = q_h [(GC_p) - (GC_{pi})] \quad (2-3)^5$$

donde:

$$q_h = 0,613K_zK_{zt}K_dV^2 \quad (2-4)^6$$

La presión de viento para diseñar paneles tilt-up no debe ser menor que una presión neta de 770 Pascales⁷. Los componentes básicos para calcular la presión de viento se describen a continuación.

⁵ ASCE 7-10, sección 30.4.2, p. 318.

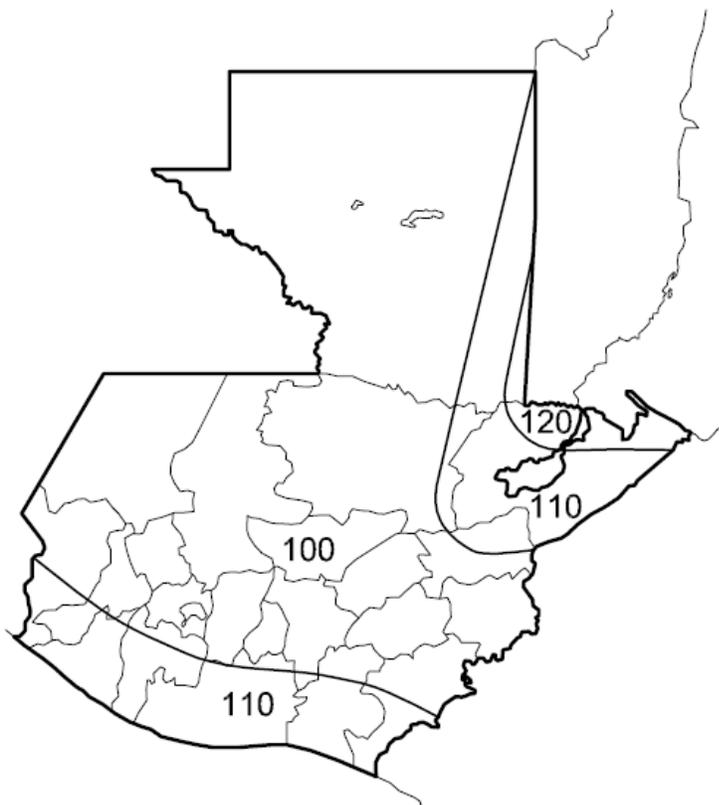
⁶ ASCE 7-10, sección 30.3.2, p. 316.

⁷ Ibíd.

2.5.2. Velocidad básica del viento

La velocidad básica mínima del viento (V) no debe ser menor que las mostradas en la figura 5. Es recomendable abocarse al (Insivumeh) Instituto de sismología, vulcanología, meteorología e hidrología para investigar si en la ubicación de la obra hay registros de velocidades mayores a las mostradas en el mapa.

Figura 5. Velocidad básica de viento en Guatemala (km/h)



Fuente: elaboración propia, con base en AGIES NSE 2-10. p. 31.

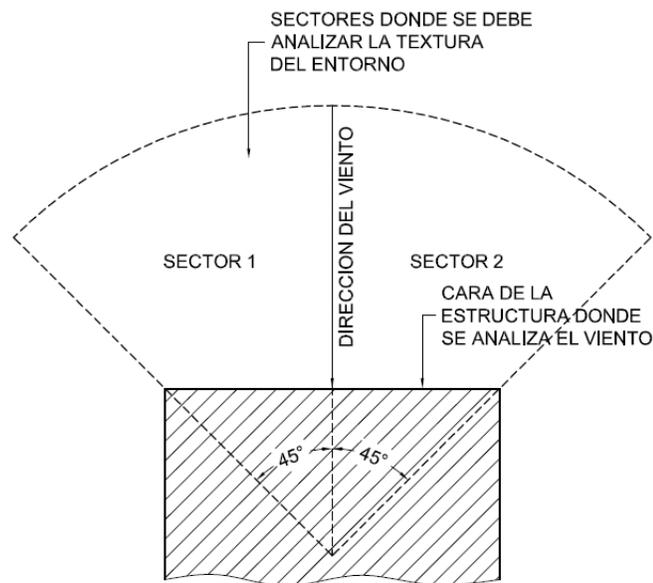
2.5.3. Factor direccional

Según la tabla 26.6-1 del ASCE/SEI 7-10 para componentes y revestimientos, es decir para paneles tilt-up, el factor direccional K_d es igual a 0,85. Es importante destacar que este factor se puede utilizar solo si se utilizó para diseñar las cargas factoradas, según lo indicado en las secciones 2.3 y 2.4 del mismo código.

2.5.4. Exposición

El tipo de exposición se basa en el tipo de entorno, determinado por la topografía, vegetación y construcciones existentes. La exposición del edificio se debe analizar en dos sectores a 45° a cada lado de la dirección del viento.

Figura 6. Sectores para analizar exposición



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

La exposición que da las mayores cargas de viento en cualquier dirección es la que se debe utilizar para diseñar todos los paneles de la obra. Existen tres tipos de textura del entorno:

- Textura tipo B: áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas o superficies con muchas obstrucciones cercanas entre sí, con el tamaño de una vivienda familiar o mayor.
- Textura tipo C: terreno abierto con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores a 9,1 m, incluyendo planicies y llanuras.
- Textura tipo D: áreas planas y sin obstrucciones y superficies de agua. Incluye planicies pantanosas, planicies salinas y hielo sin agrietar.

Los tipos de exposición son:

- Exposición B:
 - Para estructuras con una altura media de techo menor o igual a 9,1 m. Aplica para superficies con textura B desde la base de la estructura hasta 457 m en la dirección donde se analiza el viento.
 - Para estructuras con una altura media de techo mayor a 9,1 m. Aplica para superficies con textura B desde la base de la estructura hasta la distancia mayor entre 792 m o 20 veces la altura de la estructura.
- Exposición C: aplica para todos los casos donde las exposiciones B o D no aplican.

- Exposición D:
 - Aplica cuando prevalece superficie con textura D desde la base de la estructura hasta 1524 m o 20 veces la altura del edificio, la distancia que sea mayor.
 - También aplica cuando la textura de la superficie inmediata a la obra, en la dirección del viento, es B o C; y la obra mide alrededor de 183 m o 20 veces la altura de la estructura, cualquiera que sea mayor.

Para una obra ubicada entre dos exposiciones distintas, se debe utilizar la que dé las mayores fuerzas de viento.

2.5.5. Coeficiente por velocidad y exposición

Basado en el tipo de exposición se aplica el coeficiente de presión por velocidad y exposición K_z . Este se determina con base en la tabla I.

Tabla I. Coeficiente por velocidad y exposición

Altura sobre el suelo z_w (m)	Exposición			Altura sobre el suelo z_w (m)	Exposición		
	B	C	D		B	C	D
0 a 4,6	0,70	0,85	1,03	36,6	1,04	1,31	1,48
6,1	0,70	0,90	1,08	42,7	1,09	1,36	1,52
7,6	0,70	0,94	1,12	48,8	1,13	1,39	1,55
9,1	0,70	0,98	1,16	54,9	1,17	1,43	1,58
12,2	0,76	1,04	1,22	61,0	1,20	1,46	1,61
15,2	0,81	1,09	1,27	76,2	1,28	1,53	1,68
18,0	0,85	1,13	1,31	91,4	1,35	1,59	1,73
21,3	0,89	1,17	1,34	106,7	1,41	1,64	1,78
24,4	0,93	1,21	1,38	121,9	1,47	1,69	1,82
27,4	0,96	1,24	1,40	137,2	1,52	1,73	1,86
30,5	0,99	1,26	1,43	152,4	1,56	1,77	1,89

Fuente: ASCE/SEI 7-10. p. 317.

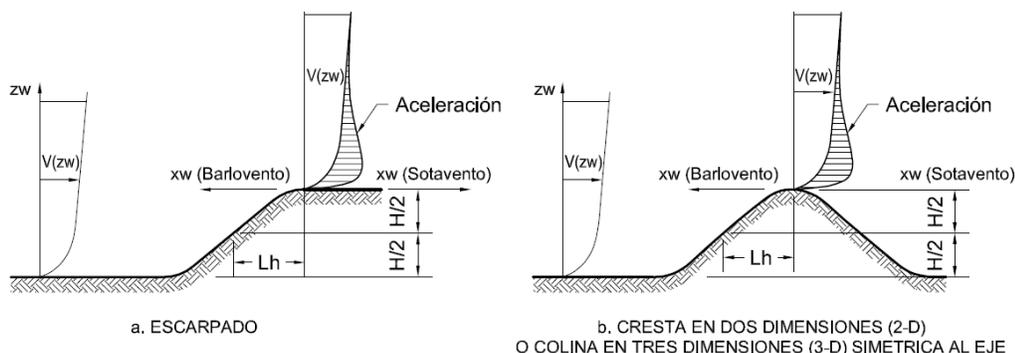
2.5.6. Factor topográfico

La aceleración del viento debido a cambios abruptos en la topografía, debe ser incluida en el diseño cuando la estructura o la obra se encuentran en alguna de las siguientes condiciones:

- En una colina, risco o acantilado que está aislado y sin obstrucción en la dirección del viento por un fenómeno topográfico similar de altura comparable hasta una distancia cien veces su altura o 3,22 km (cualquiera que sea menor). Esta distancia debe ser medida horizontalmente desde el punto donde se midió la altura de la colina, risco o acantilado.
- En una colina, risco o acantilado cuya altura es igual o mayor a dos veces la altura de cualquier accidente topográfico del terreno en barlovento, en un radio de 3,22 kilómetros.
- En la mitad superior de una colina o risco o cerca de la cima de un acantilado, como se muestra en la figura 7.
- Cuando H/L_h es mayor o igual a 0,2 en la figura 7.
- Cuando H (en la figura 7) es mayor que 4,5 m para exposiciones C y D, y mayor que 18 m para la exposición B.

Si la localización de la estructura no cumple con ninguna de las condiciones anteriores, entonces el factor topográfico K_{zt} se toma como 1,0.

Figura 7. Esquemas para factor topográfico K_{zt}



Fuente: elaboración propia, con base en ASCE/SEI 7-10. p. 252.

Tabla II. Multiplicadores topográficos para exposición C

$\frac{H}{L_h}$	Multiplicador K1			$\frac{x_w}{L_h}$	Multiplicador K2		$\frac{z_w}{L_h}$	Multiplicador K3		
	Cresta 2-D	Acantilado 2-D	Colina simétrica al eje 3-D		Acantilado 2-D	Todos los otros casos		Cresta 2-D	Acantilado 2-D	Colina simétrica al eje 3-D
0,20	0,29	0,17	0,21	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
0,25	0,36	0,21	0,26	0,50	0,88	0,67	0,10	0,74	0,78	0,67
0,30	0,43	0,26	0,32	1,00	0,75	0,33	0,20	0,55	0,61	0,45
0,35	0,51	0,30	0,37	1,50	0,63	0,00	0,30	0,41	0,47	0,30
0,40	0,58	0,34	0,42	2,00	0,50	0,00	0,40	0,30	0,37	0,20
0,45	0,65	0,38	0,47	2,50	0,38	0,00	0,50	0,22	0,29	0,14
0,50	0,72	0,43	0,53	3,00	0,25	0,00	0,60	0,17	0,22	0,09
				3,50	0,13	0,00	0,70	0,12	0,17	0,06
				4,00	0,00	0,00	0,80	0,09	0,14	0,04
							0,90	0,07	0,11	0,03
							1,00	0,05	0,08	0,02
							1,50	0,01	0,02	0,00
							2,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: ASCE 7-10. p. 252.

En la tabla II está permitido interpolar para encontrar otros valores de H/L_h , x_w/L_h y z_w/L_h . Además para valores de H/L_h mayores que 0,5 se asume que el mismo es 0,5 para evaluar K_1 y se sustituye $2H$ por L_h al evaluar K_2 y K_3 . Estos multiplicadores se basan en la suposición de que el viento se acerca a la colina o acantilado desde la dirección de la máxima pendiente.

El factor topográfico K_{zt} , se calcula así:

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (2-5)$$

Para la exposición C, los multiplicadores K_1 , K_2 y K_3 se obtienen de la tabla II. Para las exposiciones B y D, K_1 se debe determinar con la tabla III, K_2 y K_3 se pueden obtener con las siguientes ecuaciones.

$$K_2 = 1 - \frac{|xW|}{\mu L_h} \quad (2-6)$$

$$K_3 = e^{-\frac{\gamma zW}{L_h}} \quad (2-7)$$

Tabla III. **Parámetros de aceleración en colinas y acantilados**

Forma	K1/(H/Lh)			Y	μ	
	Exposición				Barlovento	Sotavento
	B	C	D			
Riscos en dos dimensiones o valles con H negativa en K1/(H/Lh)	1,30	1,45	1,55	3	1,5	1,5
Acantilados en dos dimensiones	0,75	0,85	0,95	2,5	1,5	4
Colinas en tres dimensiones simétricas con respecto a su eje	0,95	1,05	1,15	4	1,5	1,5

Fuente: ASCE/SEI 7-10. p. 253.

2.5.7. Clasificación de encierro

Se considera que una estructura es abierta cuando por lo menos el 80 % de cada uno de sus muros está abierto.

Una estructura es parcialmente abierta cuando cumple con las dos condiciones siguientes:

- El área total abierta en un muro que recibe presión positiva externa excede en un 10 % la suma de las áreas abiertas del resto de muros y techos de la estructura.
- El área total abierta en un muro que recibe presión positiva externa excede en 0,37 m² o 1 % (la que sea menor) el área cerrada del mismo, sin exceder en un 20 % la suma de las áreas abiertas del resto de muros y techos de la estructura.

Por último, se considera cerrada a una estructura que no cumple con los requerimientos de las estructuras abiertas y parcialmente abiertas.

2.5.8. Efecto ráfaga

El efecto ráfaga G para estructuras rígidas, como las tratadas aquí, se toma como 0,85 y va implícito en los coeficientes de presión externa e interna.

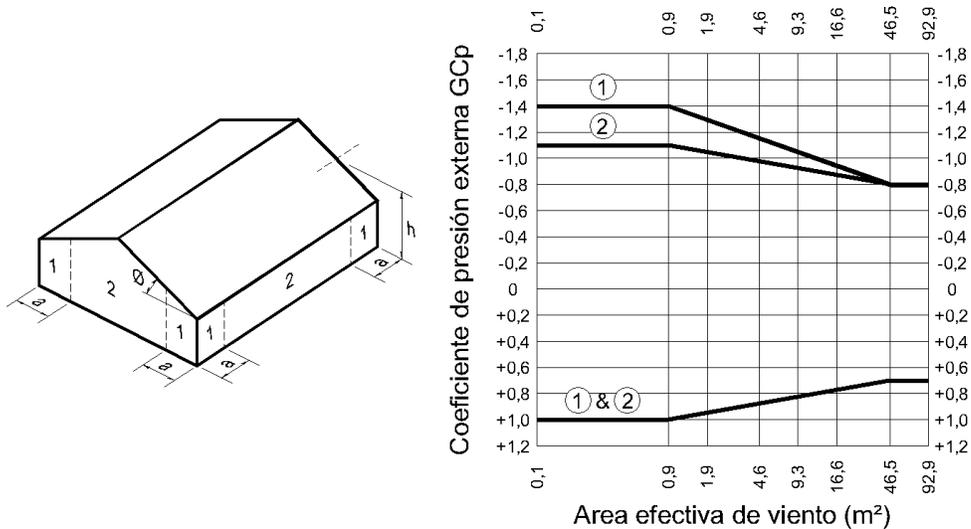
2.5.9. Coeficiente de presión externa

El área efectiva usada para determinar el coeficiente de presión externa GC_p se basa en un ancho tributario del panel igual a un tercio de la distancia entre apoyos. El coeficiente de presión externa se define con la figura 8.

Para definir el coeficiente de presión externa se deben tener las siguientes consideraciones:

- Los signos positivo y negativo indican presiones que actúan hacia y desde el muro, respectivamente.
- Cada panel debe ser diseñado para presiones máximas positivas y negativas.
- El valor GC_p debe ser reducido 10 % cuando θ sea menor o igual a 10° .
- La distancia "a" es el 10 % de la menor dimensión horizontal del edificio o $0,4h$, la que sea menor, pero no menos del 4 % de la dimensión mayor o 0,9 m.

Figura 8. Coeficiente de presión externa GC_p



Fuente: elaboración propia, con base en ASCE 7-10. p. 335.

2.5.10. Coeficiente de presión interna

El coeficiente de presión interna GC_{pi} se debe determinar con base en la tabla IV y la clasificación de encierro. Los signos positivo y negativo en dicha tabla indican presiones que actúan hacia y desde el panel, respectivamente.

Tabla IV. **Coeficiente de presión interna GC_{pi}**

Clasificación de encierro	GC_{pi}	
	Succión	Presión
Edificios abiertos	0,00	0,00
Edificios parcialmente cerrados	-0,55	+0,55
Edificios cerrados	-0,18	+0,18

Fuente: ASCE 7-10. p. 258.

2.6. Sismo

Los paneles por sí mismos tienen una gran capacidad de soportar esfuerzos provocados por sismo y luego transmitirlos a la estructura que los soporta, pero su punto débil son las uniones. Es decir que las cargas de sismo servirán principalmente para diseñar estas últimas. La carga sísmica para paneles tilt-up se calcula por medio de la fuerza sísmica de diseño que se describe a continuación.

2.6.1. Fuerza sísmica de diseño

La fuerza sísmica de diseño F_p se aplica de manera horizontal en el centro de masa del panel, perpendicular y paralelamente al plano del mismo. Esta fuerza actúa en toda la superficie del panel. Para obtenerla se promedian las

fuerzas F_{pu} y F_{pl} , aplicadas al anclaje más alto y al más bajo, respectivamente, las cuales deben cumplir con:

$$F_p = \frac{0,4a_p S_{DS}}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) W_p \quad (2-8)$$

$$1,6S_{DS} I_p W_p \geq F_p \geq 0,3S_{DS} I_p W_p \quad (2-9)$$

Para determinar las cargas sísmicas, al panel se le asigna la misma categoría sísmica de diseño que tiene el edificio al que está fijado⁸. F_p es una carga factorada que nunca debe ser menor que el 10 % del peso del panel.

I_p es 1,5 si la estructura a la cual está fijado es necesaria para proteger la vida humana después de un sismo, contiene materiales tóxicos o explosivos; la estructura está clasificada como categoría de riesgo IV⁹ o como peligrosa por la autoridad local. Si la estructura no es clasificada según lo anterior, el factor de importancia debe tomarse como 1,0¹⁰.

a_p es 1,0 para el panel y el cuerpo de las uniones, y 1,25 para los pasadores o tornillos de las uniones. R_p es 2,5 para el panel y el cuerpo de las uniones, y 1,0 para los pasadores o tornillos de las uniones¹¹.

S_{DS} se obtiene de otros parámetros que se originan en mapas proporcionados por la autoridad correspondiente. En el caso del ASCE,

⁸ ASCE 7-10 11.6, p. 67.

⁹ ASCE 7-10 tabla 1.5-1, p. 2.

¹⁰ ASCE 7-10 13.1.3, p. 111.

¹¹ ASCE 7-10 tabla 13.5-1, p. 117.

contiene mapas para Estados Unidos, por lo tanto es necesario referirse al código local. El equivalente para Guatemala es S_{cd} , aparece en el código AGIES 2-10, sección 4.3.3 y se calcula así:

$$S_{DS} = S_{cd} = K_D S_{cs} \quad (2-10)$$

K_D se relaciona con el tipo de sismo que se considere, según la tabla V.

Tabla V. **Factor de escala K_D**

Tipo de sismo ¹²	Probabilidad de ser excedido	K_D
Mínimo	condición de excepción	0,55
ordinario	10 % en 50 años	0,66
Severo	5 % en 50 años	0,80
Extremo	2 % en 50 años	1,00

Fuente: AGIES NSE 2-10, p.16.

S_{cs} ¹³ se obtiene así:

$$S_{cs} = S_{cr} F_a N_a \quad (2-11)$$

El parámetro S_{cr} aparece en el anexo A del AGIES NSE 2-10. El coeficiente F_a se muestra en la tabla VII. Para determinarlo primero se debe establecer la clase de sitio en la tabla VI. El factor N_a se obtiene por medio de la tabla IX. El tipo de fuente sísmica aparece en la tabla VII.

¹² AGIES NSE 2-10, sección 4.3.2, p. 12.

¹³ AGIES NSE 2-10, sección 4.3.3.3, p. 13.

Tabla VI. **Guía para clasificación de sitio**

Clase de sitio		Vps todo el perfil	Np todo el perfil	Nnc sector no-cohesivo	Suc sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥30	≥30	>200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	<180 m/s	≤5	≤5	<50 kPa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3,0 m o más con índice de plasticidad IP>20; humedad w≥40 % y Suc<25 kPa			
F	Suelos con problemas especiales	Véase AGIES NSE 2.1, capítulo 5			

Fuente: AGIES NSE 2-10, p. 21.

Tabla VII. **Coeficiente de sitio Fa**

Clase de sitio ¹⁴	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0
D	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
E	1,7	1,2	1,0	0,9	0,9
F	Se requiere evaluación específica, ver AGIES 2-10 sección 4.4.1				

Fuente: AGIES NSE 2-10, p. 15.

¹⁴ AGIES 2-10, sección 4.5.4. p. 20.

Tabla VIII. **Tipo de fuente sísmica**

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de corrimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad (nota 1)	$M_o \geq 7,0$	$TC \geq 5$
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_o \geq 7,0$	$TC < 5$
		$M_o < 7,0$	$TC > 2$
		$M_o \geq 6,5$	$TC < 2$
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_o < 6,5$	$TC < 2$

Nota 1: la zona de subducción de Guatemala no se considera por la distancia a la fuente.
 Nota 2: la magnitud M_o y el TC deben concurrir simultáneamente cuando se califique el tipo de fuente sísmica.

Fuente: AGIES NSE 2-10, p. 24.

Tabla IX. **Factor N_a para períodos cortos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1,25	1,12	1,0
B	1,12	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0

Nota 1: tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.
 Nota 2: utilizar el factor N_a que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Fuente: AGIES NSE 2-10, p. 24.

2.7. Desplazamientos

Los paneles y sus uniones se deben diseñar para acomodarse a los desplazamientos sísmicos relativos y los movimientos debidos a cambios de temperatura; estos últimos son significativos solo en algunos departamentos del occidente de Guatemala. Los desplazamientos sísmicos relativos se calculan de la siguiente manera¹⁵:

$$D_{pl} = D_p I_e \quad (2-12)$$

El factor I_e varía de 1,0 a 1,5¹⁶. Existen dos posibilidades para el desplazamiento D_p :

- Desplazamientos dentro de la misma estructura o sistema estructural.

$$D_p = \Delta_{xA} - \Delta_{yA} \leq \frac{(h_x - h_y)}{h_{sx}} \Delta_{aA} \quad (2-13)$$

- Desplazamientos entre diferentes estructuras o sistemas estructurales.

$$D_p = |\delta_{xA}| + |\delta_{yB}| \leq \frac{h_x \Delta_{aA}}{h_{sx}} + \frac{h_y \Delta_{aB}}{h_{sx}} \quad (2-14)$$

2.8. Tolerancias

La exactitud en la fabricación de muros tilt-up es mayor que en la construcción de muros de concreto reforzado con formaleta vertical. Al fundir los muros en una superficie horizontal y preparada para ello, se reduce los

¹⁵ ASCE 7-10, sección 13.3.2, p. 114.

¹⁶ ASCE 7-10, tablas 1.5-1 y 1.5-2, p. 2 y 5.

problemas de alineamiento, mantenimiento y deflexión de formaletas verticales tradicionales. Al diseñar se debe poner especial atención a las tolerancias, las cuales se deben indicar claramente en los detalles constructivos.

Durante el proceso de fabricación de los paneles se debe considerar lo siguiente:

- La máxima tolerancia en la superficie del piso de fundición es de 6 mm en tres metros.
- Las máximas tolerancias en la geometría de los paneles se presentan en la tabla X.

Tabla X. **Tolerancias máximas en geometría de paneles**

Ancho o altura del panel (m)	Tolerancia máxima de longitud (mm)	Tolerancia máxima de rectitud o pandeo (mm)
Hasta 3	13	13
de 3 a 6	13	16
más de 6	16	20

Fuente: ACI 551.2R-10, Sección 10.1.

- El recubrimiento mínimo en la cara del panel que quedará al lado exterior de la estructura es 25 mm, en la cara interior es 20 mm y en los bordes es 50 mm. Se debe tomar en cuenta que un recubrimiento en las caras menor a 25 mm puede dificultar hacer los acabados en la superficie del panel.

- La tolerancia para ubicar el acero de refuerzo en el peralte del panel es de ± 10 mm. Para más información sobre tolerancias en la ubicación del acero de refuerzo se debe ver el ACI 318-08, sección 7.
- En las uniones se debe tener en cuenta las siguientes tolerancias:

Tabla XI. **Tolerancias en uniones**

Objeto	Holgura (mm)	Tolerancia (mm)
Unión entre paneles	13 a 19 mm	
Unión entre paneles y elementos estructurales de soporte	25 a 50 mm	
Anclajes ubicados en obra		± 6 mm
Elevación de cimientos y columnas		13 a 50 mm
Posición de placas de soporte		± 13 mm
Posición de embebidos		± 25 mm
Posición de arañas		± 13 mm

Fuente: *Portland Cement Association, Connections for tilt-up wall construction*. p. 5.

En el montaje de los paneles se debe cumplir con lo siguiente:

- Los paneles pueden tener un desplome máximo de 13 mm.
- Los paneles adyacentes deben pueden estar desalineados entre sí 6 mm como máximo.
- La separación entre paneles suele ser entre 10 y 20 mm, ésta separación no debe variar más de 6 mm entre la parte superior e inferior del panel.

Para información más detallada es recomendable referirse a los siguientes documentos:

- Manuales para el control de calidad de plantas y producción de concreto prefabricado y prefabricado/pre-esforzado MNL-116 y MNL-135, publicado por el PCI.
- Manual para el control de calidad de plantas y producción de concreto prefabricado arquitectónico MNL-117, publicado por PCI.
- Especificaciones estándar para tolerancias para construcción y materiales incluyendo comentarios ACI 117 Y ACI 117R.

2.9. Combinaciones de carga

Para el diseño del panel como tal y su refuerzo por flexión no se utilizan combinaciones. Esto debido a que el panel no aporta resistencia al sistema estructural, únicamente aporta carga. La única carga gravitacional de servicio que soportará el panel es su peso propio, ya que en este sentido existe una gran rigidez no se toma en cuenta.

Se diseña el panel solo para soportar cargas fuera del plano del mismo, es decir sismo, viento y cargas de izaje por separado. Para el diseño de las uniones de los paneles, las combinaciones de carga factoradas aplicables con el método de esfuerzos son:

- Combinación 1: 1,4D
- Combinación 2: 1,2D + 1,0W
- Combinación 3: 1,2D + 1,0E

- Combinación 4: $0,9D + 1,0E$
- Combinación 5: $1,2D + 1,0E_h + 1,0E_v = (1,2 + 0,2S_{DS})D + F_rQ_E$
- Combinación 6: $0,9D + 1,0E_h - 1,0E_v = (0,9 - 0,2S_{DS})D + F_rQ_E$

Las combinaciones uno a la cuatro son según ASCE 7-10 sección 2.3 y las combinaciones cinco y seis según ASCE 7-10 sección 12.4.2.3.

Las combinaciones cinco y seis se basan en la tres y cuatro, tomando en cuenta el efecto horizontal y vertical del sismo, E_h y E_v , respectivamente. Dichos efectos se calculan de la siguiente manera¹⁷:

$$E_h = F_r Q_E \quad (2-15)$$

$$E_v = 0,2S_{DS}D \quad (2-16)$$

El efecto vertical del sismo puede tomarse como cero cuando S_{DS} es igual o menor que 0,125.

2.10. Diseño de arañas

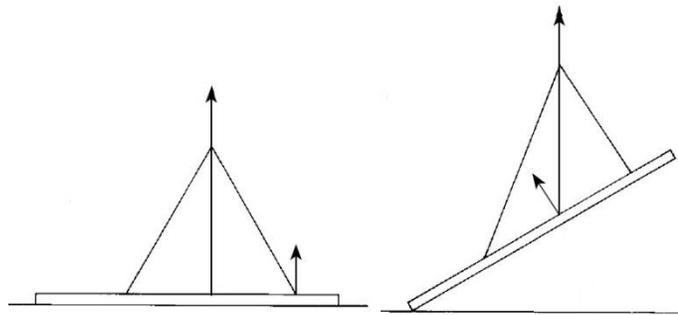
Las arañas se diseñan para resistir tensión directa, corte y una combinación de ambas. Estos esfuerzos se deben transmitir directamente al refuerzo del muro.

Se deben analizar los esfuerzos en el panel en su posición horizontal (al momento de despegarlo del piso) y para varios ángulos hasta llegar a su posición vertical. Mientras el panel gira, los cables se adaptan por medio de

¹⁷ ASCE 7-10, secciones 12.4.2.1 y 12.4.2.2, p. 84 y 86.

poleas, cambiando los ángulos entre los mismos y el panel. Lo anterior implica esfuerzos que cambian en todo momento.

Figura 9. **Interacción entre cables de izaje y el panel**



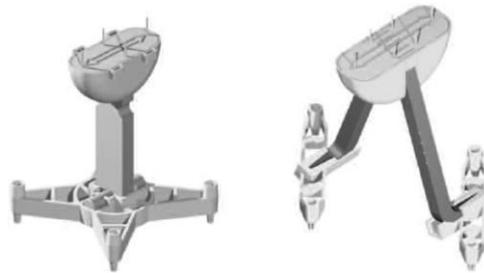
Fuente: Dayton Superior. *Manual de construcción tilt-up*. p. 14.

Conforme el panel se acerca a la verticalidad, los esfuerzos de tensión se transforman en esfuerzos de corte. Por lo general los esfuerzos críticos ocurren entre los 20° y 50°, dependiendo de la forma del panel y la distribución de las arañas. Si no se logra hacer una adecuada distribución de arañas para mantener los esfuerzos por debajo de los permisibles, se debe agregar refuerzo adicional o entablillar el panel. Para que las arañas desarrollen su capacidad completa se requiere un esfuerzo de compresión mínimo en el concreto de 17 MPa.

2.10.1. Tipos de arañas

Existe una gran variedad de arañas en el mercado. La elección depende del uso, su posición en el panel y los accesorios de izaje que se utilicen.

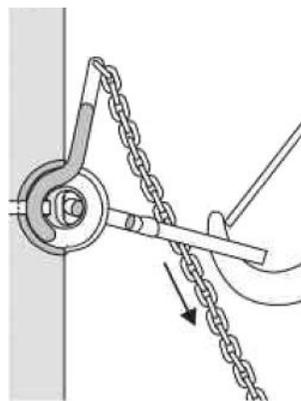
Figura 10. **Arañas con liberación automática**



Fuente: Meadow Burke. *Manual de productos*. p. 24.

Existen arañas con liberación automática (figura 10), con las cuales los cables pueden ser liberados desde el suelo, halando una cadena que se fija a un mecanismo de liberación. Estos anclajes y otros similares cuentan con un cascarón plástico, el cual forma una concavidad en la superficie del panel. En esta concavidad es donde encaja el mecanismo de liberación.

Figura 11. **Mecanismo de liberación desde el suelo**



Fuente: Meadow Burke. *Manual de productos*. p. 25.

La cara del cascarón que queda en la superficie del panel tiene unos pequeños filamentos, los cuales facilitan encontrar el cascarón luego de fundir el panel para removerlo. La concavidad se rellena con concreto cuando el panel ya está colocado en su lugar.

Figura 12. **Acabado en araña con liberación automática**



Fuente: Ofibodegas La Moderna, zona 18, ciudad de Guatemala.

Las arañas para colocar en los bordes son barras perforadas y con dobleces. En el agujero que queda próximo al borde se inserta el cable de la grúa y en los otros se insertan barras con una longitud de desarrollo adecuada para proveer al anclaje de una mayor resistencia. En la figura 13 se muestra una araña de borde que tiene una pequeña placa soldada a un lado; ésta sirve para ubicar el anclaje en el panel y darle un recubrimiento determinado.

Figura 13. **Araña de borde**



Fuente: Meadow Burke. *Manual de productos*. p. 32.

Otra opción son las placas de izaje con anclajes mecánicos. Estas tienen la ventaja de ser reutilizables. Para fijar la placa al panel se utilizan anclajes postinstalados especiales que se pueden remover después del izaje.

Figura 14. **Placa de izaje**

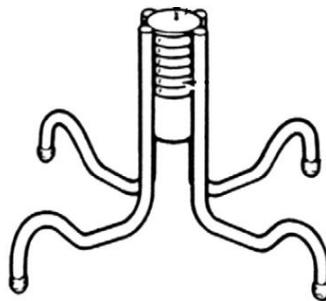


Fuente: Meadow Burke. *Manual de productos*. p. 46.

Hay arañas que poseen una espiral en la cual se introduce un tornillo especial para fijar el mecanismo de izaje. Dentro de la espiral hay un vástago

de plástico que sirve para crear el agujero en el cual penetrará el tornillo. Estas arañas se utilizan para paneles delgados o relativamente livianos, ya que su capacidad de carga es menor a la de otras arañas.

Figura 15. **Araña con espiral**



Fuente: Dayton Superior. *Manual de productos*. p. 51.

La ventaja de utilizar estas arañas de fábrica es que sus propiedades y capacidades de carga está bien definidas en los catálogos de los proveedores; estas han sido ensayadas y están garantizadas, proveyendo un mayor factor de seguridad. La desventaja es que no están disponibles en el mercado local y deben ser importadas; además, su costo puede ser elevado.

Una opción práctica es fabricar las propias arañas, teniendo siempre presente que se deben considerar adecuados factores de seguridad para evitar fallas inesperadas. En la figura 16 se muestra una araña hechiza que ha sido utilizada durante varios años en Guatemala y ha demostrado ser eficiente y económica.

Figura 16. Araña hechiza



Fuente: Ofibodegas Petapa, zona 12, ciudad de Guatemala.

2.10.2. Esfuerzos presentes en las arañas

Tanto las arañas como el panel en sí, deben diseñarse para soportar su peso propio, cargas por adherencia y posibles cargas de impacto. Luego de conocer las dimensiones del balancín, la configuración del aparejo y las arañas, se procede a calcular los esfuerzos máximos aplicados a cada araña.

Se deben hacer varios chequeos en las arañas debidos a tensión perpendicular al plano del panel y a corte. La resistencia del concreto (f'_c) que se utiliza para diseñar los anclajes de izaje es la que ha alcanzado el concreto al momento de izar el panel.

Para calcular la resistencia del anclaje se puede incluir el aporte del refuerzo complementario que se coloque en el mismo para confinar o restringir el arrancamiento del concreto¹⁸. Dicho refuerzo debe cumplir con lo solicitado en el capítulo 12 del ACI.

¹⁸ ACI 318-08 apéndice D, sección D.4.2.1, p. 430.

2.10.2.1. Resistencia del acero en tensión

Debe ser evaluada con base en el material y las dimensiones del anclaje y se calcula así:

$$\phi N_{sa} = 0,75nA_{se,N}f_{uta} \quad (2-17)$$

f_{uta} no debe ser mayor que el menor de $1,9f_y$ u 860 MPa.

2.10.2.2. Resistencia al arrancamiento del concreto en tensión

La resistencia de arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tensión es:

$$0,75\phi N_{cb} = 0,75 * 0,75 \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (2-18)$$

Y para un grupo de anclajes es:

$$0,75\phi N_{cbg} = 0,75 * 0,75 \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (2-19)$$

El cálculo de A_{Nco} se muestra en la figura 17 y ecuación (2-23). La manera de calcular A_{Nc} se muestra en las figuras 18 y 19, y ecuaciones (2-24) y (2-25). La suma de todas las áreas A_{Nco} de los anclajes del grupo no debe exceder el área A_{Nc} . Como A_{Nco} es el área proyectada para un solo anclaje y A_{Nc} es el área total proyectada para un grupo de anclajes, no es necesario incluir la cantidad de anclajes en las ecuaciones (2-18) y (2-19).

N_b se calcula así:

$$N_b = \lambda K_c \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1,5} \quad (2-20)$$

Donde k_c es 10 para anclajes preinstalados y 7 para postinstalados.

$\Psi_{ec,N}$ nunca debe ser menor que uno y se calcula así:

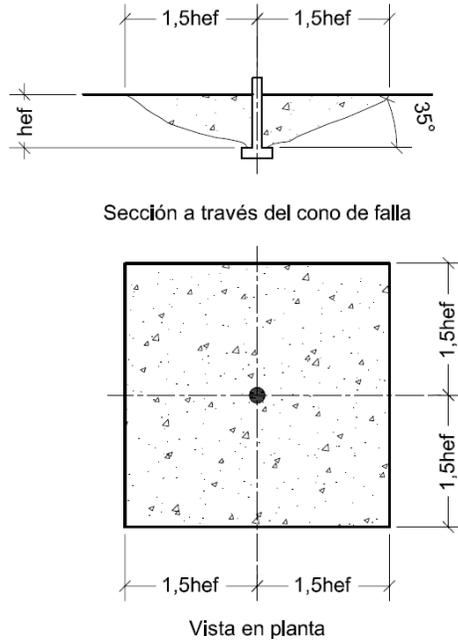
$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}} \quad (2-21)$$

$\Psi_{ed,N}$ se calcula así:

$$\begin{aligned} \Psi_{ed,N} &= 1 \quad \text{si } C_{a,\min} \geq 1,5h_{ef} \\ \Psi_{ed,N} &= 0,7 + 0,3 \frac{C_{a,\min}}{1,5h_{ef}} \quad \text{si } C_{a,\min} < 1,5h_{ef} \end{aligned} \quad (2-22)$$

Para los anclajes ubicados en un sitio donde se garantice que no hay agrietamiento para cargas de servicio, se permite el factor de modificación $\Psi_{c,N}$. Este factor es 1,25 para anclajes preinstalados y 1,4 para postinstalados; si existen agrietamientos este factor es 1,0 para ambos tipos de anclajes.

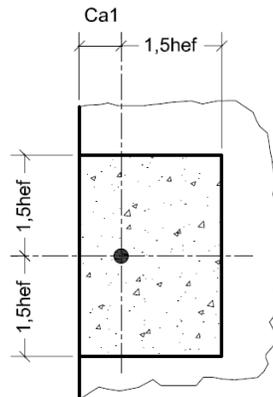
Figura 17. **Cálculo de A_{Nco}**



Fuente: ACI 318-08. p. 436.

$$A_{Nco} = (2 * 1,5h_{ef})^2 = 9h_{ef}^2 \quad (2-23)$$

Figura 18. **Cálculo de A_{Nc} para un solo anclaje**



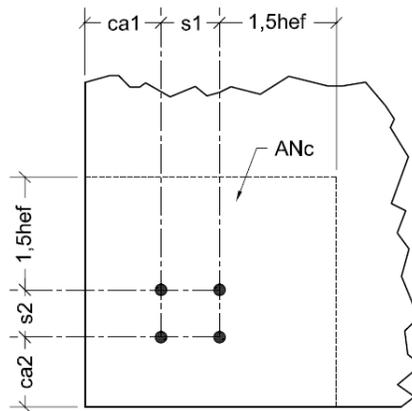
Fuente: ACI 318-08. p. 436.

$$A_{Nc} = (C_{a1} + 1,5h_{ef})(2 * 1,5h_{ef}) \quad (2-24)$$

si $C_{a1} < 1,5h_{ef}$

En la figura 19 y la ecuación (2-25) se muestra cómo calcular A_{Nc} cuando $ca1$ y $ca2$ son menores que $1,5h_{ef}$, y $s1$ y $s2$ son menores que $3h_{ef}$.

Figura 19. **Cálculo de A_{Nc} para un grupo de anclajes**



Fuente: ACI 318-08. p. 436.

$$A_{Nc} = (C_{a1} + s_1 + 1,5h_{ef})(C_{a2} + s_2 + 1,5h_{ef}) \quad (2-25)$$

$\Psi_{cp,N}$ debe calcularse utilizando la distancia crítica C_{ac} así:

$$\Psi_{cp,N} = 1,0 \text{ si } C_{a,min} \geq C_{ac} \quad (2-26)$$

$$\Psi_{cp,N} = \frac{C_{a,min}}{C_{ac}} \text{ si } C_{a,min} < C_{ac} \quad (2-27)$$

En la ecuación (2-27), $\Psi_{cp,N}$ no puede ser menor que $1,5h_{ef}/C_{ac}$. C_{ac} se determina según los siguientes parámetros¹⁹:

- Para anclajes con sobreperforación en su base es igual a $2,5h_{ef}$.
- Para anclajes de torsión controlada es igual a $4h_{ef}$.
- Para anclajes de desplazamiento controlado es $4h_{ef}$.
- Para todos los demás casos, incluyendo los anclajes preinstalados, $\Psi_{cp,N}$ es igual a uno.

2.10.2.1. Resistencia a la extracción por deslizamiento en tensión

La resistencia a la extracción por deslizamiento de un anclaje en tensión se calcula así:

$$0,75\phi N_{pn} = 0,75 * 0,75\Psi_{c,P}N_p \quad (2-28)$$

Para anclajes de expansión postinstalados y anclajes con sobreperforación en su base, N_p se debe basar en ensayos que cumplan con lo requerido en el ACI 355.2.

La resistencia a la extracción por deslizamiento por tensión en un perno o tornillo con cabeza individual es:

$$N_p = 8A_{brg}f'_c \quad (2-29)$$

¹⁹ ACI 318-08 sección D.8.6, p. 453.

Donde A_{brg} se calcula así²⁰:

$$A_{brg} = A_H - A_D \quad (2-30)$$

Para un anclaje individual con gancho la resistencia a la extracción por deslizamiento por tensión es:

$$N_p = 0,9f'_c e_h d_a \quad (2-31)$$

donde $3d_a \leq e_h \leq 4,5d_a$.

Si no hay fisuras $\Psi_{c,P}$ es igual a 1,4; si existe presencia de fisuras se debe usar 1,0.

2.10.2.2. Resistencia del acero del anclaje sometido a corte

La resistencia a corte de un anclaje individual o grupo de anclajes preinstalados es:

$$\phi V_{sa} = 0,65nA_{se,V}f_{uta} \quad (2-32)$$

Para anclajes preinstalados de tornillo con cabeza o con gancho y para anclajes postinstalados donde las camisas no pasan por el plano de corte, se calcula así:

$$\phi V_{sa} = 0,65n0,6A_{se,V}f_{uta} \quad (2-33)$$

²⁰ ACI355.3R-11 tabla A.2(a), p. 121.

Para anclajes postinstalados donde las camisas sí pasan por el plano de corte, ϕV_{sa} , debe basarse en ensayos que cumplan con el ACI 355.2, aunque también se permite utilizar la ecuación (2-33). f_{uta} no debe ser mayor que el menor entre $1,9f_{ya}$ u 860 MPa.

2.10.2.3. Resistencia al arrancamiento del concreto a corte

En general esta resistencia no es determinante para anclajes alejados del borde; en esos casos gobierna la resistencia del acero del anclaje sometido a corte y la resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a corte.

La resistencia al arrancamiento del concreto en cortante perpendicular al borde sobre un anclaje individual es:

$$0,75\phi V_{cb} = 0,75 * 0,75 \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b \quad (2-34)$$

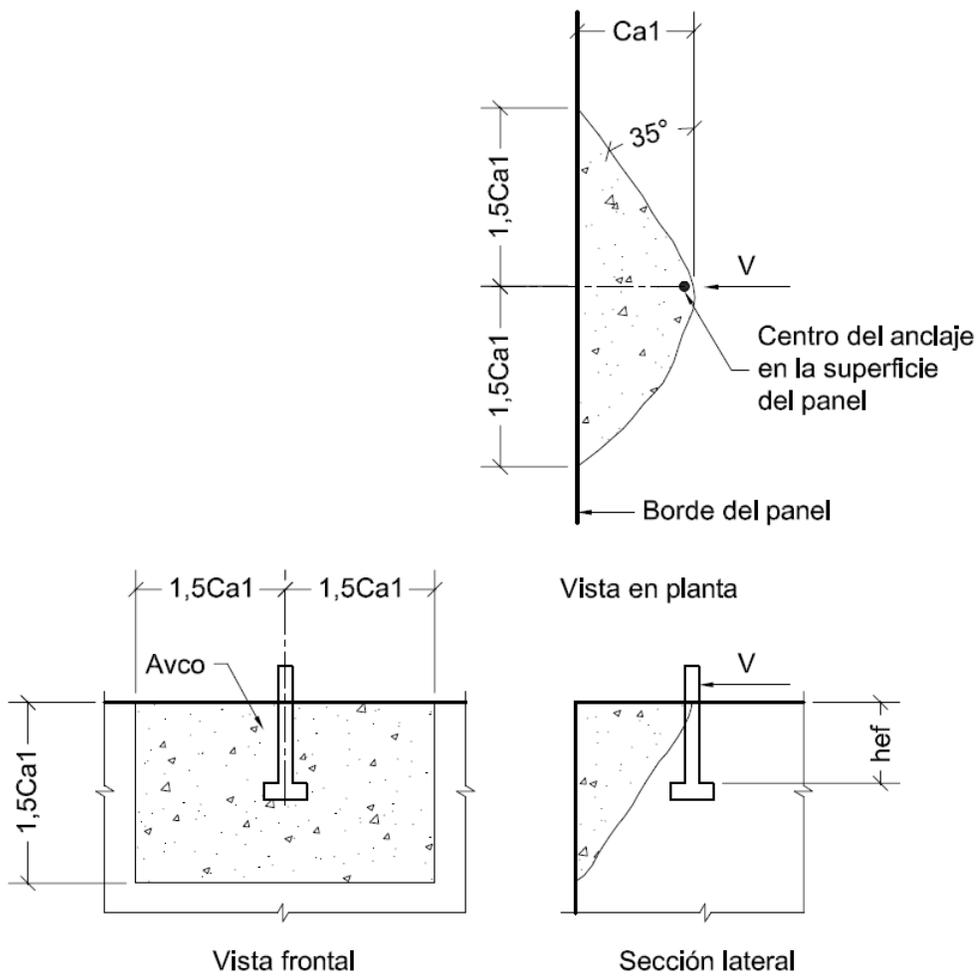
Y para un grupo de anclajes es:

$$0,75\phi V_{cbg} = 0,75 * 0,75 \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ec,V} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b \quad (2-35)$$

Si la fuerza cortante es paralela al borde se permite multiplicar por dos el valor obtenido en las ecuaciones (2-34) o (2-35), tomando $\Psi_{ed,V}$ igual a 1,0. Para anclajes ubicados cerca de una esquina se debe analizar cada borde y tomar el mínimo.

Para calcular A_{vco} ver figura 20 y ecuación (2-36). La suma de los factores A_{vco} de todos los anclajes del grupo debe ser mayor o igual a A_{vc} .

Figura 20. **Cálculo de A_{vco}**



Fuente: ACI 318-08. p. 446.

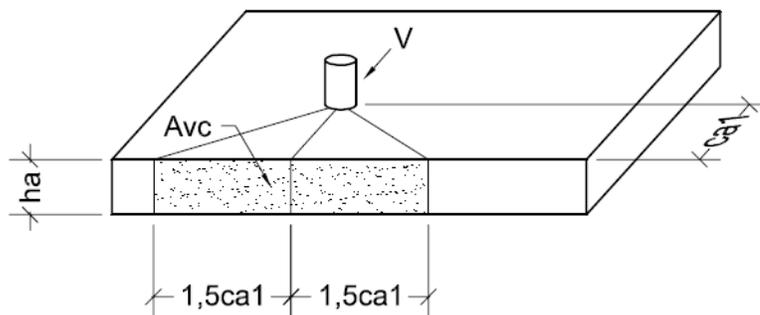
$$A_{Vco} = 2 * 1,5c_{a1} * 1,5c_{a1} = 4,5c_{a1}^2 \quad (2-36)$$

En un grupo de anclajes se debe calcular A_{vc0} para cada fila de anclajes, según su separación del borde del panel.

En la figura 21 y la ecuación (2-37) se muestra cómo calcular A_{vc} para un solo anclaje, que está cerca de un solo borde en un elemento con $h_a < 1,5c_{a1}$.

$$A_{vc} = 2 * 1,5c_{a1}h_a \quad (2-37)$$

Figura 21. **Cálculo de A_{vc} cerca de un borde**

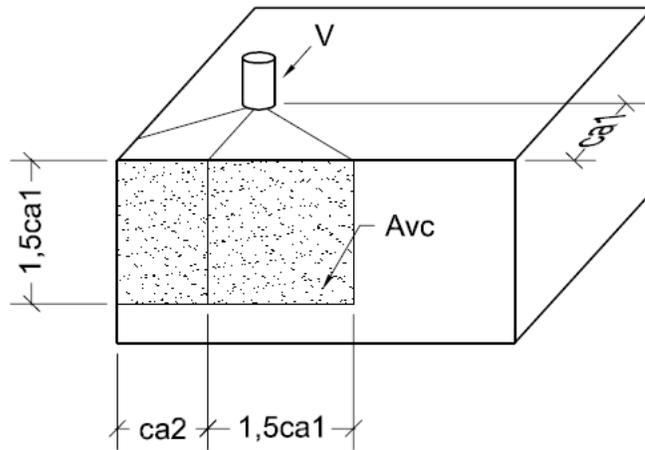


Fuente: ACI 318-08. p. 446.

En un elemento con $h_a \geq 1,5c_{a1}$ y/o donde los anclajes están cercanos a dos bordes; A_{vc} para un solo anclaje se calcula como se muestra en la figura 22 y la ecuación (2-38).

$$A_{vc} = 1,5c_{a1}(1,5c_{a1} + c_{a2}) \quad (2-38)$$

Figura 22. **Cálculo de A_{vc} cerca de dos bordes**



Fuente: ACI 318-08. p 446.

Para anclajes paralelos a un borde en un grupo de anclajes, como se muestra en la figura 23, A_{vc} se calcula según la ecuación siguiente:

$$A_{Vc} = (2 * 1,5c_{a1} + s_1)h_a \quad (2-39)$$

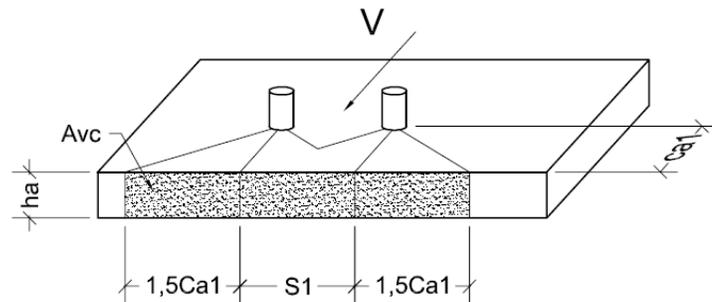
Para anclajes perpendiculares a un borde en un grupo de anclajes hay dos casos:

- Cuando los anclajes no están soldados a un embebido: se considera que la mitad del corte aplicado es soportado por el más cercano al borde, como se muestra en la figura 24.
- Cuando los anclajes están soldados a un embebido: se considera que todo el corte es soportado por el más lejano, como se muestra en la figura 25.

En ambos casos, A_{vc} se calcula con la ecuación siguiente:

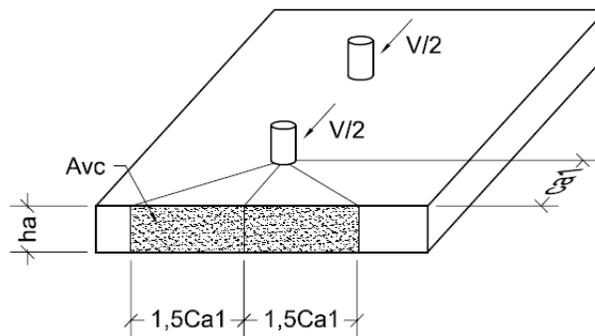
$$A_{vc} = 2 * 1,5c_{a1} * h_a \quad (2-40)$$

Figura 23. **Cálculo de A_{vc} en anclajes paralelos al borde**



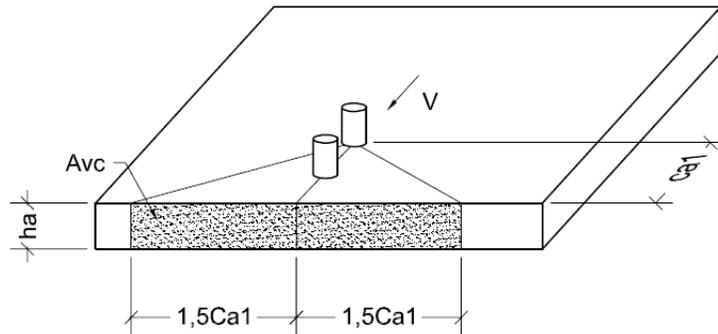
Fuente: ACI 318-08. p 446.

Figura 24. **A_{vc} en anclajes perpendiculares al borde caso 1**



Fuente: ACI 318-08. p 446.

Figura 25. A_{vc} en anclajes perpendiculares al borde caso 2



Fuente: ACI 318-08. p 446.

Ya que A_{vc} es el área total proyectada para un grupo de anclajes y A_{vco} es el área para un solo anclaje, no se debe incluir el número de anclajes en las ecuaciones (2-34) y (2-35).

La resistencia básica al arrancamiento del concreto por corte para un solo anclaje, es proporcional a su distancia al borde más cercano y se calcula así:

$$V_b = \lambda 0,6 \left(\frac{L_e}{d_a} \right)^{0,2} \sqrt{d_a} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1,5} \quad (2-41)$$

Para anclajes preinstalados con cabeza o gancho que están soldados de manera continua a piezas de acero, con un grosor mínimo de 10 mm o la mitad del diámetro del anclaje (el que sea mayor); la resistencia básica al arrancamiento del concreto por corte de un solo anclaje es:

$$V_b = \lambda 0,66 \left(\frac{L_e}{d_a} \right)^{0,2} \sqrt{d_a} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1,5} \quad (2-42)$$

En ambos casos L_e puede tomar los siguientes valores:

- Igual a h_{ef} para anclajes con rigidez constante a todo lo largo de su sección embebida, tales como pernos con cabeza y pernos instalados posteriormente con un casquillo tubular a lo largo de toda la longitud embebida.
- Igual a dos veces d_a para anclajes de expansión controlados por torque, con un casquillo de expansión en parte de su longitud embebida.
- Siempre menor o igual a ocho veces d_a .

Para el caso de anclajes soldados a piezas de metal se debe considerar lo siguiente:

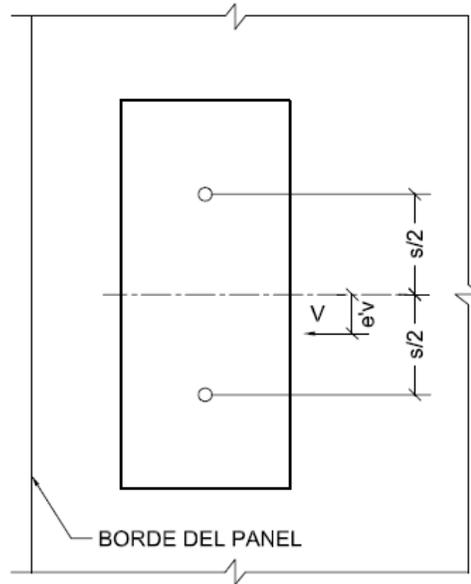
- La resistencia V_b debe ser calculada para la fila más lejana del borde.
- El espaciamiento entre anclajes no debe ser menor a 65 mm.
- Se debe colocar refuerzo complementario en las esquinas si $C_{a2} \leq 1,5h_{ef}$.

$\Psi_{ec,v}$ nunca debe ser mayor que 1,0 y se calcula así:

$$\Psi_{ec,v} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_v}{3c_{a1}}} \quad (2-43)$$

e'_v se define en la figura 26.

Figura 26. Definición de e'v



Fuente: ACI 318-08. p. 449.

$\Psi_{ed,v}$ se calcula así:

$$\Psi_{ed,v} = 1,0 \text{ si } c_{a2} \geq 1,5c_{a1}$$

$$\Psi_{ed,v} = 0,7 + 0,3 \frac{c_{a2}}{1,5c_{a1}} \text{ si } c_{a2} < 1,5c_{a1} \quad (2-44)$$

Se permite el uso $\Psi_{c,v}$ de la siguiente manera:

- 1,4 si el elemento no presenta fisuración debido a cargas de servicio.
- 1,0 para concreto fisurado sin refuerzo complementario o refuerzo en el borde de diámetro menor a 13 mm.

- 1,2 para concreto fisurado con refuerzo en el borde de diámetro igual o mayor a 13 mm.
- 1,4 para concreto fisurado con refuerzo en el borde de diámetro igual o mayor a 13 mm y con refuerzo confinado por estribos separados 100 mm como máximo.

Si el grosor del panel h_a es menor a $1,5c_{a1}$, se debe utilizar el siguiente factor:

$$\Psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1,5c_{a1}}{h_a}} \quad (2-45)$$

Este factor nunca debe ser menor que uno.

2.10.2.4. Desprendimiento por cabeceo del anclaje por corte

La resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a corte para un solo anclaje es:

$$0,75\phi V_{cp} = k_{cp} 0,75\phi N_{cb} \quad (2-46)$$

Para un grupo de anclajes es:

$$0,75\phi V_{cpg} = k_{cp} 0,75\phi N_{cbg} \quad (2-47)$$

k_{cp} se toma como 1,0 cuando h_{ef} es menor que 65 mm y 2,0 cuando es igual o mayor. $0,75\phi N_{cb}$; se calcula según la ecuación (2-18) y $0,75\phi N_{cbg}$ según la ecuación (2-19).

2.10.2.5. Interacción de fuerzas de corte y tensión

Para comprobar que el diseño del anclaje es adecuado para soportar cargas de tensión y corte simultáneamente, se debe usar una expresión de interacción obtenida por medio de una gran cantidad de ensayos. Ya que esto no es práctico, otra opción es que el anclaje cumpla con lo descrito a continuación.

El valor ϕN_n debe ser el menor entre los obtenidos en las secciones 2.10.2.1, 2.10.2.2 y 2.10.2.1. El valor de ϕV_n es el menor entre los obtenidos en las secciones 2.10.2.2, 2.10.2.3 y 2.10.2.4.

Si V_{ua} es menor o igual a $0,2\phi V_n$ se permite usar la resistencia total de tensión. Si N_{ua} es menor o igual a $0,2\phi N_n$ se permite usar la resistencia total por corte. Si V_{ua} es mayor a $0,2\phi V_n$ y N_{ua} es mayor a $0,2\phi N_n$ entonces se debe cumplir con:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1,2 \quad (2-48)$$

2.10.3. Distribución de las arañas

Las arañas deben ubicarse adecuadamente respecto del centro de gravedad del panel para reducir los esfuerzos de izaje y asegurarse que gire como se desea.

Los esfuerzos flexionantes factorados deben ser menores o iguales a los permisibles para la resistencia del concreto al momento del izaje. Si esto no se logra, se puede incrementar el número de arañas, agregar refuerzo adicional donde se requiera, entablillar o incluso utilizar un concreto más resistente.

Si una araña se encuentra muy cerca de cualquier borde se reduce el área efectiva del cono de corte, y de manera proporcional, la carga que soporta. Para que la araña funcione a su máxima capacidad y no interfiera con otros elementos, es recomendable colocarla a un mínimo de 0,38 m a cualquier borde y 0,15 m de los embebidos.

Encontrar la distribución ideal de arañas es un proceso iterativo y muy complejo y solo se puede realizar con rapidez y eficiencia por medio de un programa de diseño especializado. Si no se cuenta con algún programa de diseño, lo más recomendable es elaborar una hoja electrónica basada en los parámetros que se describen a continuación. Estos fueron tomados de manuales elaborados por empresas especializadas en muros tilt-up y son normalmente conocidos como ayudas de diseño.

Uno de los primeros pasos es definir cuántas columnas de arañas se colocarán. En la tabla XII aparece la cantidad de estas columnas, sugerida con base en el ancho y grosor del panel.

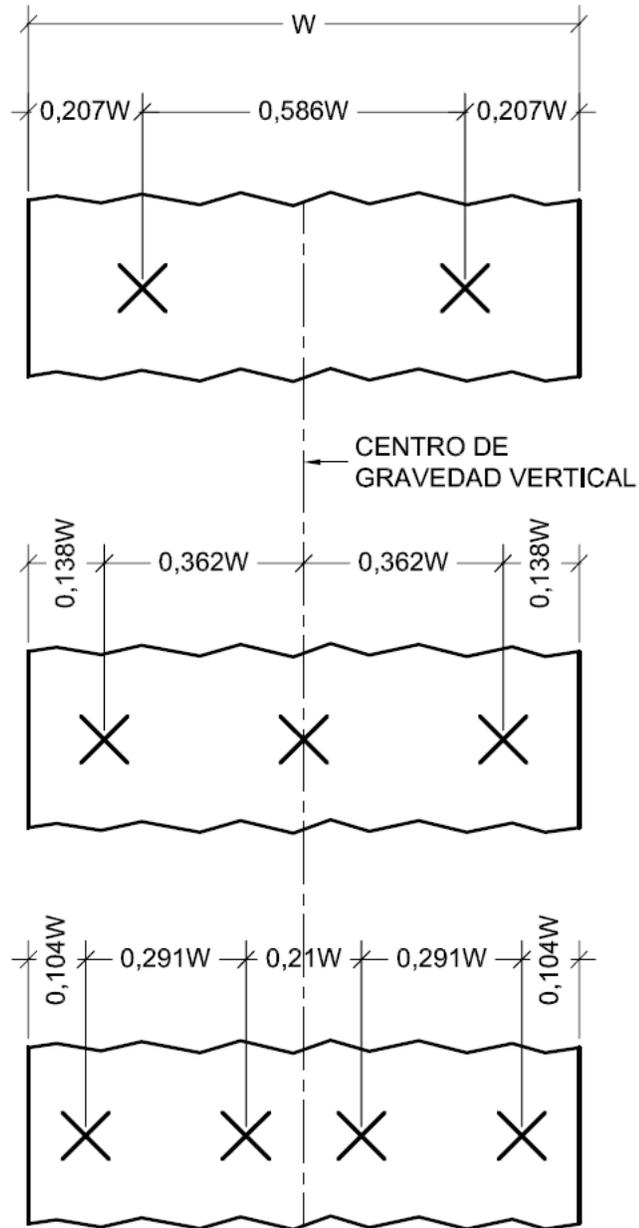
Tabla XII. **Columnas de arañas según dimensiones del panel**

Grosor del panel		Ancho máximo del panel (m)	
pul.	m	Dos columnas de arañas	Cuatro columnas de arañas
4	0,102	6,40	10,36
5	0,127	7,32	11,58
5 1/2	0,140	7,62	12,19
6	0,152	7,92	12,50
6 1/2	0,165	8,23	13,11
7	0,178	8,53	13,72
7 1/2	0,191	8,84	14,02
8	0,203	9,14	14,63
8 1/2	0,216	9,45	14,94
9	0,229	9,75	15,54
9 1/2	0,241	10,06	15,85
10	0,254	10,06	16,46
10 1/2	0,267	10,36	16,76
11	0,279	10,67	17,07
11 1/2	0,292	10,97	17,37
12	0,305	11,28	17,98

Fuente: Dayton Superior. *Manual de construcción tilt-up*. p. 15.

La figura 27 muestra las distribuciones de columnas de arañas que provocan momentos positivos y negativos iguales. La figura 28 señala distribuciones de filas de arañas que provocan momentos mínimos y un giro adecuado del panel. Ambos casos aplican únicamente para paneles rectangulares sin agujeros ni irregularidades. Distribuciones similares a estas pueden ser encontradas en el manual técnico de tilt-up TM 34 de la Asociación del cemento y el concreto de Nueva Zelanda, sección 3.3.1, página 10.

Figura 27. **Distribución de columnas de arañas**

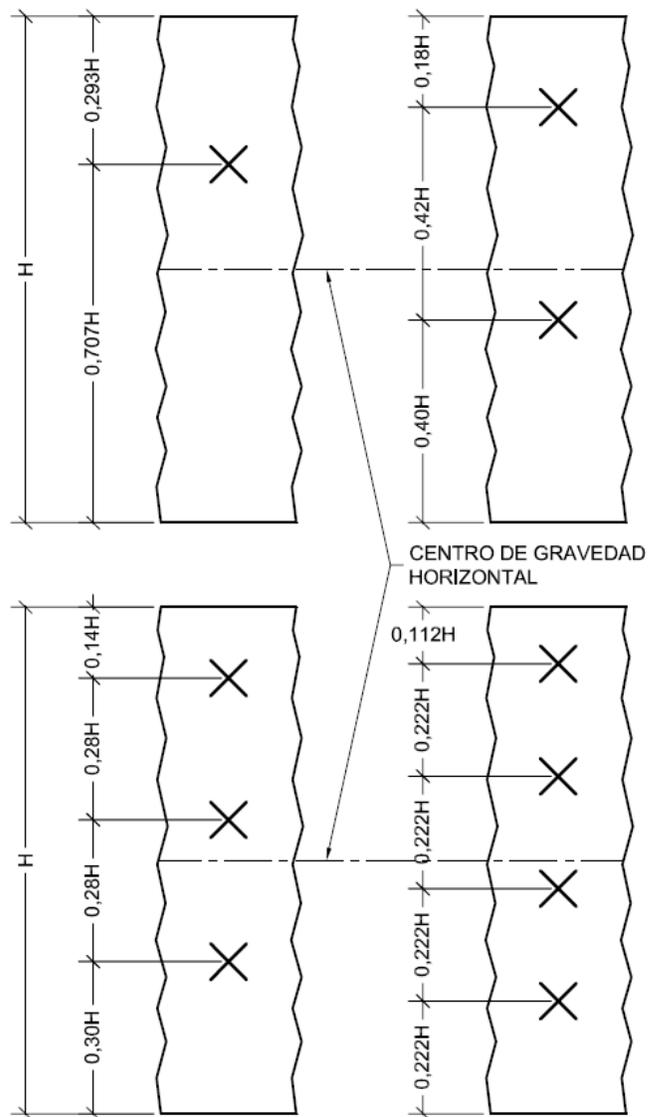


Fuente: Burke. *Catálogo de accesorios para concreto No. 730*. p. 81 y 82.

Para paneles irregulares y con agujeros se debe calcular el centro de gravedad. Posteriormente se debe trazar un panel rectangular equivalente,

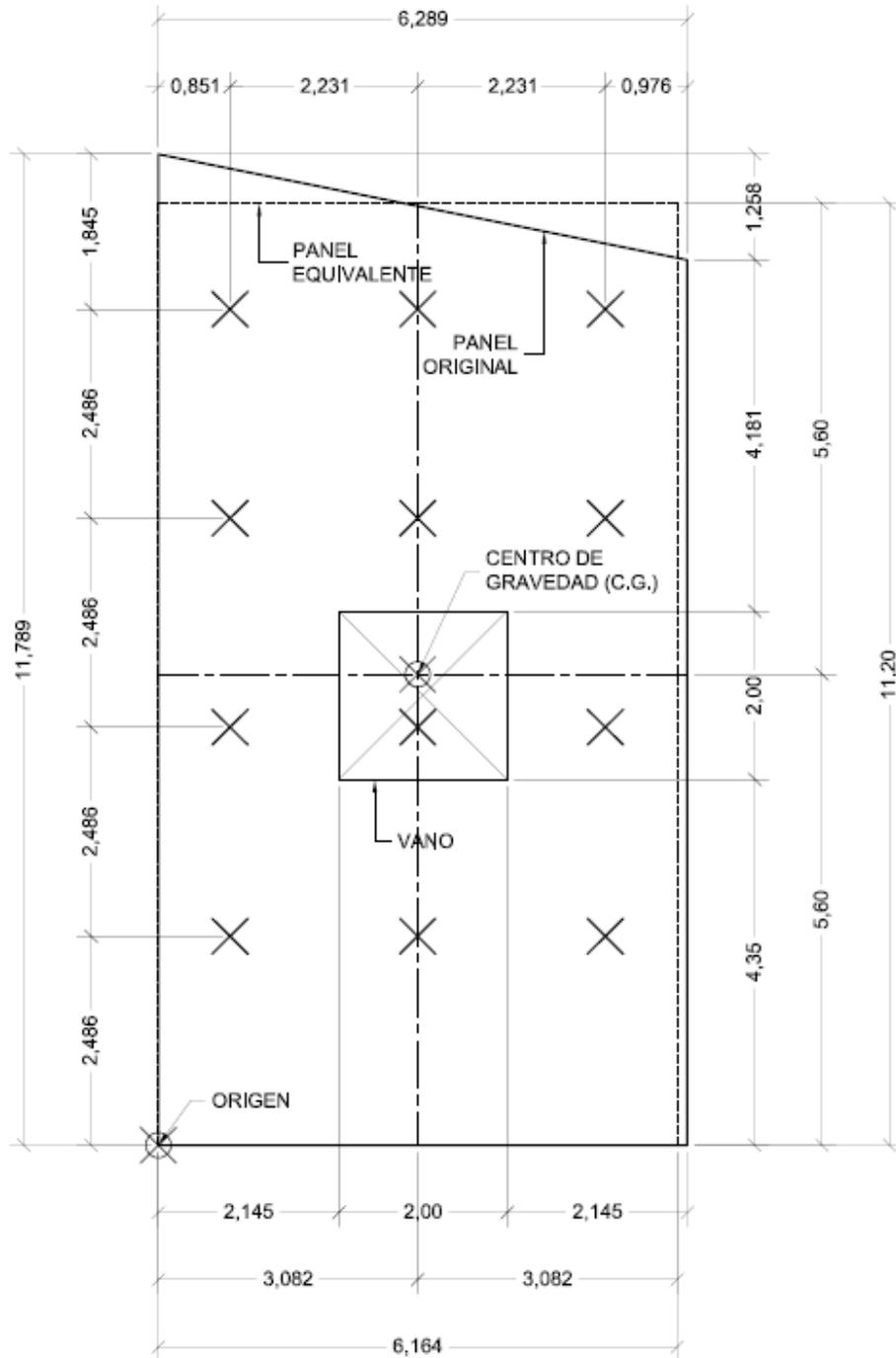
multiplicando por dos las distancias horizontal y vertical desde el origen hasta el centro de gravedad. En este panel equivalente se ubican las arañas como en un panel rectangular (figura 29), según lo descrito en el párrafo anterior.

Figura 28. **Distribución de filas de arañas**



Fuente: Burke. *Catálogo de accesorios para concreto No. 730*. p. 81 y 82.

Figura 29. Panel equivalente

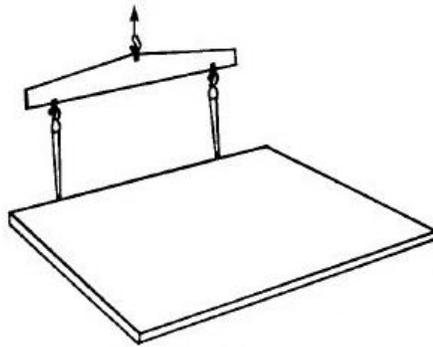


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

2.10.4. Aparejos

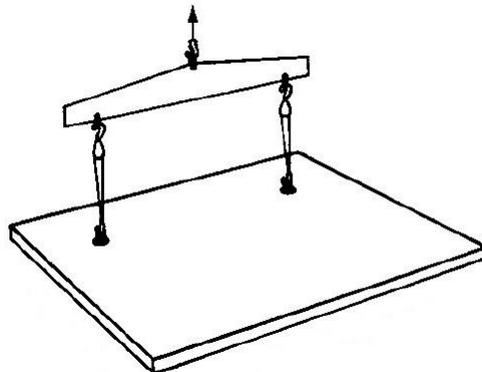
Existe una gran variedad de aparejos, la elección del adecuado depende del tamaño y forma del panel, la distribución de las arañas, tamaño de la grúa y el largo de los cables disponibles. A continuación se muestran algunos de los aparejos más simples.

Figura 30. **Aparejo tipo A**



Fuente: Dayton Superior. *Manual de construcción tilt-up*. p. 15.

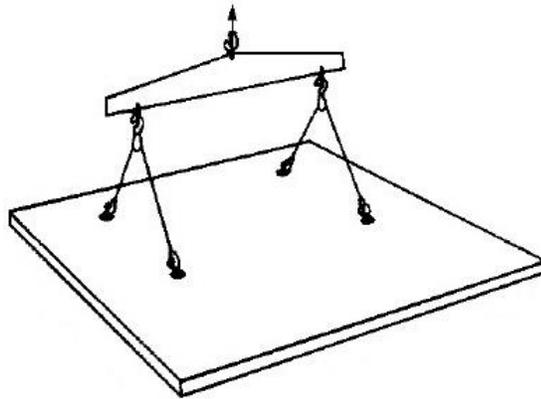
Figura 31. **Aparejo tipo B**



Fuente: Dayton Superior. *Manual de construcción tilt-up*. p. 15.

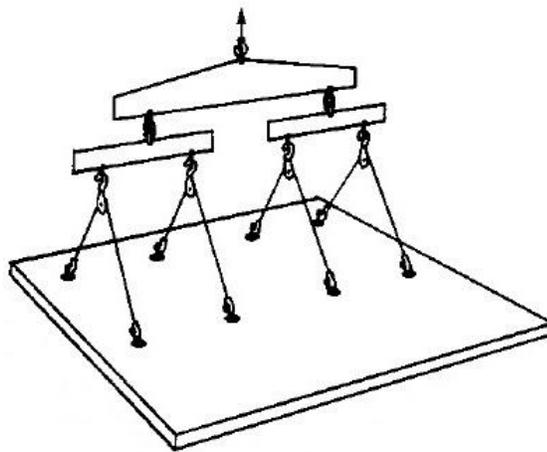
El aparejo tipo A prácticamente no tiene limitaciones en cuanto al largo de los cables. El aparejo B requiere un largo mínimo de cables de 80 % de la altura del panel.

Figura 32. **Aparejo tipo C**



Fuente: Dayton Superior. *Manual de construcción tilt-up*. p. 16.

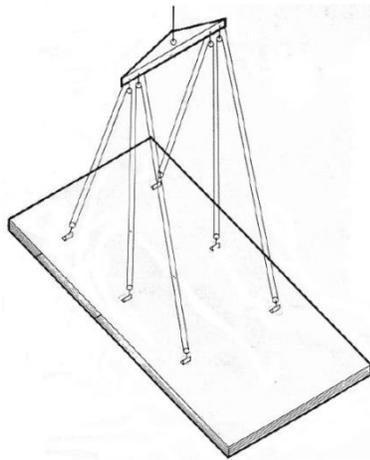
Figura 33. **Aparejo tipo D**



Fuente: Dayton Superior. *Manual de construcción tilt-up*. p. 16.

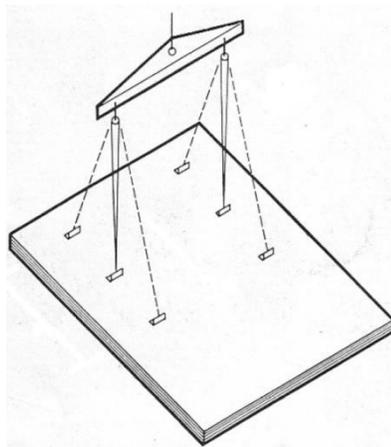
El largo mínimo de los cables para los aparejos tipo C y D es igual a la altura del panel menos 0,30 m.

Figura 34. **Aparejo tipo E**



Fuente: Burke. *Catálogo de accesorios para concreto No. 730*. p. 79.

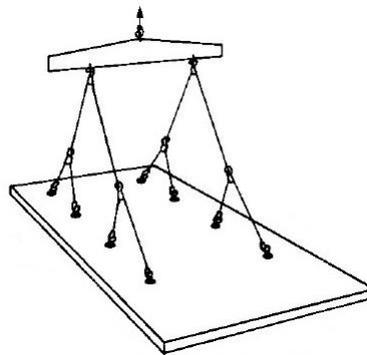
Figura 35. **Aparejo tipo F**



Fuente: Burke. *Catálogo de accesorios para concreto No. 730*. p. 79.

El aparejo E necesita cables con largo mínimo igual a 3,22 veces la altura del panel. Si no se cuenta con cables suficientemente largos se puede usar el aparejo F que requiere cables de largo mínimo igual a 1,12 veces la altura del panel.

Figura 36. **Aparejo tipo G**



Fuente: Dayton Superior. *Manual de construcción tilt-up*. p. 16.

El aparejo G utiliza dos tipos de cable: los principales pasan por el balancín y deben tener un largo mínimo igual a la altura del panel; los secundarios están en contacto con el panel; deben tener un largo mínimo igual al 66 % de la altura del panel.

2.10.5. Esfuerzos en sentido vertical por izaje

Se debe hacer el análisis para varios ángulos de giro entre cero y noventa grados. El diseñador considerará qué tan pequeños desea los intervalos, tomando en cuenta que para intervalos más pequeños se incrementa considerablemente la cantidad de trabajo a realizar. El procedimiento por realizar es el siguiente:

- Realizar un diagrama de cuerpo libre tomando en cuenta la distribución de arañas, el aparejo y el largo de los cables.
- Calcular el peso distribuido para el ancho tributario de cada columna de izaje w_p .
- Calcular la distancia a la línea de acción de la fuerza de izaje (L. C. izaje).
- Calcular la fuerza de izaje P .
- Calcular la reacción R en la base del muro.
- Calcular las reacciones en los anclajes.
- Dibujar diagrama de corte.
- Dibujar diagrama de momento.

2.10.6. Esfuerzos por izaje en el sentido horizontal

Los esfuerzos en el sentido horizontal son críticos cuando el panel está horizontal, debido a que el grosor del panel siempre es menor que el ancho de la franja tributaria. En este momento, el grosor está vertical y el ancho tributario horizontal. Conforme el panel gira, el grosor también lo hace buscando la horizontalidad y el ancho tributario la verticalidad. Es decir que la franja tributaria gana inercia, mientras el panel gira hasta su posición final.

El análisis de esfuerzos en el sentido horizontal se debe hacer considerando que la base del panel aún se apoya sobre el piso. Esto implica que la reacción en el piso soporta su propia franja tributaria. Los extremos de las franjas tributarias se encuentran en los puntos donde el esfuerzo de corte en el panel es cero. Por lo tanto, las franjas tributarias cambian con el ángulo de giro.

Luego de establecer las distintas franjas tributarias, el procedimiento a seguir es el siguiente:

- Definir la franja tributaria crítica
- Hacer diagrama de cuerpo libre
- Dibujar diagrama de corte
- Dibujar diagrama de momento

2.10.7. Esfuerzo de tensión permisible en el concreto

Durante el proceso de izaje, el panel es sometido a grandes esfuerzos que pueden superar los requeridos por cargas de servicio; además en ese momento el concreto no ha alcanzado su resistencia máxima. Los máximos esfuerzos ocurren cuando el panel está girando, debido a que se inducen momentos flexionantes. Estos momentos provocan esfuerzos de compresión en una cara del panel y tensión en la opuesta.

Debido a que el concreto es débil en tensión, se debe verificar que el máximo esfuerzo de tensión esté por debajo de la resistencia a la tensión por hendimiento así²¹.

$$f_{ct} = 0,56\sqrt{f'_c} \quad (2-49)$$

2.11. Diseño de acero de refuerzo

Se debe diseñar el acero de refuerzo para soportar cargas debidas al izaje y cargas de servicio. El refuerzo más usual son barras corrugadas número 10, 13 y 16 ASTM A615 grado 40 o 60, colocadas en ambas direcciones y al centro del grosor del panel (cuando se requiere una sola cama de refuerzo). No se suele usar barras más gruesas para no reducir el recubrimiento en muros

²¹ ACI 318-08 comentario sección 8.6.1. p. 114.

delgados. En ocasiones, también es posible utilizar malla electrosoldada, sobre todo, en paneles delgados y pequeños que están sometidos a esfuerzos pequeños.

Se debe evitar los traslapes en el refuerzo, debido a que esto causa congestión en los paneles que generalmente son delgados. Es muy importante detallar en los planos de fabricación la ubicación exacta de las barras de refuerzo, según lo que se consideró en el diseño. Una pequeña variación en la ubicación del refuerzo en el peralte del panel provoca una considerable variación en la resistencia del mismo.

Por lo general, los paneles tilt-up de forro no suelen ser demasiado gruesos, por lo tanto la mayoría de las veces requieren una sola capa de refuerzo. Debido a que los paneles no soportan carga vertical y se provee de uniones flexibles, el panel no presenta esfuerzos de corte considerables; por lo tanto el acero de refuerzo por flexión suele cubrir los requerimientos por corte. El diseño del acero de refuerzo debe cumplir con los requerimientos de ACI 318-08.

2.11.1. Acero por flexión

El panel está sometido a esfuerzos flexionantes por izaje en ambos sentidos. Por cargas de servicio solo existe flexión en el sentido horizontal; esto se debe a que son paneles de forro que se comportan como losas en una sola dirección. Es decir que los paneles están simplemente apoyados en las columnas.

De acuerdo con Nilson (1999), el acero por momento flexionante se calcula así:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad (2-50)$$

donde a es²²:

$$a = \frac{\rho f_y d}{0,85 f'_c} \quad (2-51)$$

Se deben calcular los momentos por izaje y por cargas de servicio, luego es recomendable calcular el área de acero para cada caso. El área de acero que resulte crítica debe cumplir con los requisitos de acero mínimo y máximo para cada caso.

2.11.2. Acero por corte

Por lo general, los mayores esfuerzos de corte se presentan alrededor de los anclajes durante izaje y durante el servicio en los bordes donde los paneles se apoyan a las columnas de acero. Se chequeará si el acero por flexión cumple con la cuantía necesaria para soportar corte, si no es así, se debe colocar acero adicional.

Entre los chequeos que se hacen a los anclajes está la resistencia al arrancamiento del concreto en tensión (ver sección 2.10.2.2). Por lo general, el concreto no soporta este esfuerzo por sí solo, entonces se suelen colocar

²² ACI 318-08 sección 10.2.7, p. 138. Nilson Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto duodécima edición*. p. 78.

barras adicionales en estos puntos (ver figura 82). Estas barras proveen la resistencia necesaria para soportar el corte por izaje.

2.11.3. Área mínima y máxima de acero

El área mínima de acero por flexión se calcula con la siguiente ecuación²³:

$$A_{s,min} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad (2-52)$$

Pero nunca debe ser menor que:

$$\frac{1,4bd}{f_y} \quad (2-53)$$

El área de acero obtenida con las anteriores ecuaciones se debe comparar con las cuantías mínimas mostradas en la siguiente tabla.

Tabla XIII. **Cuantías mínimas de acero para muros de concreto**

Tipo de refuerzo	En la dirección de mayor momento flexionante	Perpendicular a la dirección del mayor momento flexionante
Barras corrugadas no mayores que No. 16 con f_y no menor que 420 MPa	0,0020	0,0012
Otras barras corrugadas	0,0025	0,0015
Refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 o MD200	0,0020	0,0012

Fuente: ACI 318-08. p. 266.

²³ ACI 318-08 sección 10.5.1. p. 143.

El espaciamiento máximo del refuerzo será tres veces el grosor del muro o 450 mm (el que sea menor)²⁴.

Para calcular el acero de refuerzo máximo se debe garantizar que ϵ_t en estado de resistencia nominal no debe ser menor a 0,004, con lo cual se restringe la cuantía de acero de refuerzo a aproximadamente $0,75 \rho_b$ ²⁵.

La cuantía balanceada de acero se calcula así:

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2-54)$$

El valor de β_1 se determina según lo indicado en el ACI 318-08, sección 10.2.7.2.

La distancia libre mínima entre barras paralelas es un diámetro de barra pero no menor que 25 mm ni 1,33 veces el tamaño del agregado grueso. Cuando se colocan dos capas de acero, las barras superiores se deben colocar exactamente sobre las inferiores.

2.11.4. Refuerzos especiales

En ciertas partes de los paneles donde hay concentración de esfuerzos se debe colocar acero de refuerzo adicional.

En todo el perímetro del panel y alrededor de las aberturas se recomienda colocar una barra número 13 para confinar y aumentar la resistencia del

²⁴ ACI 318-08 sección 14.3.5. p. 266.

²⁵ ACI 318-08 sección 10.3.5. p. 141.

concreto a corte en los anclajes cercanos al borde (ver secciones 2.10.2.3 y 6.7.5). Cualquier barra que se doble debe cumplir con los requisitos de la sección 7.2 del ACI 318-08.

En las esquinas encontradas se suelen colocar barras número 13, con longitud de desarrollo mínima y a 45° o perpendiculares a la bisectriz de la abertura.

2.11.5. Soldadura en el acero de refuerzo

En casos donde se aplicará soldadura al refuerzo es recomendable usar acero grado 40. Para soldar acero grado 60 se debe hacer un análisis químico de las barras, usar procedimientos específicos y hacer un precalentamiento adecuado de las mismas. Si se tiene que soldar barras grado 60 se recomienda usar acero grado 60 W (soldable), según lo especifica la norma ASTM A706. El acero 60 W es difícil de conseguir, sobre todo, en cantidades pequeñas, por eso se recomienda evitarlo. Este tipo de soldadura debe cumplir con lo requerido en el código de soldadura estructural para acero de refuerzo AWS D1.4.

2.12. Entablillado

Los entablillados se colocan en paneles con forma irregular o con grandes vanos, los cuales son difíciles de izar y presentan grandes esfuerzos concentrados en puntos frágiles. Es común que al hacer la distribución de arañas para este tipo de paneles, alguna de ellas deba colocarse en un vano; lo que se hace es colocar dicho anclaje sobre el entablillado.

Figura 37. **Entablillado**



Fuente: Ofibodegas Petapa, zona 12 ciudad de Guatemala.

Se suelen utilizar elementos de acero, debido a su alta resistencia al pandeo, ya que su función es absorber totalmente el momento flexionante para proteger el panel. Se suelen fijar al panel por medio de anclajes pre y postinstalados.

2.13. Apuntalamientos

Luego que el panel se colocó en su sitio final y mientras se le fija a la estructura, se debe apuntalar adecuadamente.

Según la Asociación del Concreto Tilt-up, los puntales se deben diseñar únicamente para soportar cargas de viento. El Manual técnico de tilt-up TM 34 de la Asociación del Cemento y Concreto de Nueva Zelanda, recomienda que también se considere una carga accidental mínima de 1,5 kN/m aplicada horizontalmente en el extremo superior del panel, y diseñar con un factor de seguridad de dos.

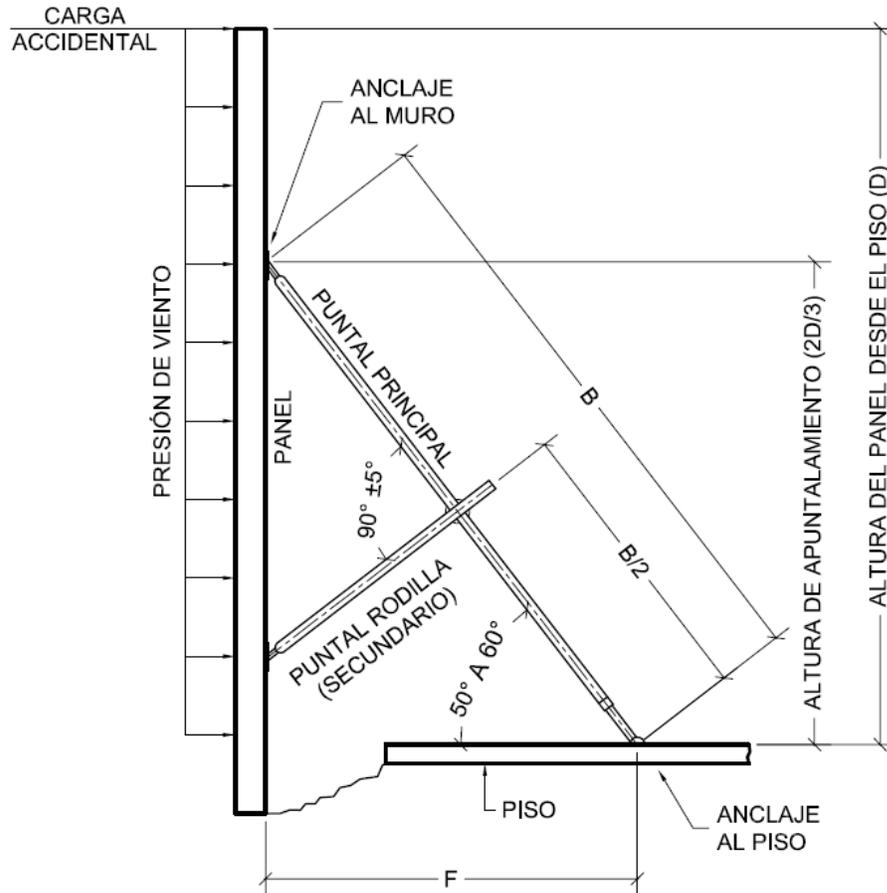
Los puntales deben apoyarse aproximadamente a $2/3$ de la altura del panel, formando un ángulo con el piso entre 50 y 60 grados. El punto de apoyo en el panel debe estar como mínimo una distancia igual al 5 % de la altura del panel por encima del centro de gravedad.

Todos los anclajes para puntales deben estar a una distancia mínima de 30 cm de cualquier borde del panel, abertura o unión. Vistos en planta, los puntales deben estar perpendiculares a la superficie del panel; se permite una tolerancia máxima de cinco grados para no perjudicar la resistencia del puntal.

El apoyo al piso se puede realizar con anclajes postinstalados o preinstalados; estos últimos proveen mayor seguridad pero son más caros. Por medio de un análisis convencional se pueden determinar las reacciones de los puntales en el panel y en el piso.

Los anclajes en el panel y el piso deben ser diseñados de manera similar a los anclajes de izaje. En el diseño del piso es necesario considerar los efectos de los puntales.

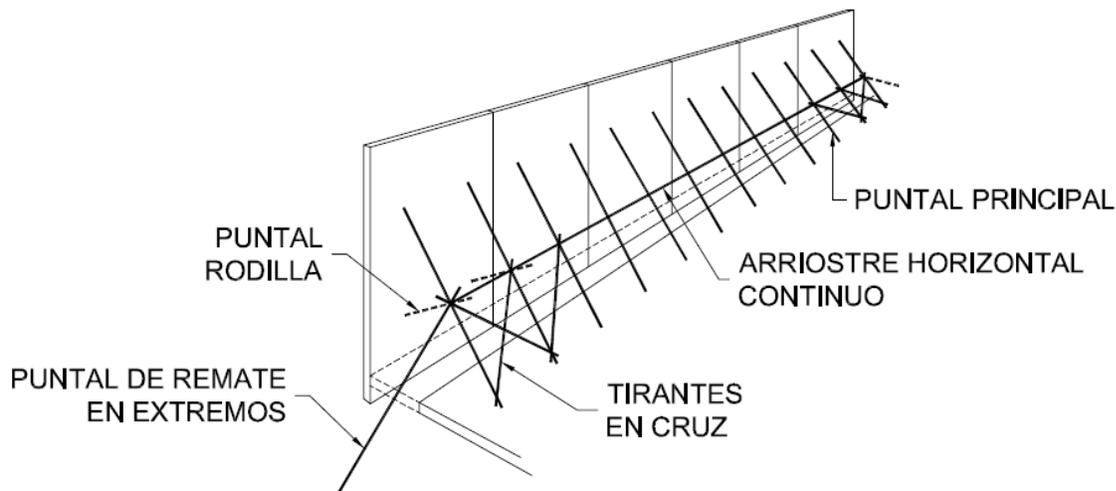
Figura 38. Esquema lateral apuntalamiento



Fuente: elaboración propia, con base en Dayton Superior. *Manual de construcción tilt-up*. p. 67.

Se debe colocar un arrioste horizontal continuo entre todos los puntales a la mitad de su longitud, para aumentar la capacidad de los mismos. Se recomienda colocar tirantes en cruz entre el arrioste horizontal y el piso, a cada 30 metros aproximadamente. En ocasiones son necesarios los puntales de rodilla (secundarios) para evitar el pandeo de los puntales principales bajo cargas de compresión.

Figura 39. **Esquema de arriostres y tirantes**



Fuente: elaboración propia, con base en el *Manual técnico de tilt-up TM-34*. p. 12.

Los puntales deben colocarse antes de liberar el panel del aparejo y por ninguna razón deben removerse antes de fijar definitivamente el panel a la estructura que lo soportará. Antes de apuntalar, todos los puntales y accesorios deben ser debidamente revisados para garantizar que prestarán un buen servicio.

Los proveedores de accesorios de izaje también proveen diversos tipos de puntales garantizados para determinadas cargas y condiciones de uso. Se puede utilizar cualquier tipo de puntal, una vez se adecuen al uso que se les dará y se diseñe el apuntalamiento para no exceder su capacidad con un adecuado factor de seguridad.

2.14. Uniones y sus embebidos

Existe una gran variedad de uniones para paneles tilt-up. Las uniones son muy importantes, ya que aunque el panel esté bien diseñado, también depende de la unión a la estructura para no fallar. El PCI da recomendaciones para uniones de elementos prefabricados. Las uniones deben ser resistentes, dúctiles, durables, sencillas, estandarizadas y económicas.

Es recomendable usar el acero de refuerzo más delgado posible para descongestionar las uniones; además, las barras más delgadas necesitan menos longitud de desarrollo. Se deben redondear dimensiones siempre que sea posible, aunque cuando se trabaja con acero esto es un poco difícil. El acero se suele detallar en pulgadas o milímetros; para nuestro país estos últimos son los más prácticos de trabajar.

Uniones sobrediseñadas pueden provocar restricciones no deseadas. La cantidad de rigidez de una conexión puede modificar la dirección de las cargas, lo que afecta otros elementos de la estructura. Por ello en el diseño se deben considerar las uniones como parte integral de la estructura. Es deseable que se diseñen las uniones de manera que soporten fuerzas inesperadas, deformaciones considerables y cambios de volumen, debidos a retracción por secado del concreto, cambios de temperatura y flujo plástico.

Se deben evitar todos los posibles tipos de falla en las uniones, proveyendo de redundancia a la estructura; también que el concreto trabaje a tensión. Si no se puede lograr una unión dúctil, se debe usar un mayor factor de seguridad o aliviar los esfuerzos, utilizando métodos como articulaciones por medio de tornillos con agujeros alargados.

Las uniones deben diseñarse para soportar la fuerza sísmica F_p (ver sección 2.6.1). Para el diseño de uniones y embebidos se deben usar las combinaciones indicadas en la sección 2.9²⁶.

2.14.1. Uniones entre paneles

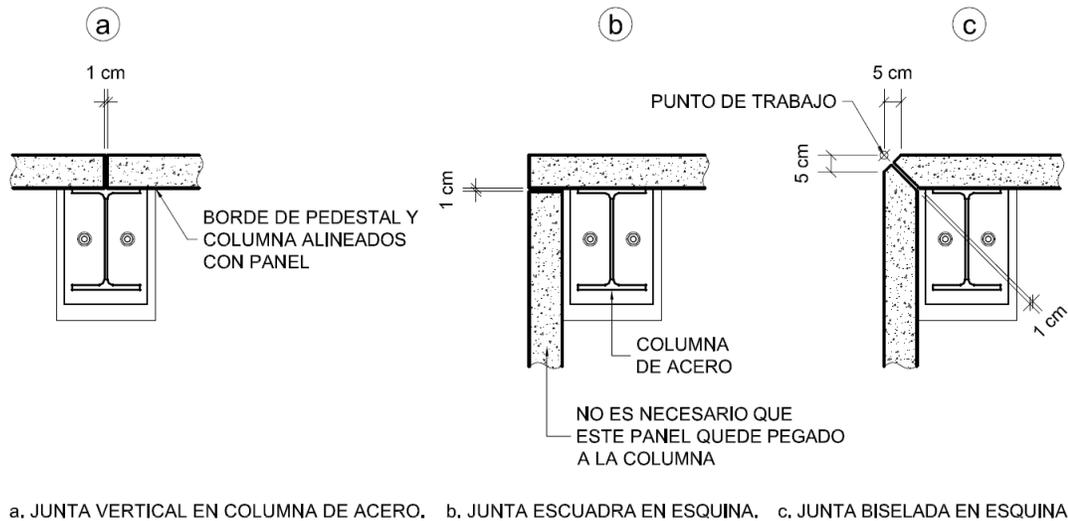
Entre paneles debe haber juntas de entre 10 y 20 mm, las cuales deben ser selladas e impermeabilizadas (ver figura 40). En las esquinas se puede hacer dos tipos de juntas:

- A escuadra: pasando uno de los paneles hasta el rostro exterior del otro (figura 40b).
- Biselada: dejando que ambos paneles converjan en un punto de trabajo, luego se hace un chaflán de 5 cm a cada lado y una junta a 45° en dirección a la columna (figura 40c).

Las juntas aquí presentadas son las más comunes; puede existir una infinidad de juntas, dependiendo de la geometría del proyecto.

²⁶ 2006 IBC structural/seismic design manual, code application examples volume 1, ejemplo 42, p. 153.

Figura 40. Juntas típicas de paneles



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

En todas las juntas es recomendable desalinear el centro del pedestal y la placa base del centro de la columna, esto para hacer coincidir el rostro de ambos con el rostro interior de los paneles. Excepto en las esquinas donde esté el pedestal y placa base, deben quedar alineados solo con el panel que se apoya en el patín de la columna. Esta práctica es opcional, ya que se puede dejar todo centrado y hacer pequeños agujeros en el borde inferior de los paneles para insertar allí el pedestal y placa base; pero esto complica la construcción y el montaje.

2.14.2. Tornillos estándar y barras roscadas

Son elementos de mediana resistencia que tienden a fluir antes de fallar. Los tornillos estándar más comunes son los que cumplen con la norma ASTM A307; para las barras roscadas el material más común es el ASTM A 36.

Las roscas de ambos deben cumplir con la norma ANSI B1.1. Generalmente son usados para conectar elementos de metal entre sí. También se usan para unir paneles tilt-up a estructura metálica; para ello son parcialmente embebidos en el concreto o atornillados a embebidos.

Estos tornillos y barras no son adecuadas para uniones tipo fricción, para ello se requieren tornillos de alta resistencia. Para conocer la capacidad a corte y tensión de estos tornillos debe hacerse referencia al ANSI/AISC 360-10.

2.14.3. Tornillos de alta resistencia

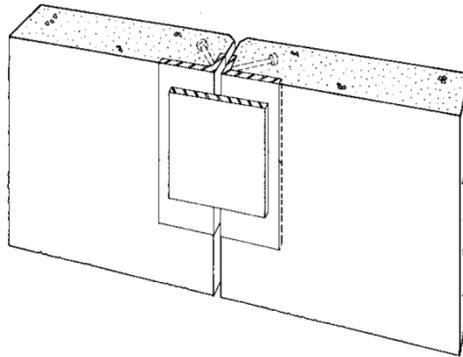
Estos tornillos presentan una alta capacidad a corte y tensión. Entre los más comunes están los que cumplen con las normas ASTM A 325 o ASTM A 490. Las roscas de ambos también deben cumplir con la norma ANSI B1.1. Son utilizados para unión tipo fricción, sin embargo no son útiles para embeberlos pues el concreto falla mucho antes que la resistencia del perno trabaje.

A este tipo de pernos se les debe aplicar adecuadamente el torque requerido para que exista fricción entre las piezas. Es importante verificar si la rosca queda en el plano de corte, según lo que se considere en el diseño; ya que esto afecta considerablemente su resistencia a corte.

2.14.4. Embebidos para uniones

Los embebidos forman parte de la mayoría de uniones en los paneles, ya que funcionan como una interfaz entre el concreto y la estructura de acero. Generalmente se dejan con una cara alineada con la superficie del panel o una esquina del mismo. Luego se coloca sobre ellos alguna cubreplaca o angular, para fijarse a la estructura o a otro panel, como se muestra en la figura 41.

Figura 41. **Cubreplaca sobre embebido**



Fuente: PCA. *Conexiones para construcción de paneles tilt-up*. p. 34.

Los embebidos se fijan al concreto con pernos con cabeza o barras de refuerzo dobladas, soldados en la parte posterior. El diseño de embebidos y sus anclajes en este trabajo se realizará según el apéndice D del ACI 318-08. Se debe aplicar pintura a los embebidos para protegerlos de la corrosión.

Figura 42. **Embebido en esquina con cubreplaca**



Fuente: Ofibodegas La Modena, zona 18, ciudad de Guatemala.

2.14.5. Diseño de uniones

Lo primero que se debe hacer es ubicar las uniones en el panel y determinar las cargas que deben soportar. Dichas cargas se calculan por medio de las combinaciones que se presentaron en la sección 2.9. Existe una gran cantidad de uniones para paneles tilt-up; el diseño de las mismas implica la unión de varias disciplinas y dicho procedimiento está fuera del alcance de este trabajo. En la sección 6.9 se presenta el procedimiento para el cálculo de una unión típica utilizada en la estructura del ejemplo.

2.14.6. Soldadura en uniones

El diseño de soldaduras es un tema que está fuera del alcance de este trabajo. Aquí se hará una breve descripción de la soldadura de fusión. En este tipo de soldadura se unen dos elementos conocidos como metal base por medio de metal de aporte, es decir electrodo. Ambos metales se funden a elevada temperatura sin aplicar presión. Para el diseño de soldadura en uniones se utilizan los códigos ANSI/AISC 360-10, capítulo J, AWS D1.1 y especificaciones del AISI.

El metal base debe tener las características de soldabilidad exigidas para cada clase de acero. Las propiedades mecánicas del metal de aporte deben ser iguales o mejores que las del metal base, debe ser el adecuado para el proceso y compatible con el metal base; además debe ser manipulado y almacenado según las recomendaciones del fabricante. Los principales tipos de soldadura son filete, a tope y de tapón. La unión típica que se propone en el ejemplo más adelante contiene únicamente soldadura de filete, por lo tanto se hará un enfoque especial en este tipo de soldadura.

La soldadura de tope se hace en la sección transversal del material base, el cual debe generalmente prepararse, a menos que su grosor sea menor a cinco milímetros. Puede existir penetración total y fusión del material base y de aporte en todo el grosor de las piezas. También existe penetración parcial, es decir inferior al grosor del material.

La soldadura de tapón es poco común. Se suele utilizar para evitar pandeo o separación de placas solapadas.

Si se utilizan varios tipos de soldaduras se debe determinar por separado la capacidad de cada una respecto del eje de la unión. Las soldaduras se pueden clasificar como longitudinales o transversales, dependiendo de su orientación en relación con la dirección de aplicación de la carga.

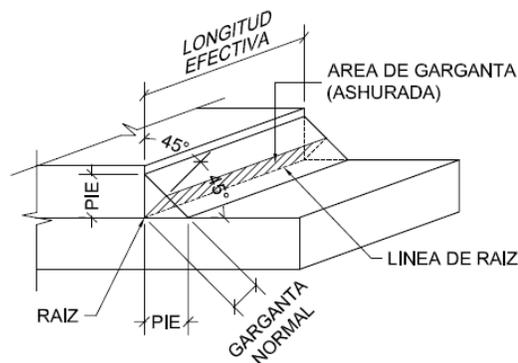
No se recomienda usar soldadura de campo indiscriminadamente, es mejor combinar tornillos y soldadura para más control de movimientos. Los soldadores deben apegarse a los planos de montaje, realizando la cantidad de soldadura indicada para evitar provocar exceso de rigidez. Las uniones se deben diseñar para permitir suficiente espacio para los soldadores, evitando áreas congestionadas y que se suelden hacia arriba, cuando sea posible. Soldar hacia arriba es más complicado y caro, debido a que todos los residuos caen sobre el soldador, haciéndolo difícil y lento.

2.14.6.1. Soldadura de filete

La soldadura de filete es la más usada. Tiene una sección transversal aproximadamente triangular y se aplica en la superficie del metal base, el cual no necesita preparación. Es muy sencilla y económica.

El área efectiva de la soldadura de filete es la multiplicación de la longitud y la garganta. La garganta normal "a" es la distancia mínima desde la raíz a la superficie del cordón ignorando la zona convexa. La raíz es el punto del cordón alcanzado por la penetración del metal de aporte.

Figura 43. **Soldadura de filete**



Fuente: elaboración propia, con base en AISC LRFD. p. 8-132.

El tamaño mínimo de la soldadura de filete es la dimensión del pie, depende de las fuerzas aplicadas y de lo indicado en la siguiente tabla:

Tabla XIV. **Tamaño mínimo de soldadura de filete**

Grosor del metal base más delgado (t) (mm)	Tamaño mínimo de soldadura (mm)
$t \leq 6$	3
$6 < t \leq 13$	5
$13 < t \leq 19$	6
$19 < t$	8

Fuente: AISC 360-10, p. 186.

Es importante aclarar que se debe utilizar soldadura de paso simple.

El tamaño máximo de soldadura de filete debe ser:

- No mayor al grosor del material, en materiales de menos de 6 mm de grosor.
- No mayor que el grosor del material menos 2 mm, para materiales con grosor igual o mayor a 6 mm.

La longitud efectiva no debe ser menor que cuatro veces el tamaño nominal.

La resistencia especificada del electrodo o número de clasificación F_{EXX} está definida en la tabla XV (para mayor información sobre el metal de aporte, ver el Manual de construcción de acero LRFD, segunda edición, 1994, volumen II, página 8-101).

Tabla XV. **Resistencia especificada del electrodo**

Electrodo	F _{EXX} (ksi)	F _{EXX} (MPa)
E60	60	415
E70	70	480
E80	80	550
E90	90	620
E100	100	690
E110	110	760

Fuente: *Manual de construcción en acero AISC LRFD*. p. 8-158.

2.15. Concreto a utilizar

La resistencia de servicio mínima recomendada del concreto es de 21 MPa y para el momento del izaje debe ser de 17 MPa²⁷. Para determinar la resistencia a compresión del concreto en función del tiempo ver el código ACI209R-92, sección 2.2.1. Es muy importante que la resistencia de servicio y la requerida al momento del izaje queden claramente especificadas en todos los planos. El diseño de la mezcla depende de factores como la resistencia requerida, el revenimiento, tiempo de fraguado y las condiciones climáticas.

Es recomendable utilizar un revenimiento de entre 125 y 175 mm medido en obra, para tener mayor trabajabilidad. Es necesario monitorear y documentar cuidadosamente el agua que se agregue. Se debe preparar cilindros para ensayarlos y curarlos en condiciones de obra. Para estimar la resistencia del concreto en obra se recomienda referirse al código ACI 228.1 R-03.

El agregado más comúnmente usado es de 19 o 25 mm. El espacio libre mínimo entre barras de refuerzo y otros componentes debe ser como mínimo 1/3 mayor que el máximo tamaño de agregado.

2.16. Dibujo y detallado

Antes de elaborar los planos se debe reunir a los responsables del diseño, fabricación e izaje; para organizar todo el proceso constructivo. Es indispensable que el diseñador revise los planos antes de fabricar, para garantizar que se hayan indicado todos sus requerimientos.

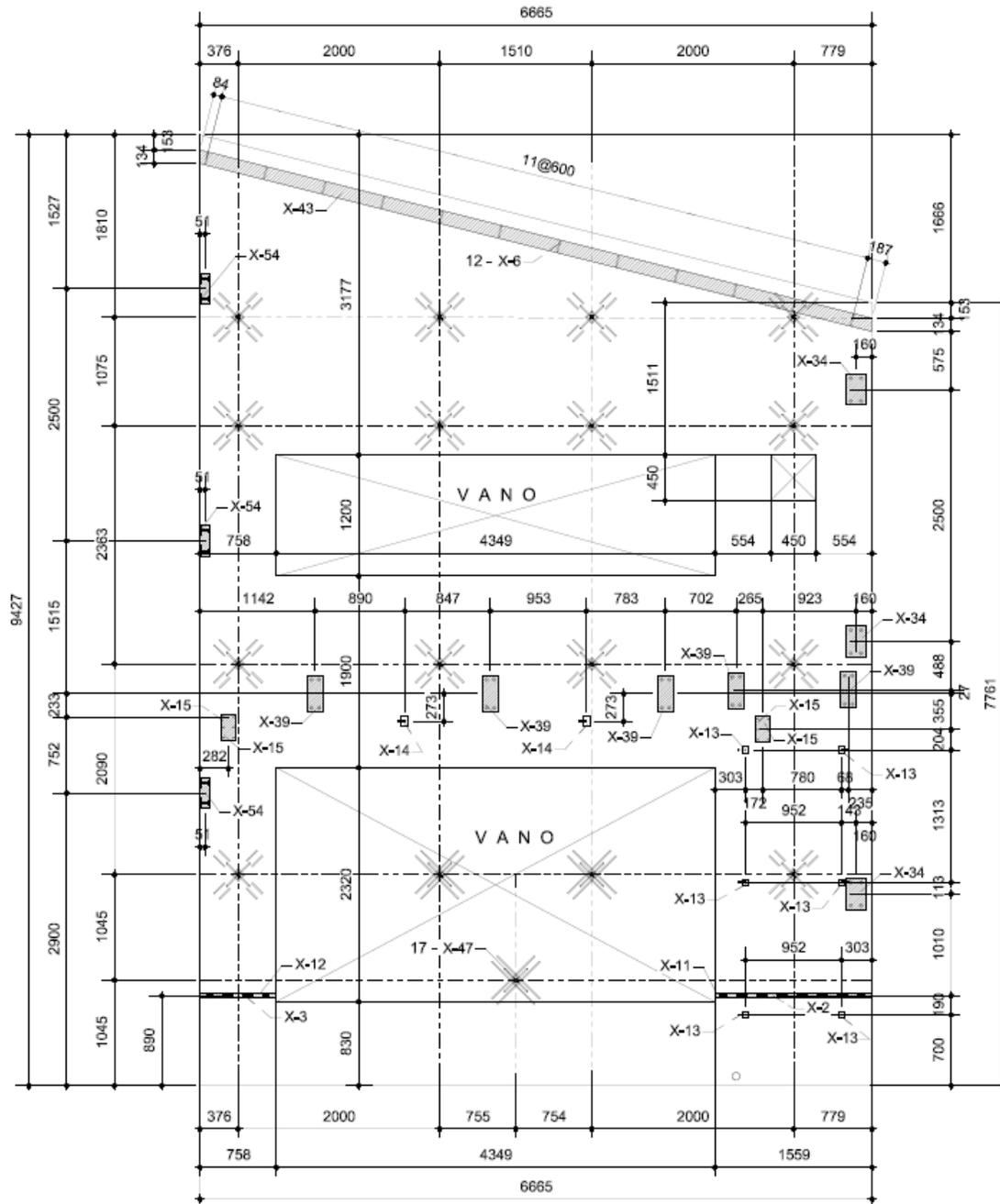
²⁷ Para determinar la resistencia a compresión del concreto en función del tiempo, refiérase al código ACI209R-92 sección 2.2.1.

2.16.1. Planos de taller

Son los utilizados para prefabricar los paneles. En la medida de lo posible, el panel debe dibujarse visto desde la orientación, donde lo verá el operador de la grúa. Se deben preparar planos de taller para cada panel incluyendo:

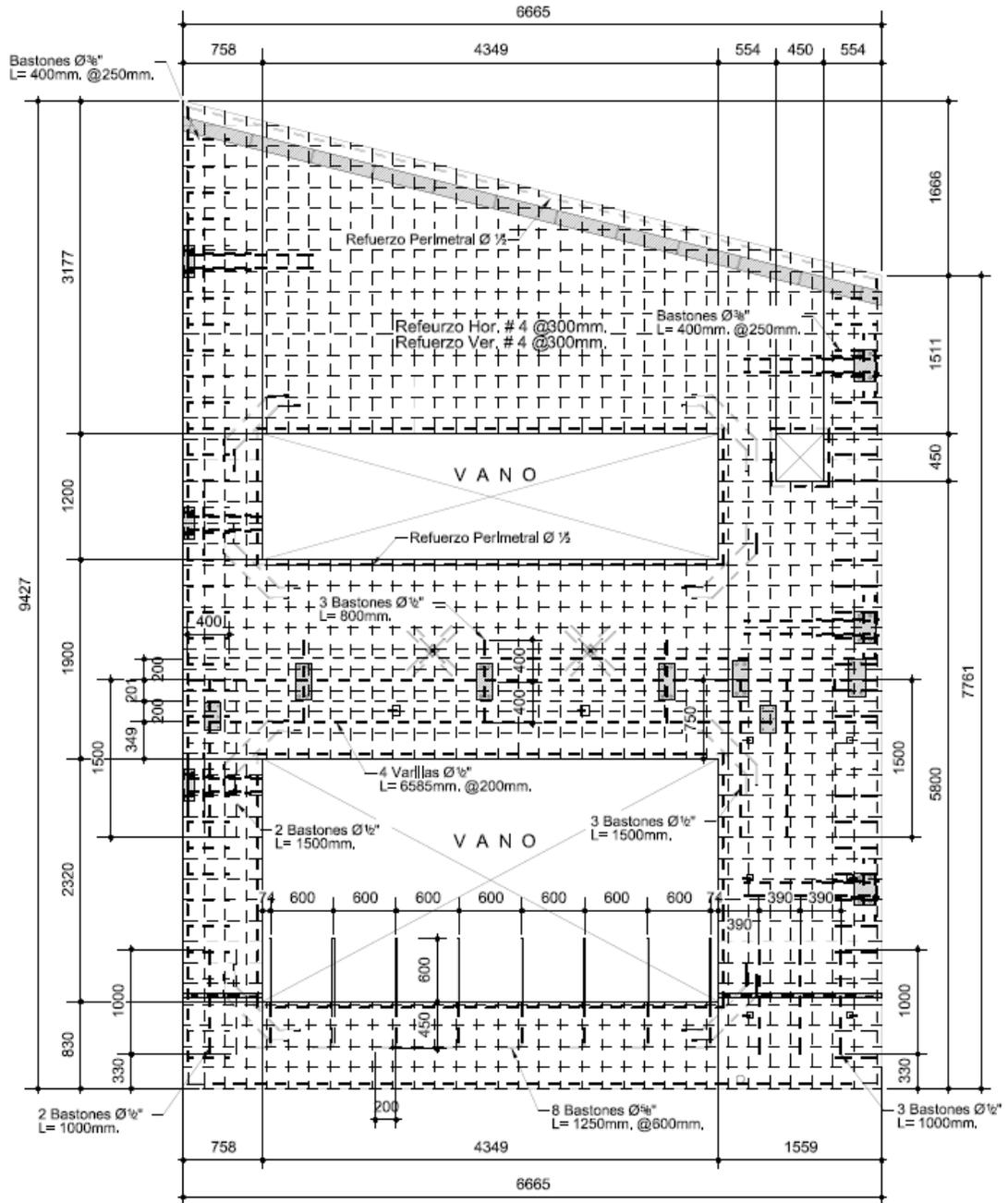
- Fecha de envío y número de revisión.
- Ubicación del proyecto.
- Cantidad de unidades.
- Peso de cada panel.
- Geometría y centro de gravedad.
- Acero de refuerzo.
- Ubicación, orientación y profundidad de cada embebido o anclaje, incluyendo su refuerzo adicional (si lo necesita).
- Especificaciones técnicas y de resistencia para puntales, anclajes de izaje, entablillados y otros elementos.
- Detalle de almohadillas niveladoras, si se utilizan.
- Resistencia del concreto del panel y el piso donde se apuntalará, al momento del izaje.
- Resistencia del concreto para cargas de servicio.
- Acabado superficial del concreto.
- Tolerancias, donde sean requeridas.
- Orientación del panel.

Figura 44. Detallado de arañas y embebidos



Fuente: Aceros Prefabricados, S. A.

Figura 45. Detallado de acero de refuerzo



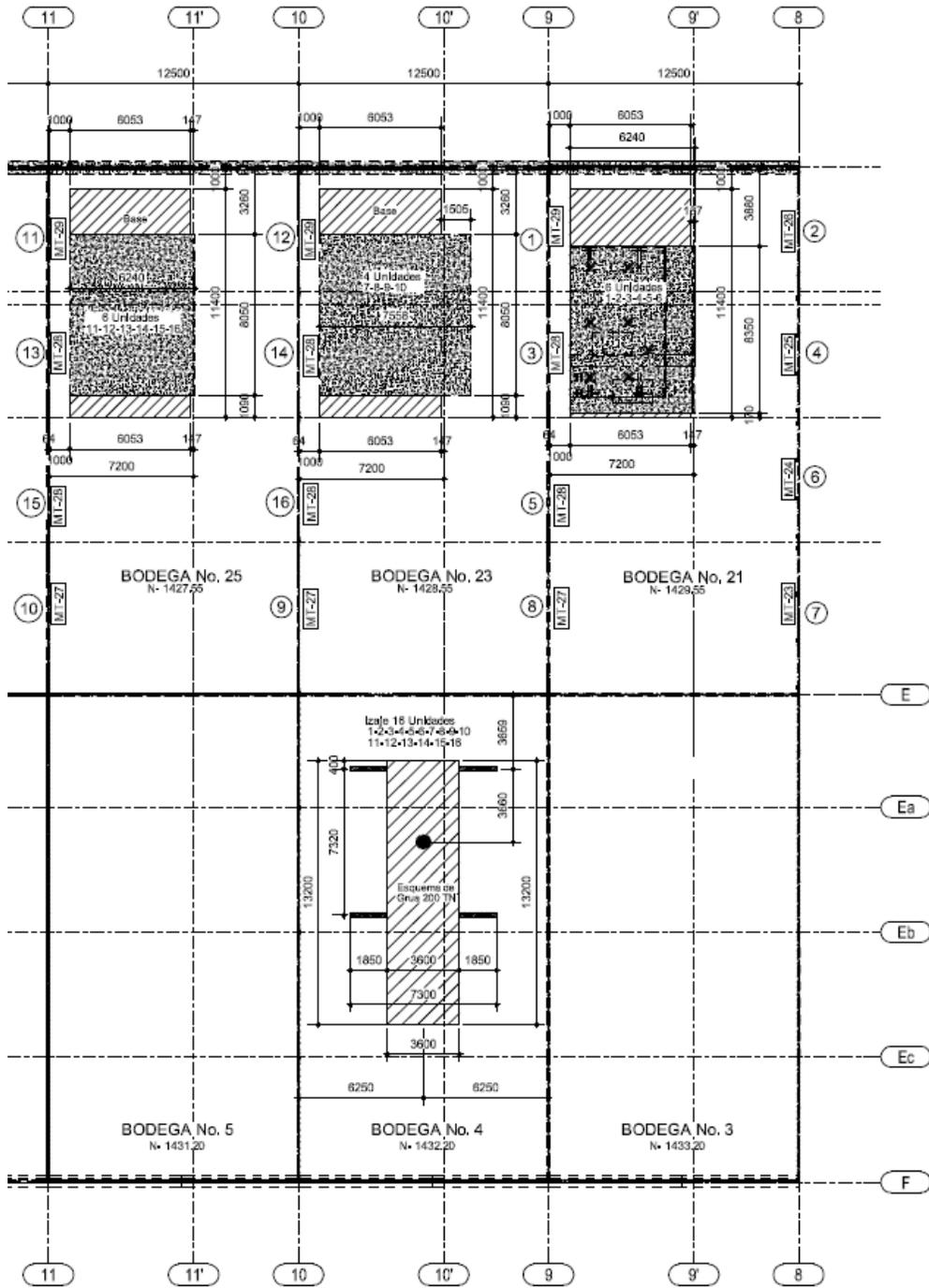
Fuente: Aceros Prefabricados, S. A.

2.16.2. Planos de montaje

Son los utilizados para izar, ubicar y fijar los paneles a la estructura en su sitio final. Estos deben incluir:

- Ubicación donde se fundirá cada panel, adecuándose lo más posible a la distribución de juntas del piso para disminuir el reflejo de estas en los paneles.
- Ubicación final de cada panel.
- Donde sea necesario, se deben incluir detalles de aparejos, incluyendo largo de cables, balancín y poleas.
- Configuración de puntales incluyendo sus resistencias requeridas, detalles de accesorios y resistencia del concreto donde se apoyarán.

Figura 46. Porción de un plano de montaje



Fuente: Aceros Prefabricados, S. A.

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

3.1. Construcción del piso

El piso es muy importante ya que también sirve como base para fundir los paneles y soportar el equipo de construcción. Las cargas aplicadas durante la construcción suelen ser mayores que las cargas de servicio.

Figura 47. **Construcción de piso**



Fuente: Ofibodegas Petapa, zona 12, ciudad de Guatemala.

Debe tener un grosor mínimo de 15 cm. Si la diferencia en el diseño por cargas de servicio y cargas de construcción es considerable, se puede engrosar el piso solo donde sea necesario. Si los paneles no son muy pesados y tanto los camiones de concreto premezclado como la grúa no se movilizarán sobre el piso, el grosor de este puede reducirse hasta a 13 cm.

Si la estructura no permite el ingreso de grúas o camiones, si hay espacio suficiente alrededor de la misma o si no se quiere incurrir en la construcción de un piso sobrediseñado para cargas de servicio, se pueden preparar plataformas para fundición de paneles fuera del edificio.

El diseñador del piso debe determinar si es necesaria la subrasante, con base en los estudios de suelos y las cargas que se aplicarán. La subrasante contribuye a mejorar la resistencia del piso y evitar el paso de humedad; es ideal que sea granular, sin arcilla y con una compactación adecuada.

Es muy importante controlar las grietas y todo tipo de imperfecciones en el piso, ya que estas se reflejarán en la superficie de los paneles. Las grietas se pueden controlar con un adecuado diseño de juntas.

Se debe dejar una franja de piso sin fundir, para luego fundirla después de instalar los paneles. Esta franja sirve como área de maniobra para apoyar los paneles durante el proceso de montaje. En ella se colocan las barras para dar soporte lateral a los paneles, si es necesario.

3.2. Cimiento

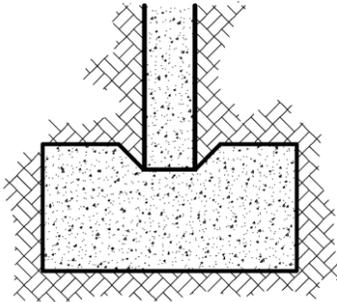
Para muros tilt-up de forro no siempre se utilizan cimientos. La carga vertical de los paneles se puede transmitir a la estructura metálica, considerando una pequeña cantidad que será soportada por el suelo. Por lo general el cimiento es utilizado para muros tilt-up de carga, tema que está fuera del alcance de este documento.

La cimentación para paneles tilt-up requiere algunas consideraciones especiales que no se toman en otros sistemas constructivos. Hay varias opciones para cimentar paneles tilt up, entre ellas están: zapatas aisladas en las juntas entre paneles, zapatas aisladas a la mitad de los paneles y cimientos corridos que son más prácticos y eficientes, ya que su excavación se puede hacer de manera económica a mano. El diseño es igual que para cualquier cimiento convencional.

Generalmente el nivel superior de la cimentación se deja unos cuatro centímetros por debajo del nivel inferior del panel, para luego nivelar con mortero y así proveer un apoyo nivelado. El procedimiento es colocar almohadillas de mortero únicamente bajo las juntas; estas deben tener un largo suficiente para soportar la carga mientras se llena el resto de la longitud del panel.

Si se utiliza cimiento corrido es recomendable hacer una concavidad en la parte superior del mismo, para que sirva de guía durante el montaje de los paneles.

Figura 48. **Sección de cimiento corrido**



Fuente: elaboración propia.

Si el panel está anclado lateralmente al piso por medio de pines, no es necesario conectarlo al cimiento. Es recomendable construir la cimentación simétrica para apoyar mejor los paneles. Si es inevitable la cimentación excéntrica, probablemente sea necesario peraltar más el cimiento e insertar los pines del piso en el mismo. Esto con el objetivo de contrarrestar el volteo en el cimiento.

La resistencia mínima recomendada del concreto para el cimiento es 210 MPa. Utilizar un agregado de 38 mm puede reducir costos en la mezcla. El revenimiento debe estar entre 127 y 152 mm.

La fundición de cimientos para tilt-up es relativamente sencilla. Hay suficiente espacio para que los camiones lleguen hasta el cimiento y el concreto se deposita directamente del camión. El vibrador es necesario solamente en cimientos que tengan una cantidad considerable de acero de refuerzo.

3.3. Disposición y fabricación de los paneles

Se debe diseñar la disposición de los paneles en el piso para su fabricación; de esto depende la eficiencia, tanto de la fabricación como del montaje. Apilar los paneles similares ahorra espacio, pero provoca grandes esfuerzos concentrados en el piso e implica que la grúa debe rodar cargando el panel. Se debe considerar el tamaño, capacidad de la grúa e indicar si se izará desde dentro o fuera de la estructura.

Figura 49. Disposición de los paneles



Fuente: Ofibodegas Petapa, zona 12, ciudad de Guatemala.

3.4. Formaleta

El material más utilizado y que provee los mejores acabados es la madera; aunque también suelen hacerse de acero. Para hacer chaflanes, biseles o concavidades en la superficie del panel se puede utilizar madera, plástico o aluminio, fijados a la formaleta o al piso. Se debe considerar la compatibilidad de estos materiales con el agua y el cemento, para evitar reacciones químicas no deseadas.

Figura 50. **Formaleta y armado de un panel**



Fuente: Ofibodegas Petapa, zona 12, ciudad de Guatemala.

En los vanos se debe tener especial cuidado que los accesorios de fijación de la formaleta queden dentro. En ocasiones los mismos marcos de puertas y ventanas pueden ser utilizados como formaletas y quedar integrados al concreto.

Luego de terminar la formaleta se debe aplicar desencofrante, desde el centro hacia los extremos de la formaleta para evitar pisarlo. Se debe limpiar la superficie para eliminar polvo, aserrín, virutas o cualquier otra sustancia que impida la acción del desencofrante o manche el panel. El desencofrante debe aplicarse pocos días antes de fundir el panel. Se debe tener cuidado de no manchar el refuerzo con desencofrante, pues esto reduce su adherencia con el concreto. La marca del panel debe colocarse en la formaleta.

3.5. Colocación de acero de refuerzo y embebidos

La adecuada colocación del acero de refuerzo es de suma importancia para la eficiencia del panel. Se debe poner especial atención a la profundidad del refuerzo en el peralte del panel. Todas las barras de refuerzo pueden ser cortadas y dobladas en taller, para luego ser enviadas a obra. Esto reduce el desperdicio y aumenta la eficiencia de los armadores.

Para ubicar el refuerzo sobre la superficie de fundición no se recomienda utilizar tacos convencionales, pues esto afectará considerablemente la apariencia y resistencia del panel; se deben utilizar accesorios llamados sillas, como el mostrado en la figura 51. Este tipo de accesorio también lo proveen los fabricantes de anclajes para izaje.

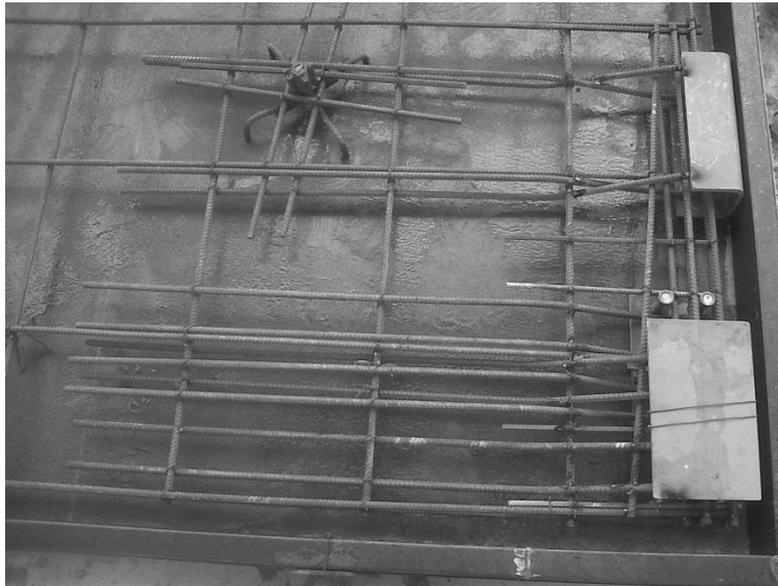
El refuerzo, embebidos y cualquier otro elemento deben estar adecuadamente apoyados y fijados para evitar que se muevan o deformen durante el proceso de armado y la fundición del panel; ya que es muy común que los albañiles caminen sobre los mismos.

Figura 51. **Silla para colocación de refuerzo**



Fuente: Ofibodegas Petapa, zona 12, ciudad de Guatemala.

Figura 52. **Colocación de acero de refuerzo, araña y embebidos**



Fuente: Ofibodegas Petapa, zona 12, ciudad de Guatemala.

Se debe verificar que las arañas queden unos tres milímetros por debajo de la superficie del panel para mejorar la estética. Es conveniente fijar adecuadamente los embebidos para que no se muevan durante el vaciado del concreto.

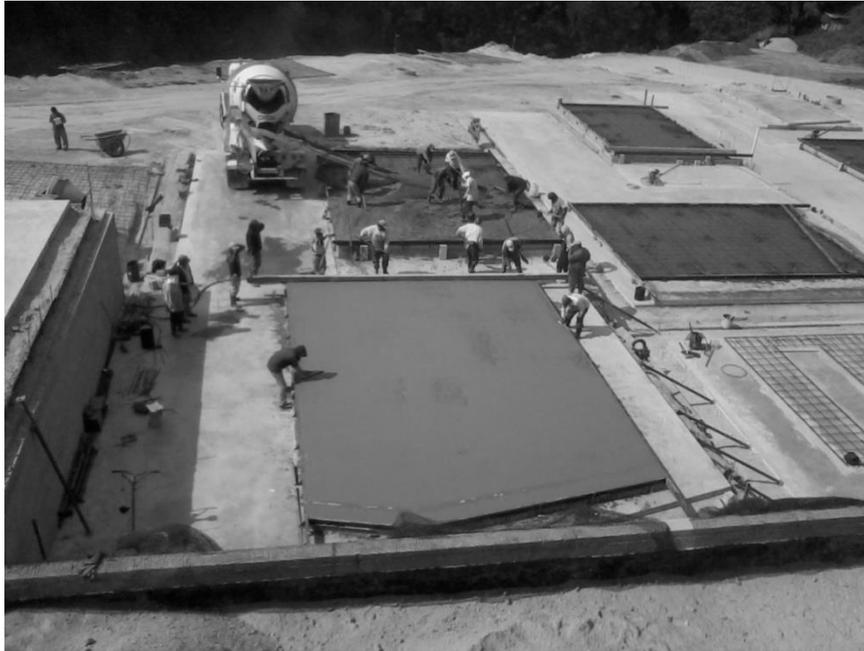
3.6. Vaciado del concreto

Antes de iniciar el vaciado del concreto es necesario hacer un chequeo de todos los componentes del panel con plano y especificaciones en mano. Se debe contar con suficiente personal para palear, vibrar y acabar el concreto de una manera rápida y eficiente. Mientras los colocadores trabajan en el siguiente panel, los encargados del acabado trabajan en el que se acaba de fundir.

El revenimiento debe estar entre 10 y 13 cm. Se debe tener presente la elaboración de los cilindros de ensayo, los cuales deben curarse en las mismas condiciones que los paneles. Los cilindros deben ensayarse el día del izaje y a los 28 días.

Para protegerla de la abrasión, en la capa de desencofrante se debe dejar caer el concreto sobre una tabla al inicio de la fundición. Se debe vibrar bien el concreto para asegurarse que llene todos los espacios alrededor de los embebidos y arañas. El vibrador no debe tocar la superficie del piso, pues puede dañar el desencofrante. No se debe vibrar en exceso para evitar la segregación del agregado grueso. Si el clima es caluroso, se debe hidratar constantemente el concreto o utilizar un retardante de evaporación.

Figura 53. **Vaciado del concreto**



Fuente: Ofibodegas Petapa, zona 12, ciudad de Guatemala.

3.7. La grúa

Se debe tener conocimientos generales sobre grúas para diseñar el izaje de los paneles. Se pueden usar grúas con neumáticos y pluma de celosía o hidráulica, y con oruga y pluma de celosía. El tamaño y capacidad de la grúa deben ser proporcionales a los requerimientos de la obra y soportar el panel más pesado con un factor de seguridad de dos a tres. Contratar una grúa demasiado grande es caro y dificulta la maniobrabilidad. La grúa no solo debe izar el panel, también debe tener la capacidad de rodar mientras lo hace.

Debido a que el cobro de alquiler de las grúas se hace por hora, se debe diseñar la disposición de los paneles para aumentar la eficiencia del izaje.

Es importante que al izar el panel, el cable principal de la grúa caiga a plomo sobre el centro del panel para que la carga esté balanceada y evitar esfuerzos extra en el panel. Colocar mal la pluma sobre el panel provocará que el mismo se arrastre sobre el piso. Tanto la distribución de anclajes de izaje como el diseño estructural del panel, no contemplan que el borde inferior del mismo se desplazará, pues esto puede provocar fracturas.

3.8. Izaje

Es en este momento donde aparecen los resultados de todos los aciertos y errores a lo largo de todo el proceso. Mientras más tiempo se dedique a planificar el proyecto, menos tiempo se requerirá para el izaje. La organización, trabajo en equipo y experiencia del operador de la grúa son importantes para la eficiencia, seguridad y para evitar daños a los paneles durante el izaje. No se deben izar paneles si existe condiciones adversas de viento o clima.

Antes de iniciar el izaje se debe hacer una cuidadosa supervisión de todos los accesorios de izaje y examinar la existencia de grietas. Si la grúa va a trabajar sobre el piso, se debe construir un acceso adecuado para evitar que lo dañe. Se debe tener especial cuidado para que ninguna parte de la grúa, el balancín y el aparejo se acerquen a cables eléctricos. La grúa debe evitar pasar sobre suelos mal compactados y alcantarillados.

Para el día del izaje deben estar preparadas las almohadillas de nivelación en los cimientos, si estos últimos se necesitan. Es recomendable trazar líneas de pintura sobre las almohadillas para marcar los rostros de los paneles.

Luego se procede a preparar el panel removiendo la formaleta y colocando entablillados, si son necesarios, para luego fijar el aparejo. Para

despegar el panel del piso es necesario que la grúa le dé un pequeño tirón y luego se debe girar lentamente para minimizar el daño en la base. Después de que la base del panel ya no toca el piso, se debe tener preparada una tabla gruesa por si es necesario apoyarlo de nuevo. Es muy importante que nunca haya gente debajo del panel.

Los paneles deben ser apuntalados luego de colocarlos en su sitio, para asegurarse que permanezcan plomeados y nivelados hasta que se fijen definitivamente a la estructura; luego de esto la grúa puede liberarlos. Cuando el panel se ha nivelado, plomeado y fijado adecuadamente a la estructura de soporte, se coloca la lechada de relleno a lo largo de todo el cimient, utilizando las almohadillas para nivelarla adecuadamente.

Figura 54. **Izaje**



Fuente: Ofibodegas Petapa, zona 12, ciudad de Guatemala.

Mientras un equipo se dedica a realizar las uniones a la estructura, el equipo de izaje se dirige preparar el siguiente panel. Cuando ya se realizaron las uniones, se procede a remover los elementos que se utilizaron para texturizar el panel y luego los puntales.

Por último, se hacen las conexiones de la base del panel, si se consideraron, y se funde la franja de piso restante.

4. ACABADOS

La apariencia de los edificios tilt-up ha mejorado mucho con los años. Hoy en día se puede aplicar una gran variedad de acabados que pueden ser fácilmente aplicados. Un pequeño cambio de textura, forma o color en la superficie de los paneles les da mucha vistosidad. Los acabados se suelen limitar al exterior del edificio, un acabado de concreto limpio y uniforme es adecuado para el interior.

Los acabados deben ser simples. Algunos pueden complicar el diseño y reducir la resistencia del panel. Estos son los acabados que reducen de alguna manera el peralte efectivo. Desde el inicio se debe informar al diseñador qué tipo de acabado se usará.

Hay acabados que se aplican durante la fundición del panel y otros cuando ya están erectos. Los acabados durante la fundición se pueden aplicar en la cara inferior o superior del panel. Esto depende de hacia qué lado se está fundiendo la cara exterior y en qué cara están los anclajes de izaje.

Se recomienda hacer pequeños paneles de prueba para ensayar acabados.

4.1. Pintura

La pintura quizá sea el acabado más barato y fácil. Ayuda a ocultar pequeñas imperfecciones y manchas. Además su mantenimiento es sencillo y se puede cambiar el color para cambiar la imagen de la estructura. No es

recomendable usar solventes para remover pintura, pues pueden provocar manchas.

Figura 55. **Pintura en muros tilt-up**



Fuente: bodega de licores, Quetzaltenango, Guatemala.

Antes de pintar se debe limpiar cuidadosamente toda la superficie y verificar que la pintura elegida sea compatible con el desencofrante. Se debe esperar al menos 60 días antes de pintar para que el panel termine de fraguar. No se debe pintar ningún panel que esté húmedo.

Como primera capa se recomienda aplicar un sellador epóxico para cerrar los poros del concreto y evitar eflorescencias. Como segunda capa se recomienda utilizar pintura a base de látex y acrílicos. Para colores oscuros o franjas se suele utilizar una tercera capa.

La exposición de las uniones al clima puede deteriorarlas y provocar reducción en su resistencia, por lo cual es recomendable aplicarles pintura adecuada periódicamente.

4.2. Limpieza con chorro de arena

Una manera muy práctica de limpiar y texturizar los paneles es con chorro de arena. Se lanza arena al panel con un mecanismo de aire comprimido. El efecto abrasivo arranca las pequeñas partículas de la superficie con una profundidad que se puede graduar. Para aplicar este acabado se debe considerar el desgaste de la superficie en el peralte efectivo para el diseño estructural. El chorro de arena se debe aplicar antes de sellar las juntas.

4.3. Surcos

Se realizan durante la fundición y se aplican solo a la cara inferior del panel. Se pueden formar con una gran cantidad de materiales como caucho, plásticos termoformados, plásticos reforzados con fibra de vidrio, madera y perfiles metálicos. El material a usar se fija al piso y la formaleta para que no se mueva durante la fundición. En ocasiones es necesario aplicar un desencofrante especial a estas formaletas.

El uso de surcos ayuda a evitar que las imperfecciones del piso se reflejen en el panel. Se pueden usar surcos para definir mejor los límites de los cambios de color de la pintura.

No se debe hacer surcos de más de 20 milímetros de profundidad, por lo general con 10 milímetros se puede lograr el efecto deseado.

Figura 56. **Surcos en muros tilt-up**



Fuente: Ofibodegas La Modena, zona 18, ciudad de Guatemala.

4.4. Agregado expuesto

Este acabado se puede lograr con retardantes químicos, chorro de arena o fundiendo el panel sobre una capa de arena. El uso de retardantes implica modificaciones en la mezcla de concreto y deben ser aplicados por un especialista. Los retardantes deben removerse con agua a presión.

El chorro de arena utilizado debe ser de ligero a medio, pues se aplicará cuando el concreto aún no haya alcanzado toda su resistencia.

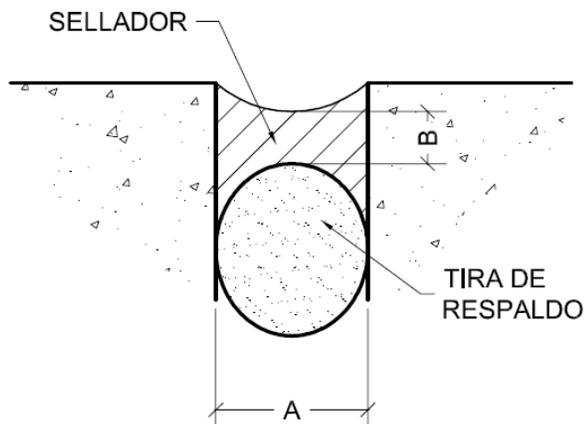
4.5. Sellador y tira de respaldo para juntas

Se debe proveer un sello flexible y duradero entre todas las juntas de los paneles. El material utilizado debe adherirse adecuadamente a la superficie para evitar la filtración de humedad. El sellador debe tener una alta capacidad de dilatación y compresión.

Existen selladores de poliuretano y silicón. Estos últimos presentan un mejor desempeño ya que no se rigidizan, degradan o agrietan en la intemperie; por lo cual son los más adecuados para sistemas tilt-up.

En la figura 57 se muestra el sello de una junta estándar, donde "A" es el ancho de la junta y "B" es la profundidad del sello. Se recomienda una relación de 2 a 1 entre el ancho de la junta y la profundidad del sellador.

Figura 57. Sello de junta estándar



Fuente: Dow Corning. Ficha técnica sellador de silicón para concreto.

Se debe limpiar la junta utilizando un cepillo de alambre, disco de corte o cuchillo para eliminar suciedad, mortero o cualquier protuberancia. El polvo se debe remover usando aire comprimido sin aceites. Otra opción es usar paños limpios, suaves, y absorbentes y si pelusas impregnados con solventes. No es recomendable usar alcoholes, ya que impiden el curado del silicón. Al momento de limpiar se debe evitar que el solvente se evapore, recogiendo inmediatamente el exceso con otro paño limpio y seco.

Para evitar manchas por exceso de sellador fuera de la junta, es recomendable proteger los bordes de la misma con cinta.

El sellador debe ser aplicado de forma continua con una pistola o bomba. Es importante que el sellador tenga un contacto adecuado con las superficies de la junta para tener una buena adherencia y un comportamiento adecuado.

Antes de que el sellador comience a formar una capa superficial se debe repasar la junta ejerciendo presión sobre el mismo con una espátula o cuchara de plástico. Por último se retira la cinta y se deja que el sellador se cure por completo.

Es necesario atender las indicaciones del fabricante sobre almacenamiento y tiempo de vida del sellador. Generalmente los selladores requieren que el concreto haya cumplido los 28 días de curado al momento de la aplicación.

Una tira de respaldo es una cuerda que se comprime fácilmente y está fabricada con materiales como espuma basada en polipropileno y poliolefina. Se insertan a cierta profundidad en las juntas para regular el consumo de sellador. Con la tira de respaldo se facilita el control de la relación entre ancho y

profundidad de la capa de sellador; también se evita que el sellador entre en contacto con el fondo de la junta. Es indispensable que la tira no absorba agua; debe resistir ácidos comunes y otros productos degradantes²⁸.

Existen varios tipos de tiras de respaldo como de celda suave, celda cerrada, celda abierta y en forma "D". La más recomendable para usar con paneles tilt-up es la de celda suave, porque se adapta mejor a las irregularidades, pues se comprime hasta un 70 % y es comúnmente usada en juntas verticales.

El tamaño de la tira debe ser un 30 % mayor que el tamaño nominal de la junta. Pero ya que las juntas tienen irregularidades, la tira debe ser, como mínimo, 10 % más grande que la parte más ancha de la junta. No se debe usar objetos punzocortantes para introducir la tira en la junta, ya que se dañará.

4.6. Impermeabilización

Se debe impermeabilizar para evitar goteras y humedad. Se recomienda utilizar impermeabilizantes acrílicos a base de agua; que se aplican como si fuera pintura. Un impermeabilizante adecuado debe durar por lo menos cinco años, aplicarse fácilmente, secar rápido, soportar cualquier tipo de clima, ser flexible y ecológico y estar libre de plomo o metales pesados e idealmente tener un acabado mate.

Antes de impermeabilizar se debe eliminar cualquier material que evite la adherencia del impermeabilizante como polvo, óxido, grasa, tierra o moho. Para este efecto se puede utilizar cepillo de alambre o algún tipo de pulido que no

²⁸Norma DIN 18540.

dañe la superficie, también se puede utilizar agua a presión. Se deben remover las partes sueltas y salientes filosas, pues en estos puntos se puede agrietar el impermeabilizante. La superficie no debe estar húmeda, con brillos o pulida. El concreto debe tener como mínimo 28 días de haber sido fundido al momento de impermeabilizar.

Es recomendable aplicar como mínimo dos capas de impermeabilizante. La segunda capa se debe aplicar (sin diluir) 24 horas después de la primera y en sentido perpendicular a esta, para asegurar que no queden áreas sin cubrir. Si se espera lluvia en las próximas 72 horas no se debe impermeabilizar. Se debe revisar que no queden burbujas. La superficie ya impermeabilizada se debe dejar curar por siete días como mínimo.

4.7. Protección contra fuego

El manual de resistencia al fuego para estructuras de concreto de la PCI sugiere el uso de retardantes como:

- Goma intumescente: líquido que se impregna como pintura y que, cuando seca, se convierte en espuma bajo elevadas temperaturas.
- Fibra mineral: se mezcla con pegamento y se rocía o impregna para proveer una barrera contra fuego.
- Materiales a base de vermiculita: se mezclan con pasta de cemento y se rocía o impregna en el muro.

Todos estos métodos son aceptables y su aplicación queda a discreción del ingeniero, basándose en la arquitectura u otras consideraciones.

5. TEMAS VARIOS SOBRE TILT-UP

5.1. Otros usos

Los paneles tilt-up en Estados Unidos son más utilizados como muros de carga. El comportamiento de estos muros es muy diferente al de los que se plantean en esta propuesta. Los muros que aquí se presentan trabajan como losas en una dirección y simplemente apoyadas.

En Colombia se comenzó a utilizar en la década de 1990; ahora se está empezando a utilizar para construir fábricas. Los supermercados Walmart en Guatemala fueron construidos con muros perimetrales tilt-up. En Chile se está empezando a experimentar con vivienda social. En Canadá existen escuelas, centros comerciales e iglesias construidas con tilt-up.

5.2. Aceptación y demanda en Guatemala

Guatemala es un país con poca presencia de construcciones tilt-up; el mercado se limita prácticamente a edificios industriales de acero. Este es un mercado dominado por un pequeño grupo de empresas que cuenta con la capacidad instalada para ese tipo de construcción. Esto representa un gran mercado potencial. A medida que el tilt-up se dé a conocer y se diversifique su uso, otros seguirán a los pioneros. Esto también abre un nuevo mercado para las empresas de concreto premezclado.

La principal competencia del tilt-up en Guatemala es la mampostería; este ha sido el método preferido durante muchos años. El acero se complementa

muy bien con el tilt-up y la madera no representa una industria en la construcción, excepto como obra falsa y formaletas.

Algunos países con crecimiento en el mercado tilt-up son Canadá, Australia y México. Aunque hay poca actividad en Inglaterra y Europa, las asociaciones de la industria del concreto están promoviendo su uso.

El principal uso que se le ha dado a los muros tilt-up en Guatemala es para forros de estructura metálicas. Una empresa nacional y una salvadoreña se presentan como pioneras en su uso para muros de carga en el país.

Los muros tilt-up en Guatemala se han utilizado para bodegas de licores y de azúcar a granel y ofibodegas. Es decir que a la fecha se les ha dado un uso netamente industrial.

En Guatemala existe una gran demanda de vivienda, esta es escasa y cara. Las constructoras especialistas en el área residencial aún no se han interesado en el método. Se tiene un poco de recelo en utilizar el tilt-up para aplicarles carga gravitacional, por el hecho de estar en una zona sísmica.

Se ha demostrado en Estados Unidos la versatilidad del tilt-up. Bien se podrían construir en Guatemala viviendas de hasta dos niveles con gran rapidez y competitividad. El problema es que el guatemalteco desconfía de los prefabricados sin saber que mucha de la infraestructura vial los utiliza. Quizá un problema para construir viviendas sería resolver el asunto de la ductilidad en las uniones.

5.3. Ventajas y desventajas

Para considerar el uso de muros tilt-up en el mercado de la construcción guatemalteca, se deben conocer sus ventajas y desventajas.

5.3.1. Ventajas

Entre otras se pueden citar:

- Si se cuenta con personal experimentado (sobre todo en el izaje), el método tilt-up es más económico que la mampostería.
- Luego que el piso está preparado, se necesita de cuatro a cinco semanas desde el comienzo de construcción de los paneles hasta completar el cerramiento. El proceso se acelera mientras más paneles típicos haya.
- El mantenimiento es muy bajo; solo es necesario renovar la pintura según su deterioro, sobre todo en los embebidos y uniones que se deben proteger de la corrosión.
- Un cerramiento tilt-up no tiene por qué ser desagradable, prácticamente no existen limitantes a la creatividad.
- Las conexiones de los paneles pueden ser diseñadas para ser desinstalados y reubicados. Es decir que no se desperdicia material y trabajo reciclando los paneles.
- Un cerramiento tilt-up se puede forzar únicamente por puertas y ventanas. Para un delincuente es difícil y ruidoso perforar un muro tilt-up.

- Los paneles tilt-up se pueden construir casi de cualquier grosor, mientras sea práctico fundirlos e izarlos.
- El concreto es un material denso y poco poroso, si se sellan adecuadamente las juntas se pueden obtener estructuras impermeables, térmicas y acústicas.
- Se requiere muy poca formaleta y andamiaje. Únicamente se necesita formaleta para los bordes del muro y sus vanos y puntales para erguir el muro mientras se fija a la estructura.
- Se puede aplicar gran variedad de acabados exteriores como surcos, colores y formas de pintura, concreto coloreado y agregado expuesto.
- El tilt-up dura unos 60 años o más, según el mantenimiento.

5.3.2. Desventajas

Algunas desventajas son:

- El panel en sí podría resistir el fuego por tres o cuatro horas, el problema son las uniones y la estructura que lo soporta. Si la estructura no está protegida y las uniones no se diseñan para soportar fuego, esta podría ser una seria desventaja.
- Para edificios muy pequeños no es recomendable usar tilt-up, ya que el uso de grúa para pocos paneles no es económico y no hay espacio suficiente para fundir y manipular los paneles.

- Algunos detalles arquitectónicos pueden llegar a ser muy caros.
- Falta de disponibilidad de mano de obra calificada y constructores que usen el método.
- El peso de los paneles puede ser muy grande para algunos suelos.
- El apuntalamiento durante la construcción puede obstruir otros procesos.
- No siempre hay disponibilidad o acceso a la obra para el equipo de montaje, como las grúas.
- Para mantener la integridad de la estructura es necesario tomar consideraciones especiales. Sobre todo al proveer de ductilidad a las uniones.

5.4. Muros tilt-up y la arquitectura en Guatemala

Muchos arquitectos siguen pensando que un edificio con muros tilt-up es una caja cuadrada y gris de concreto que ofrece pocas posibilidades arquitectónicas. Esto puede ser verdad para un arquitecto que no tiene experiencia en el tema, pero uno experimentado puede configurar los paneles de manera interesante y agregarle una serie de accesorios que los hace más atractivos.

Un enfoque equivocado de algunos arquitectos es diseñar de manera que se oculten o disimulen los muros tilt-up, cuando lo lógico sería exhibirlos, explotando el potencial arquitectónico de los mismos.

Para diseñar y planificar un proyecto económico y funcional con muros tilt-up, el arquitecto debe entender el proceso. Si el proyecto se diseña de manera inadecuada o con insuficiente comprensión, como con paneles demasiado grandes o difíciles de izar, o conexiones complicadas, el proyecto pierde su economía.

Un arquitecto no debe sentir que los muros tilt-up limitan su talento, en realidad es un método casi ilimitado de oportunidades para la expresión arquitectónica. Aunque se trabaja con paneles planos de concreto, sí dispone de gran variedad de tamaños, formas, acabados y texturas. Pueden organizarse y ensamblarse en una infinidad de maneras. Se puede ser tan innovador como se quiera en las conexiones, recordando siempre la simplicidad.

La relación entre un arquitecto y un constructor experimentado de proyectos con tilt-up puede ser complicada. El constructor puede sugerir una serie de detalles constructivos y acabados que harían sentir limitado al arquitecto. Pero este debe explotar esta relación, absorbiendo todo el conocimiento posible del constructor y explorando la flexibilidad de la técnica para retroalimentar la experiencia del constructor. Trabajando juntos pueden lograr un proyecto atractivo, funcional y económico.

6. EJEMPLO

En este capítulo se desarrollará el diseño de un panel típico de una nave industrial ubicada en la zona 12 de la ciudad de Guatemala (ver figura 58).

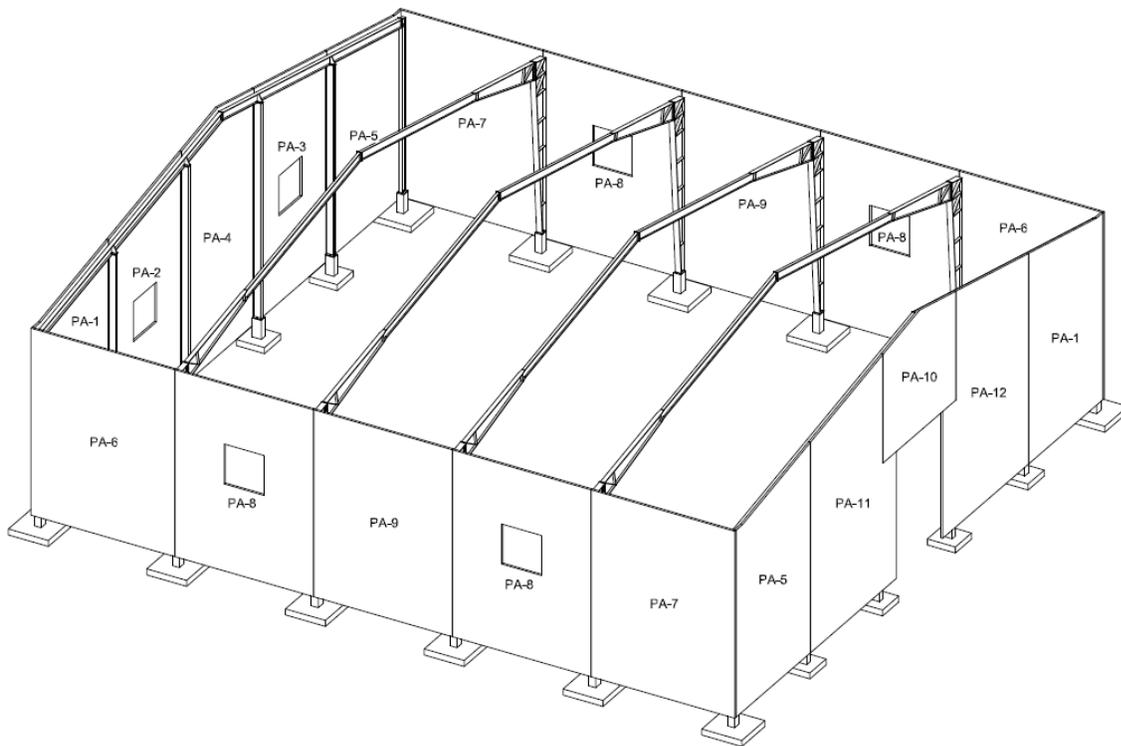
6.1. Parámetros iniciales

Es un edificio de 35,2 m de largo por 32 m de ancho. Los parámetros iniciales son los siguientes:

- Grosor propuesto del panel 0,10 m.
- Concreto agrietado, según ACI 318-08, apéndice D, sección D.3.3.3.
- $\gamma = 23\,536 \text{ kN/m}^3$ (2400 kfg/m³).
- Esfuerzo de compresión del concreto durante el servicio $f'_c = 28 \text{ MPa}$ (4000 psi).
- Esfuerzo de compresión del concreto durante el izaje $f'_c = 17 \text{ MPa}$ (2500 psi).
- Acero de refuerzo grado 60 ASTM A615. Resistencia a la tracción mínima $F_u = 550 \text{ MPa}$ (80 000 psi). Límite de fluencia mínimo $f_y = 420 \text{ MPa}$ (60 000 psi).

- Tornillo $\text{Ø}22,225$ mm A490 con un esfuerzo a corte de 413,6 Mpa y 779,1 Mpa a tensión²⁹ con la rosca incluida en el plano de corte, utilizado para el sapo.
- Las medidas en los esquemas de este ejemplo están dadas en milímetros.

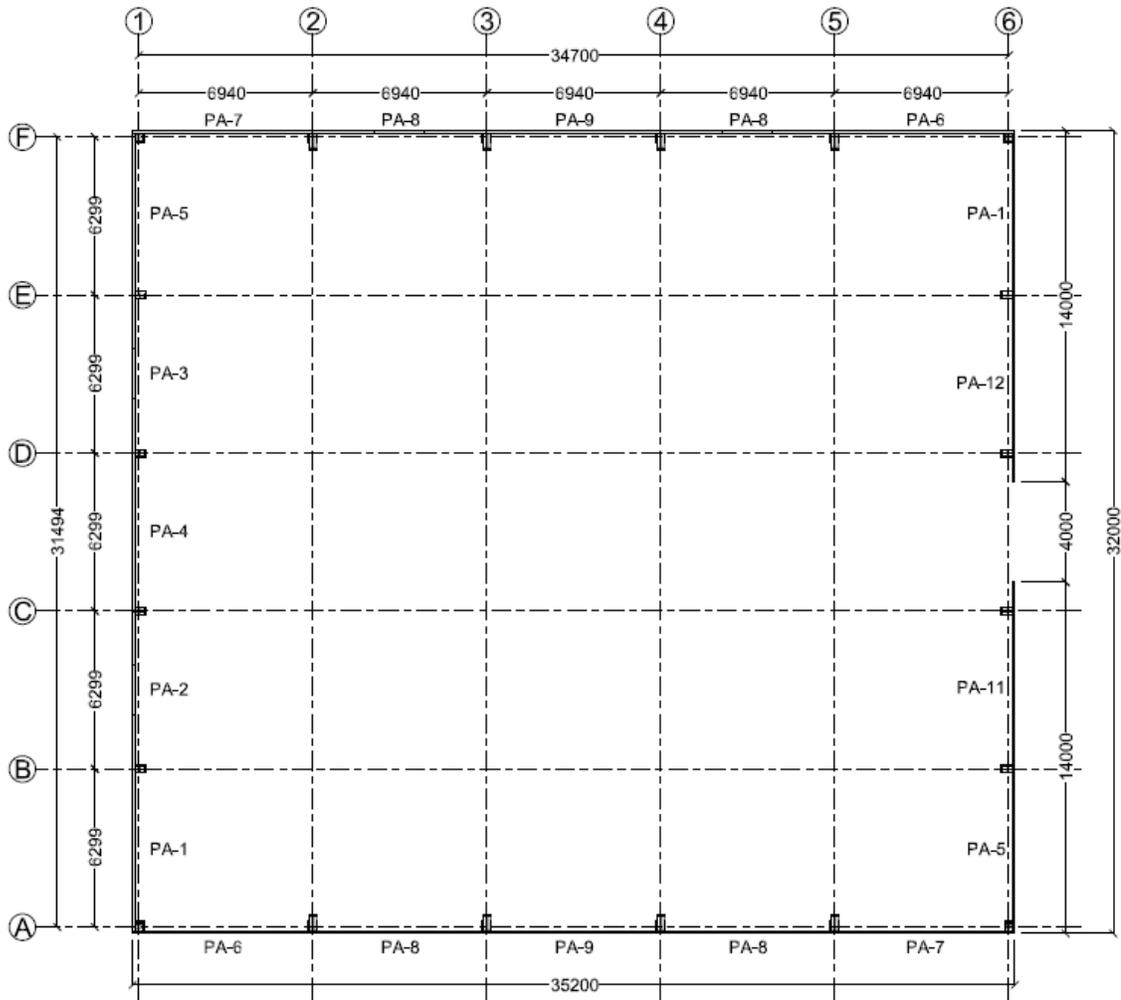
Figura 58. **Isométrico estructura ejemplo**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

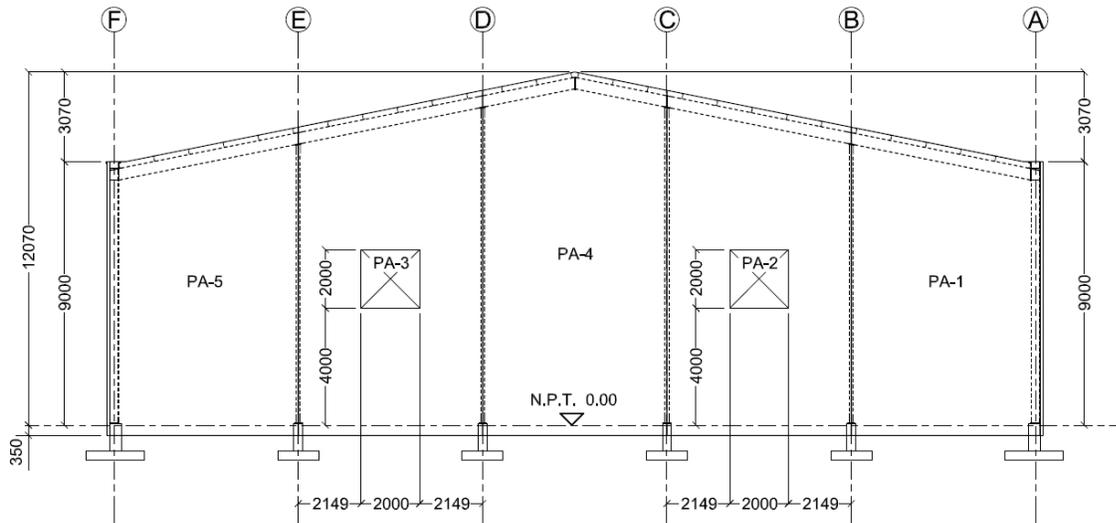
²⁹ Manual de construcción en acero AISC LRFD, Tabla J3.2, Esfuerzos de diseño para tornillos. p. 6-81.

Figura 59. Planta distribución de paneles



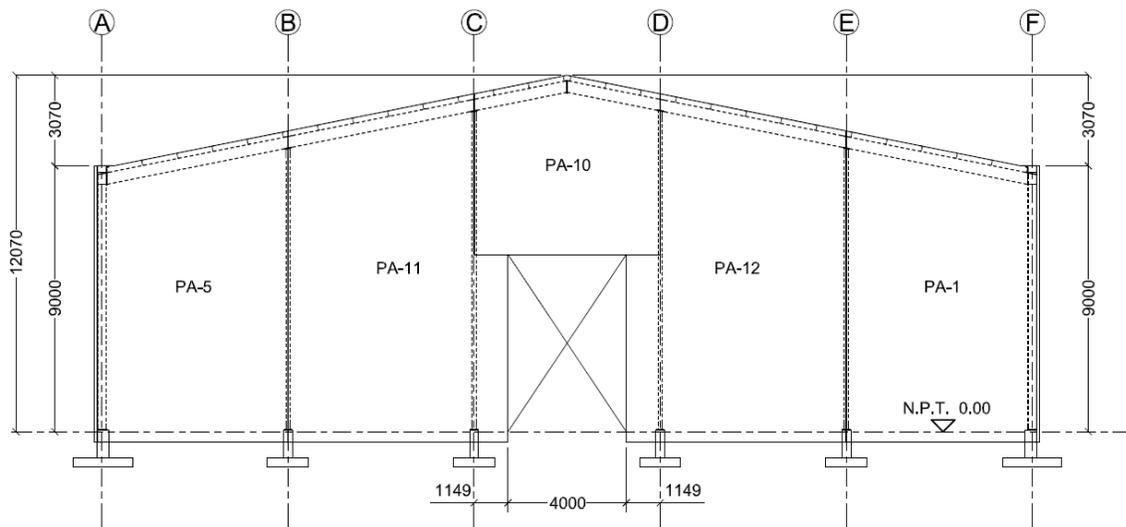
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 60. Elevación eje 1



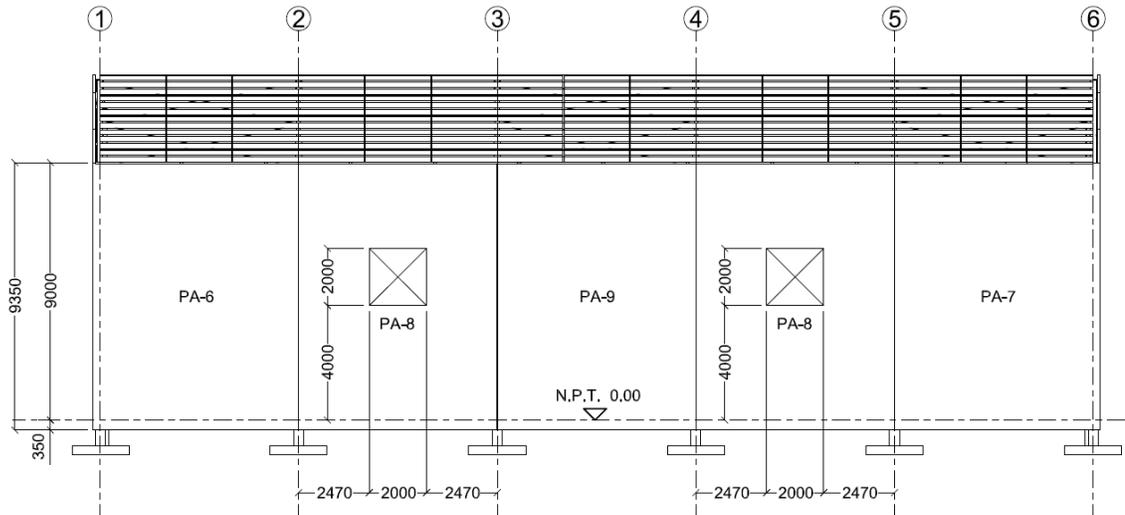
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 61. Elevación eje 6



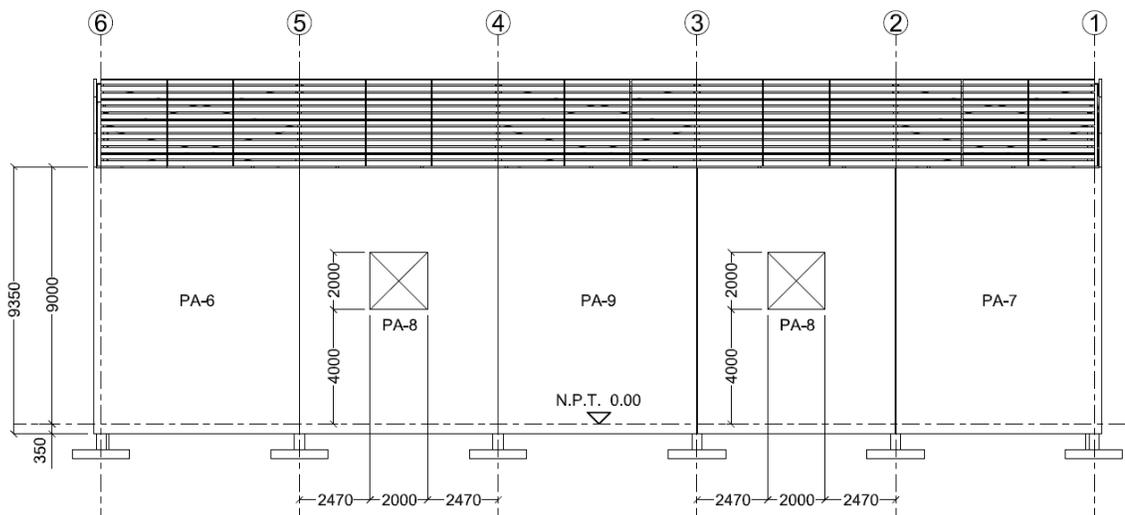
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 62. Elevación eje A



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 63. Elevación eje F



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

6.2. Viento

La altura media del techo es menor a 18 m y menor que el lado menor del edificio, según ecuación (6-1), por lo tanto cumple con los requerimientos de un edificio bajo. Además, como se observa en la figura 58, es un edificio de forma regular y no está expuesto a vientos cruzados, vórtices o ráfagas intermitentes.

$$\frac{12,07 + 9,00}{2} = 10,53 < 18,00 \quad (6-1)$$

$$10,53 < 32,00$$

La velocidad básica del viento según la figura 5 es 100 km/h (27,78 m/s). El factor direccional k_d es 0,85. La textura del entorno y la exposición son tipo B.

La estructura se encuentra sobre un risco, a una distancia x_w de 30 metros del borde en dirección sotavento. El risco tiene 20 metros de altura y la altura media de los muros es de 10,53 m. Por lo tanto la altura media de los muros desde la base del risco (z_w) es de 30,53 m; se usará 30,5 m para el cálculo de viento. Según la tabla I, el coeficiente de velocidad y exposición K_z es 0,99 (ver sección 2.5.5.).

Para calcular el factor topográfico k_{zt} (sección 2.5.6) se deben calcular primero los siguientes parámetros: el parámetro k_1 se calcula con la altura H y la distancia horizontal L_h que aparecen en la figura 7. Estos son 20 y 2 metros, respectivamente, por lo tanto:

$$\frac{H}{L_h} = \frac{20}{2} = 10 \quad (6-2)$$

Como $H/L_h > 0,5$, se usará 0,5 según sección 2.5.6.

Para la aceleración del viento en un acantilado con exposición B, según la tabla III:

$$\frac{k_1}{H/L_h} = 0,75 \rightarrow \frac{k_1}{0,5} = 0,75 \rightarrow k_1 = 0,375 \quad (6-3)$$

Según la ecuación (2-6) y la tabla III, el factor k_2 se calcula así:

$$K_2 = 1 - \frac{|x_w|}{\mu L_h} = 1 - \frac{|x_w|}{\mu 2H} = 1 - \frac{|30|}{4 * 2 * 20} = 0,813 \quad (6-4)$$

Por último, según la ecuación (2-7) y la tabla III, el factor k_3 se calcula así:

$$K_3 = e^{-\gamma z_w / L_h} = e^{-\gamma z_w / 2H} = e^{-2,5 * 30,5 / 2 * 40} = 0,149 \quad (6-5)$$

Finalmente, el factor k_{zt} se calcula con la ecuación (2-5), así:

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 = (1 + 0,375 * 0,813 * 0,149)^2 = 1,093 \quad (6-6)$$

La presión debida a la velocidad del viento y en función a la altura media del panel se calcula según la ecuación (2-4) así:

$$q_h = 0,613 K_2 K_{zt} K_d V^2 = 0,613 * 0,99 * 1,093 * 0,85 * 27,78^2 = 435,11 \text{ Pa} \quad (6-7)$$

El siguiente paso es definir la clasificación de encierro. En la tabla XVI se presentan los valores que fundamentan las conclusiones siguientes:

- Ninguno de los muros tiene 80 % o más de su área abierta, por lo tanto la estructura no es abierta. Para efectos de este documento, un muro es el que está formado por varios paneles y cubre total o parcialmente una cara de la estructura.
- El muro con más área abierta es el del eje 6 con 24 m²; valor que es igual a la suma de las áreas abiertas de los tres muros restantes.
- El área abierta del muro en el eje 6 no excede al área cerrada del mismo.

Por las tres razones anteriores, la estructura tampoco es parcialmente abierta. Con lo cual se concluye que la estructura es cerrada.

Tabla XVI. **Áreas de muros**

Muro (eje)	Área bruta (m ²)	Área cerrada (m ²)	Área abierta (m ²)	% abierto
1	337,12	329,12	8,00	2,37
6	337,12	313,12	24,00	7,12
A	316,80	308,80	8,00	2,53
F	316,80	308,80	8,00	2,53

Fuente: elaboración propia.

Luego se calcula el coeficiente de presión externa GC_p. No es necesario reducir GC_p, ya que θ es 10,3° (ver figura 8). La distancia "a" es 3,20 metros según lo mostrado en las ecuaciones (6-8).

$$\begin{aligned}
 a &= 0,1 * 32 = 3,20 \\
 a &= 0,40h = 0,4 * 10,53 = 4,212 \\
 a &= 0,04 * 35,20 = 1,408 \\
 a &= 0,90
 \end{aligned}
 \tag{6-8}$$

Los paneles PA-1, PA-5, PA-6 y PA-7 se encuentran en un radio de 3,20 metros desde la esquina, es decir, en el sector 1; el resto está en el sector 2, de la figura 8. Con base en los parámetros anteriores se obtuvieron los datos de la siguiente tabla:

Tabla XVII. **Cálculo de coeficiente de presión externa**

Panel	Área total sobre el suelo (m ²)	Ancho tributario (m)	Área efectiva (m ²)	GCp succión sector 1	GCp succión sector 2	GCp empuje sectores 1 y 2
PA-1	61,406	2,100	20,050	-0,815		0,709
PA-2	67,981	2,100	22,969		-0,814	0,716
PA-3	67,981	2,100	22,969		-0,814	0,716
PA-4	73,926	2,100	25,121		-0,819	0,723
PA-5	61,406	2,100	20,051	-0,815		0,709
PA-6	64,665	2,313	20,820	-0,819	-	0,711
PA-7	64,665	2,313	20,820	-0,819		0,711
PA-8	62,370	2,313	20,820		-0,809	0,711
PA-9	62,370	2,313	20,820		-0,809	0,711
PA-10	36,193	2,100	12,504		-0,791	0,689
PA-11	74,908	2,483	27,106		-0,824	0,728
PA-12	74,908	2,483	27,106		-0,824	0,728

Fuente: elaboración propia.

El coeficiente de presión interna GC_{pi} para edificios cerrados es 0,18 para presión y -0,18 para succión.

Por último, la presión de diseño se obtiene de la ecuación (2-3) y de la tabla XVII; los resultados de dichos cálculos se muestran en la tabla XVIII.

Tabla XVIII. **Cálculo de la presión de viento para diseño**

Panel	Presión de diseño (Pa)		
	Succión		Presión
	Sector 1	Sector 2	Sectores 1 y 2
PA-1	-276,4		230,27
PA-2		-275,7	233,35
PA-3		-275,7	233,35
PA-4		-278,1	236,18
PA-5	-276,4		230,27
PA-6	-277,9		231,17
PA-7	-277,9		231,17
PA-8		-273,9	231,17
PA-9		-273,9	231,17
PA-10		-265,8	221,49
PA-11		-280,0	238,49
PA-12		-280,0	238,49

Fuente: elaboración propia.

Como se observa en la tabla anterior, ningún muro está sometido a una presión mayor a 770 Pa (0,77 kN/m²), la que es mínima para el diseño. Por lo tanto se procederá a utilizar esta última.

6.3. Sismo

La fuerza sísmica F_p es una porción del peso de los paneles y se calcula con los parámetros descritos a continuación.

El factor de importancia I_p es 1,0 según la sección 2.6.1, ya que la estructura no es esencial para la vida y no contiene materiales peligrosos. El factor de amplificación a_p para el cuerpo del panel es 1,0. El factor de modificación de respuesta R_p para el cuerpo del panel es 2,5.

Para calcular el parámetro S_{DS} se considera un sismo severo con 5 % de probabilidad de ser excedido en 50 años³⁰, lo cual da un factor de escala k_d de 0,80 según la tabla V.

El parámetro S_{cr} es 1,5 y el índice de sismicidad I_o es 4 para el municipio de Guatemala³¹. La clase de sitio es D según la tabla VI. El coeficiente de sitio F_a según la tabla VII es 1,0. El factor N_a según la tabla IX es 1,0.

El parámetro S_{cs} se calcula según la ecuación (2-11) así:

$$S_{cs} = 1,5 * 1,0 * 1,0 = 1,5 \quad (6-9)$$

Con S_{cs} y la ecuación (2-10) se calcula el parámetro S_{DS} así:

$$S_{DS} = S_{cd} = 0,80 * 1,5 = 1,2 \quad (6-10)$$

Según la ecuación (2-8) la fuerza sísmica de diseño se calcula así:

$$F_p = \frac{0,4 * 1,0 * 1,2}{\left(\frac{2,5}{1,0}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right) W_p \quad (6-11)$$

$$1,6 * 1,2 * 1,0 * W_p \geq F_p \geq 0,3 * 1,2 * 1,0 * W_p \quad (6-12)$$

Con la altura promedio del techo (h), la altura a los apoyos z y las ecuaciones (6-11) y (6-12) se calculan los valores de la tabla XIX. El área efectiva allí mostrada es el área de una cara del panel sin incluir el área de las

³⁰ AGIES NSE 2-10 sección 4.3.2.2. p. 12.

³¹ AGIES NSE 2-10 anexo A. p. 55.

aberturas. Un dato interesante obtenido en esta tabla es que el panel PA-10 es el que tiene menor área efectiva y la mayor carga sísmica; esto se debe a que este panel se encuentra a seis metros sobre el suelo.

Tabla XIX. **Cálculo de la fuerza sísmica de diseño**

Panel	h (m)	z inf. (m)	z sup. (m)	Wp (kN)	Ecuación (4-11) (kN)		Fp prom. (kN)	Límites Fp Ec. (4-12) (kN)		Area efectiva (m ²)	Carga por sismo (Pa)
					Fpl	Fpu		inferior	superior		
PA-1	10,54	0,30	9,50	149,9	30,4	80,7	70,8	54,0	287,9	63,66	1112
PA-2	10,54	0,30	10,70	155,8	31,6	90,7	77,0	56,1	299,2	66,18	1163
PA-3	10,54	0,30	10,70	155,8	31,6	90,7	77,0	56,1	299,2	66,18	1163
PA-4	10,54	0,30	10,70	179,1	36,3	104,2	88,5	64,5	343,9	76,13	1162
PA-5	10,54	0,30	9,50	149,9	30,4	80,7	70,8	54,0	287,9	63,66	1112
PA-6	10,54	0,30	8,60	158,2	32,1	79,9	72,1	56,9	303,7	67,18	1073
PA-7	10,54	0,30	8,60	158,2	32,1	79,9	72,1	56,9	303,7	67,18	1073
PA-8	10,54	0,30	8,60	143,1	29,0	72,3	65,2	51,5	274,7	60,80	1073
PA-9	10,54	0,30	8,60	152,5	31,0	77,1	69,5	54,9	292,8	64,80	1073
PA-10	10,54	6,00	10,70	85,2	35,0	49,6	59,8	30,7	163,6	36,19	1652
PA-11	10,54	0,30	10,70	182,4	37,0	106,2	90,1	65,7	350,2	77,51	1162
PA-12	10,54	0,30	10,70	182,4	37,0	106,2	90,1	65,7	350,2	77,51	1162

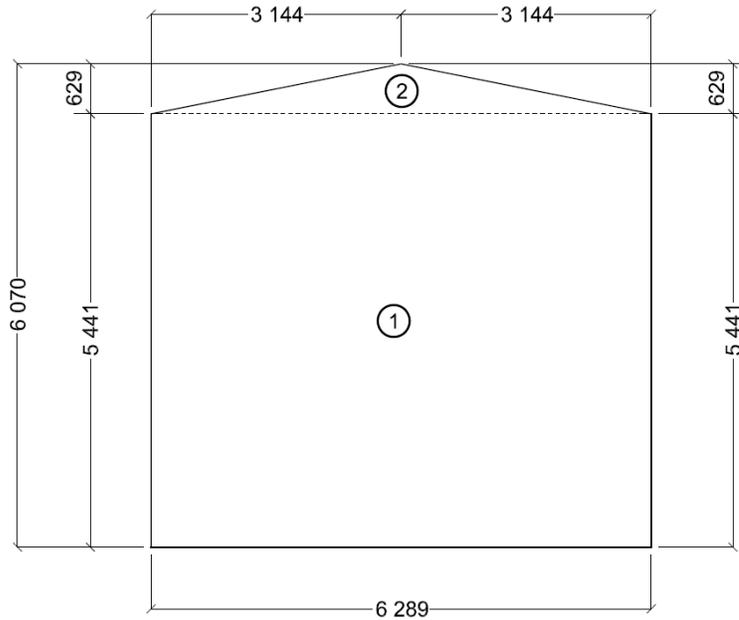
Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar en la tabla anterior, en ningún caso F_p es menor al 10 % del peso del panel.

6.4. Distribución de anclajes

El panel que se diseñará en este ejemplo es el PA-10, mostrado en la figura 58. Primero se encuentra el centro de masa del panel con la figura 64 y la ecuación (6-13). Por simple inspección se observa que x_g es 3,144 m.

Figura 64. Centro de masa del panel



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$y_g = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 * y_1 + A_2 * y_2}{A_1 + A_2}$$

$$y_g = \frac{(6,289 * 5,441) \frac{5,441}{2} + (0,629 * 3,144) \left(5,441 + \frac{0,629}{3} \right)}{5,441 * 6,289 + 0,629 * 3,144} \quad (6-13)$$

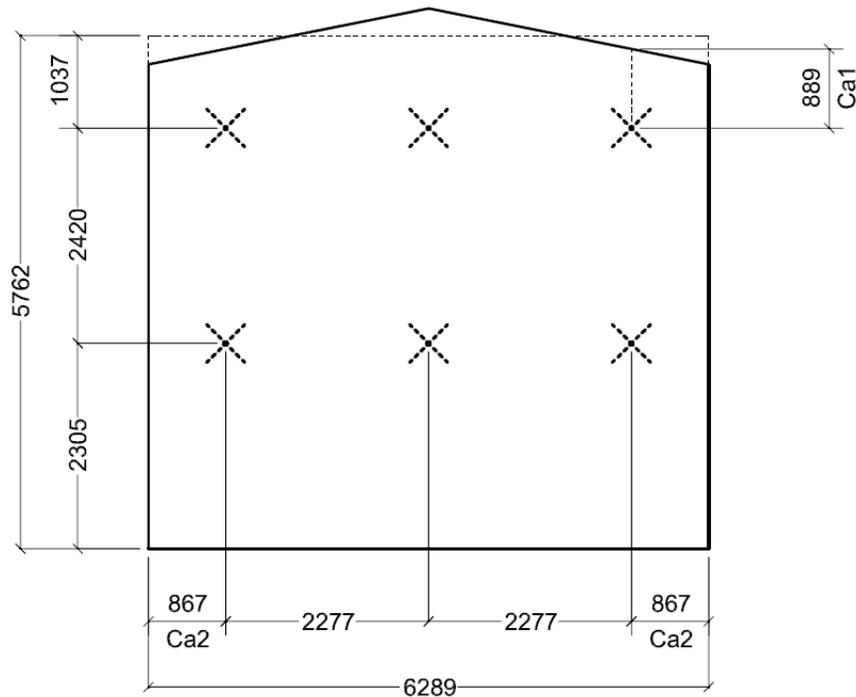
$$y_g = 2,881 \text{ m}$$

Con x_g y y_g multiplicadas por dos, se sobrepone un panel rectangular equivalente. Sobre este panel equivalente se distribuyen los anclajes, según lo indicado en la sección 2.10.3.

$$X = 3,144 * 2 = 6,289 \text{ m} \quad (6-14)$$

$$Y = 2,881 * 2 = 5,762 \text{ m} \quad (6-15)$$

Figura 65. **Distribución de anclajes y panel equivalente**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

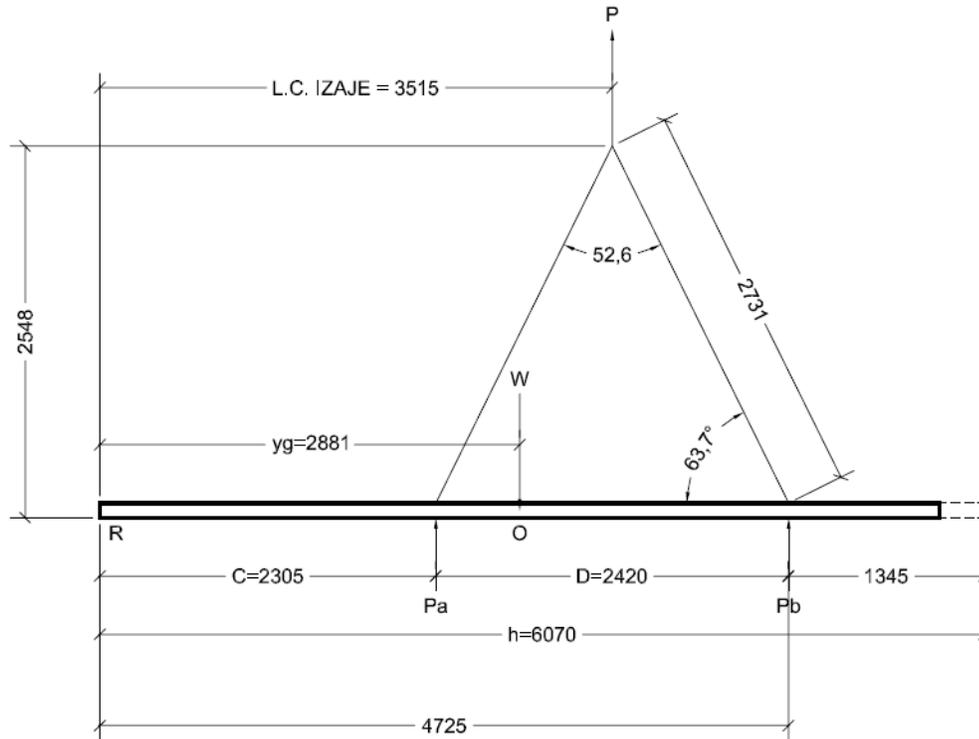
6.5. Análisis vertical de izaje

Se utilizará el aparejo tipo C. Se dispone de cables con el largo efectivo mínimo que se calcula con la ecuación (6-16). Es importante tomar en cuenta que el largo efectivo del cable no incluye la longitud necesaria para fijar los accesorios de izaje.

$$\text{Largo mínimo cable} = 5,762 - 0,30 = 5,462 \quad (6-16)$$

A continuación se presenta el diagrama lateral de cuerpo libre donde se muestra el panel, la distribución de anclajes de izaje y el aparejo.

Figura 66. Diagrama lateral de izaje a 0°



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

El análisis vertical de izaje se hace para el ancho tributario crítico; en este caso es para la columna de izaje del medio y es de 2,277 m. La carga distribuida para esta franja tributaria es:

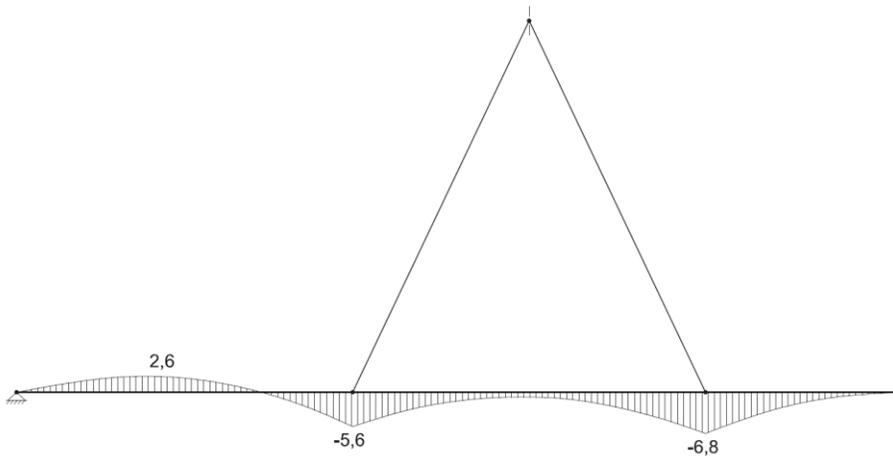
$$w_p = \gamma_c h_a a_t = 23,536 * 0,1 * 2,277 * 1,4 = 7,503 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (6-17)$$

La cota a la línea central de izaje se calcula así:

$$\text{L.C. Izaje} = C + \frac{D}{2} = 2,305 + \frac{2,42}{2} = 3,515 \text{ m} \quad (6-18)$$

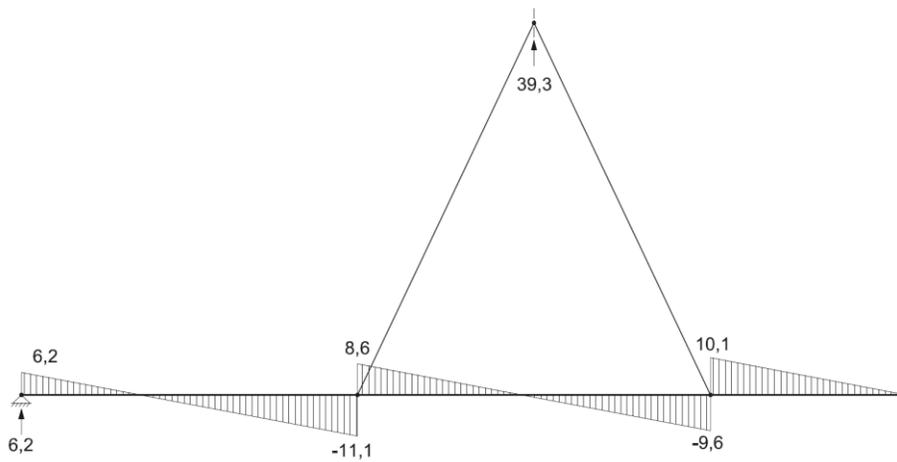
Con esta información se procede a calcular los diagramas de momento y corte.

Figura 67. **Diagrama de momento a 0° (kN-m)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 68. **Diagrama de corte y reacciones a 0° (kN)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Como se puede observar en el diagrama de corte, la fuerza P en el balancín es de 39,3 kN, la reacción R en la base del muro es de 6,2 kN. Las reacciones Pa y Pb son:

$$P_a = 11,1 + 8,6 = 19,7 \quad (6-19)$$

$$P_b = 9,6 + 10,1 = 19,7 \quad (6-20)$$

Posteriormente se procede a hacer un análisis similar para diferentes ángulos de inclinación del panel. A continuación se hace para 10°.

Primero se calcula la geometría del diagrama de cuerpo libre. Las distancias D' y E se calculan así:

$$D' = D \cos \theta = 2,42 \cos 10^\circ = 2,383 \text{ m} \quad (6-21)$$

$$E = D \sin \theta = 2,42 \sin 10^\circ = 0,42 \text{ m} \quad (6-22)$$

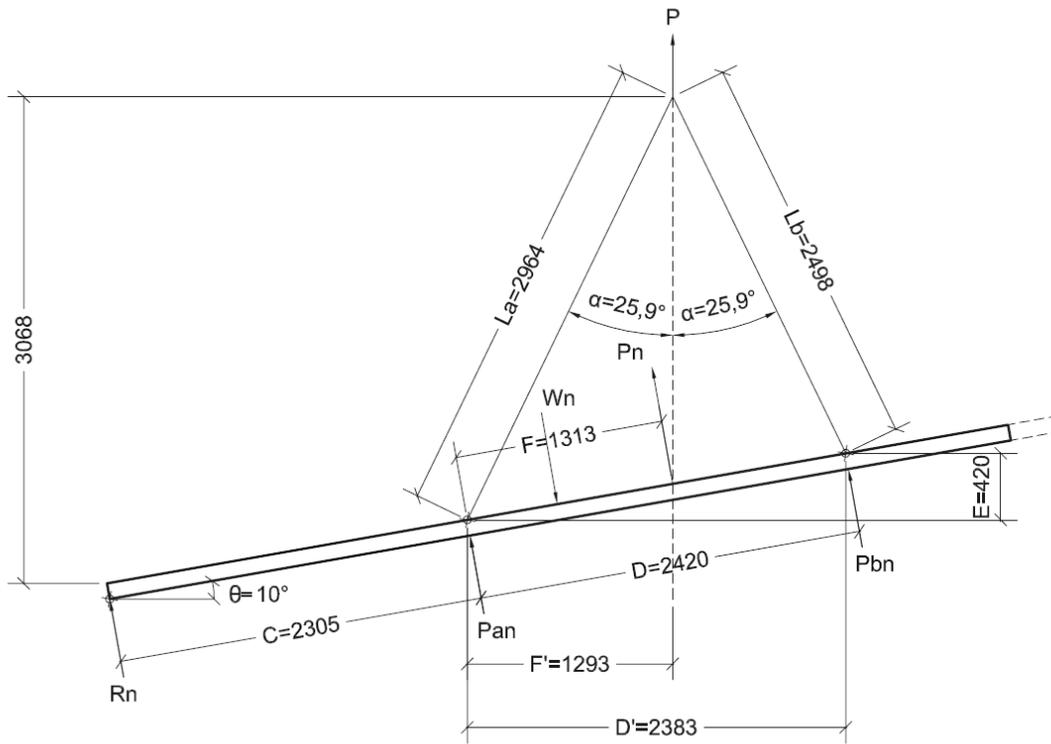
Con la distancia D' se calcula el ángulo α .

$$\alpha = \sin^{-1} \frac{D'}{L_{\text{cable}}} = \sin^{-1} \frac{2,383}{5,462} = 25,867^\circ \quad (6-23)$$

Luego se obtiene las distancias La y Lb.

$$L_a = \frac{L_{\text{cable}} + \frac{E}{\cos \alpha}}{2} = \frac{5,462 + \frac{0,42}{\cos 25,867^\circ}}{2} = 2,964 \text{ m} \quad (6-24)$$

Figura 69. Diagrama lateral de izaje a 10°



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$L_b = L_{\text{cable}} - L_a = 5,462 - 2,964 = 2,498 \text{ m} \quad (6-25)$$

Por último se calculan las distancias F y F'.

$$F' = L_a \text{ sen } \alpha = 2,964 \text{ sen } 25,867^\circ = 1,293 \text{ m} \quad (6-26)$$

$$F = \frac{F'}{\cos \theta} = \frac{1,293}{\cos 10^\circ} = 1,313 \text{ m} \quad (6-27)$$

Se hace estos cálculos para intervalos de 10° hasta 85° y se resumen en la tabla XX. No se analiza para 90° porque el panel alcanza este ángulo hasta que está colocado en su sitio en la estructura.

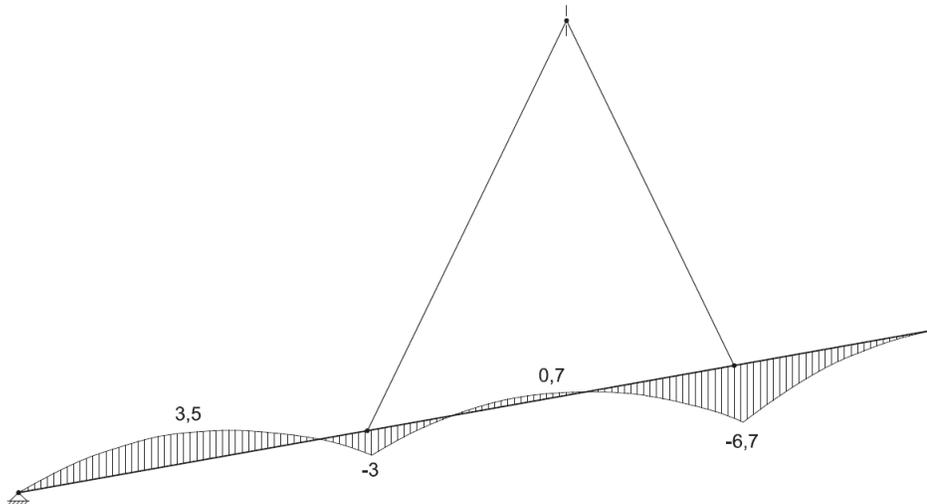
Tabla XX. **Cálculos de la geometría de giro**

θ	D'	E	α	La	Lb	F'	F
0	2,420	0,000	26,3	2,731	2,731	1,210	1,210
10	2,383	0,420	25,9	2,965	2,497	1,294	1,313
20	2,274	0,828	24,6	3,186	2,276	1,327	1,412
30	2,096	1,210	22,6	3,386	2,076	1,299	1,500
40	1,854	1,556	19,8	3,558	1,904	1,208	1,576
50	1,556	1,854	16,5	3,698	1,764	1,053	1,638
60	1,210	2,096	12,8	3,806	1,656	0,843	1,686
70	0,828	2,274	8,7	3,881	1,581	0,588	1,720
80	0,420	2,383	4,4	3,926	1,536	0,302	1,740
85	0,211	2,411	2,2	3,937	1,525	0,152	1,744

Fuente: elaboración propia.

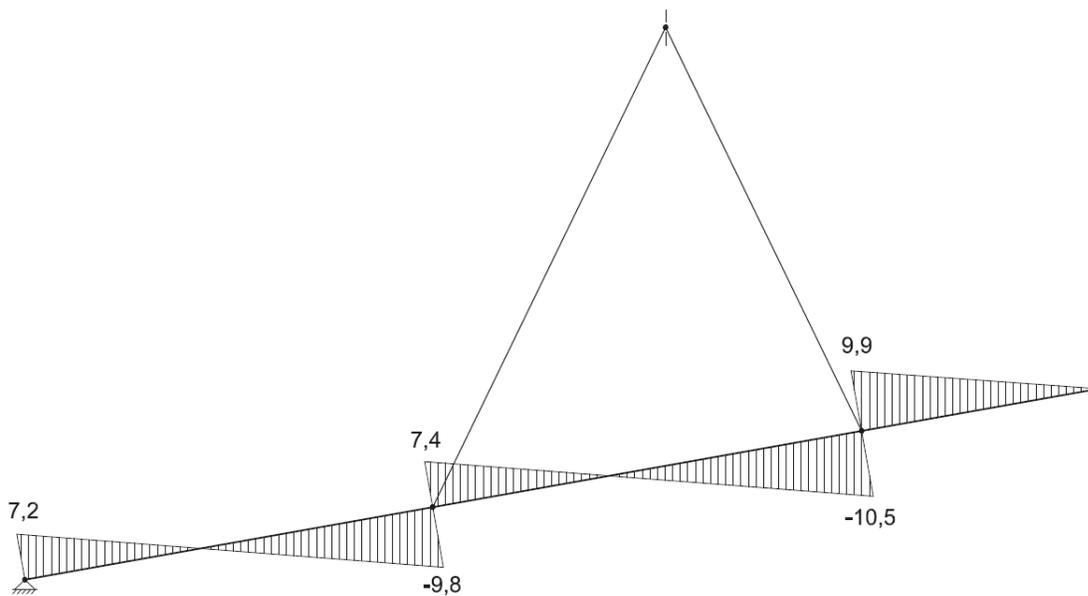
Con la geometría definida, se calculan los diagramas de momento y corte para los distintos ángulos de giro.

Figura 70. **Diagrama de momento a 10° (kN-m)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 71. **Diagrama de corte a 10° (kN)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Para los siguientes intervalos de inclinación se presenta un resumen de corte en la tabla XXI y momento en la tabla XXIII. La columna para 85° (*) se refiere a las condiciones del panel desde el momento que ya no está en contacto con el piso, es decir que ya no hay una reacción en la base del panel.

Tabla XXI. Corte en el panel (kN)

Dist. (m)	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	85°	85° (*)
0,000	6,2	7,2	7,8	8,0	7,6	6,7	5,5	3,8	1,9	0,9	0,0
0,576	1,9	3,0	3,8	4,2	4,3	4,0	3,3	2,3	1,2	0,6	-0,4
1,153	-2,4	-1,3	-0,3	0,5	1,0	1,2	1,1	0,9	0,4	0,2	-0,8
1,729	-6,8	-5,5	-4,3	-3,3	-2,3	-1,6	-1,0	-0,6	-0,3	-0,2	-1,1
2,305 (Pan)	-11,1	-9,8	-8,4	-7,0	-5,6	-4,4	-3,2	-2,1	-1,0	-0,6	-1,5
	8,6	7,4	6,2	5,0	3,9	2,9	2,1	1,3	0,6	0,4	-0,3
2,910	4,0	2,9	1,9	1,0	0,4	-0,2	-0,2	-0,2	-0,1	0,0	-0,7
3,515	-0,5	-1,5	-2,4	-2,9	-3,1	-2,9	-2,5	-1,8	-0,9	-0,4	-1,0
4,120	-5,0	-6,0	-6,6	-6,8	-6,6	-5,9	-4,8	-3,3	-1,7	-0,8	-1,4
4,725 (Pbn)	-9,6	-10,5	-10,9	-10,8	-10,0	-8,8	-7,0	-4,9	-2,4	-1,2	-1,8
	10,1	9,9	9,5	8,7	7,7	6,5	5,0	3,5	1,7	0,9	0,9
5,061	7,6	7,5	7,1	6,6	5,8	4,9	3,8	2,6	1,3	0,7	0,7
5,398	5,0	5,0	4,7	4,4	3,9	3,2	2,5	1,7	0,9	0,4	0,4
5,734	2,5	2,5	2,4	2,2	1,9	1,6	1,3	0,9	0,4	0,2	0,2
6,070	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Fuente: elaboración propia.

La distancia que aparece en la primera columna de la tabla anterior está medida verticalmente desde la base del panel.

Tabla XXII. **Reacciones en P_{an} y P_{bn} (kN)**

Reacción	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	85°	85° (*)
Pan	19,7	17,2	14,6	12,0	9,5	7,3	5,3	3,4	1,6	1,0	1,2
Pbn	19,7	20,4	20,4	19,5	17,7	15,3	12,0	8,4	4,1	2,1	2,8

Fuente: elaboración propia.

En la tabla XXI aparecen dos filas para las reacciones P_{an} y P_{bn} , debido a que allí hay un cambio de signo en el diagrama de corte. Para obtener dichas reacciones se deben sumar los valores absolutos de esas filas, como se muestra en la tabla XXII. Haciendo esto se observa que la mayor carga de corte en el panel (tensión en las arañas) ocurre en P_{bn} para 10°.

Tabla XXIII. **Momentos en el panel (kN-m)**

Dist. (m)	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	85°	85° (*)
0,000	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,576	2,	2,9	3,3	3,5	3,4	3,1	2,5	1,8	0,9	0,4	3,6
1,153	2,2	3,4	4,4	4,9	5,0	4,6	3,8	2,7	1,4	0,6	3,2
1,729	-0,5	1,5	3,0	4,1	4,6	4,5	3,8	2,8	1,4	0,6	2,7
2,305 (Pan)	-5,6	-3,0	-0,7	1,1	2,3	2,7	2,6	2,0	1,0	0,4	1,9
2,910	-1,8	0,2	1,8	2,9	3,6	3,6	3,2	2,3	1,2	0,5	1,7
3,515	-0,7	0,6	1,6	2,4	2,7	2,7	2,4	1,7	0,9	0,4	1,2
4,120	-2,4	-1,7	-1,1	-0,6	-0,2	0,1	-0,2	0,2	0,1	0,0	0,4
4,725 (Pbn)	-6,8	-6,7	-6,4	-5,9	-5,2	-4,4	-3,4	-2,3	-1,2	-0,6	-0,6
5,061	-3,8	-3,8	-3,6	-3,3	-2,9	-2,5	-1,9	-1,3	-0,7	-0,3	-0,3
5,398	-1,7	-1,7	-1,6	-1,5	-1,3	-1,1	-0,8	-0,6	-0,3	-0,1	-0,1
5,734	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	-0,3	-0,2	-0,1	-0,1	0,0	0,0
6,070	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Fuente: elaboración propia.

Con los valores máximos y mínimos obtenidos, presentados en las tablas anteriores, se trazó la envolvente de corte que aparece en la figura 72 y la envolvente de momento que aparece en la figura 73.

En la tabla XXIII y la figura 73 se observa que el momento positivo crítico se encuentra a 1,153 metros de la base para una inclinación de 40°. Mientras que el momento negativo crítico aparece justo en la reacción P_{bn} , cuando el panel está horizontal. Este momento negativo de 6,8 kN-m es el que gobierna el diseño y provoca una fuerza de tensión así:

$$F_t = \frac{6,8}{0,05} = 136 \text{ kN} \quad (6-28)$$

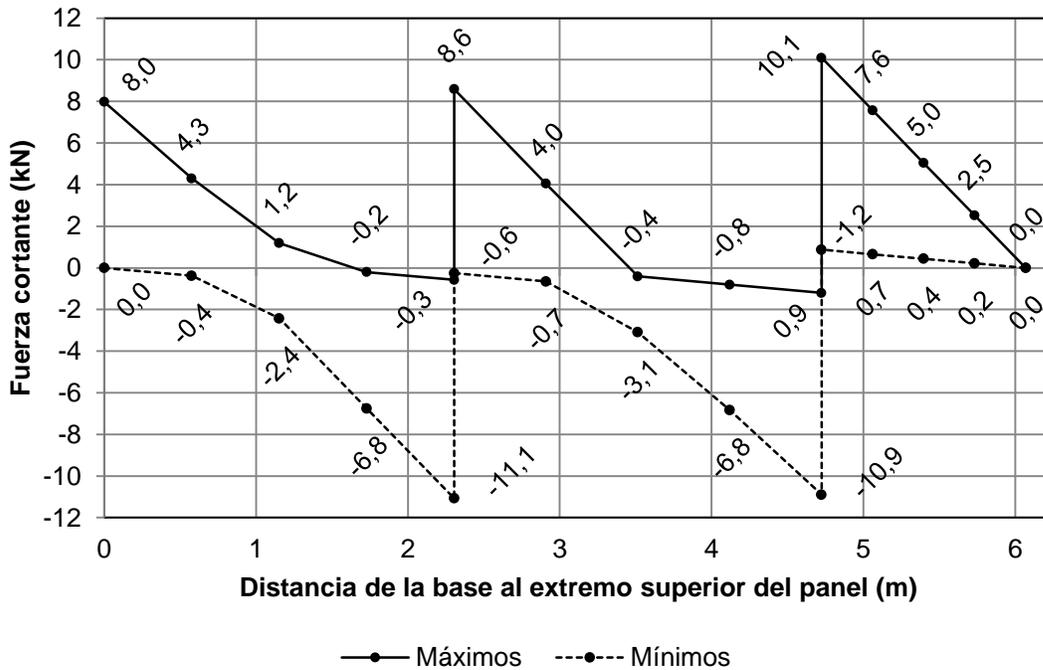
Esta fuerza de tensión está aplicada en la fibra extrema, pero si de manera conservadora se aplica a toda la sección efectiva se obtiene el siguiente esfuerzo de tensión:

$$\sigma_t = \frac{136}{(2,277 * 0,05) * 10^3} = 1,19 \text{ MPa} \quad (6-29)$$

Este esfuerzo es inferior al permisible, que según la ecuación (2-49) es:

$$f_{ct} = 0,56\sqrt{17} = 2,31 \text{ MPa} \quad (6-30)$$

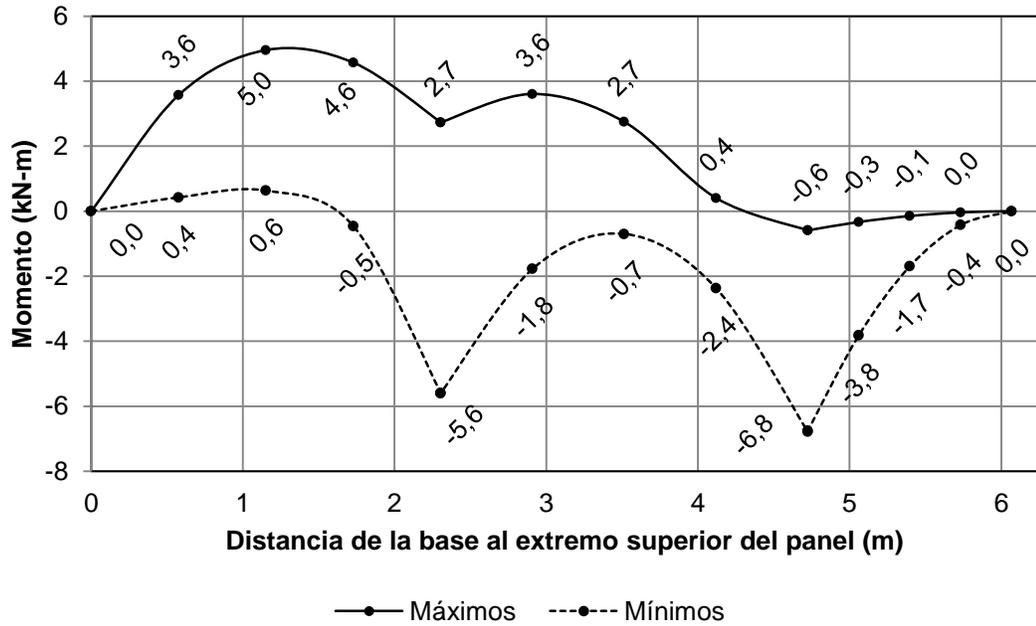
Figura 72. **Envolvente de corte**



Fuente: elaboración propia.

Otro factor importante son los esfuerzos axiales en el panel. Como se observa en la tabla XXIV, la mayor fuerza de compresión (12,4 kN) se encuentra encima del anclaje Pan, cuando el panel está a 85° y todavía toca el suelo. Por otro lado la mayor fuerza de tensión (17,2 kN) se encuentra debajo de este mismo anclaje, para el mismo ángulo de giro, pero cuando el panel ya no está en contacto con el suelo. Estos esfuerzos actúan como esfuerzos de corte en los anclajes de izaje.

Figura 73. **Envolvente de momentos**



Fuente: elaboración propia.

Con base en lo expuesto anteriormente, se tiene que el mayor esfuerzo de tensión en el concreto es:

$$\sigma_t = \frac{17,2}{(2,277 * 0,045) * 10^3} = 0,17 \text{ MPa} \quad (6-31)$$

Este esfuerzo es muy inferior al permisible, que se muestra en la ecuación (6-30). Por lo tanto el panel pasa el chequeo de tensión directa y tensión por flexión en el concreto.

Tabla XXIV. **Fuerzas axiales en panel PA-10 (kN)**

Dist. (m)	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	85°	85° (*)
0,000	0,0	1,3	2,9	4,6	6,4	8,0	9,5	10,5	10,9	10,6	0,0
0,576	0,0	0,5	1,4	2,4	3,6	4,4	5,7	6,4	6,7	6,3	-4,3
1,153	0,0	-0,2	-0,1	0,3	0,8	1,4	2,0	2,3	2,5	2,0	-8,6
1,729	0,0	-1,0	-1,6	-1,9	-2,0	-1,9	-1,8	-1,7	-1,6	-2,3	-12,9
2,305	0,0	-1,7	-3,1	-4,0	-4,7	-5,2	-5,5	-5,8	-5,8	-6,6	-17,2
2,305	9,3	10,7	11,3	11,6	11,6	11,6	11,4	11,4	11,1	12,4	7,5
2,910	9,3	9,9	9,8	9,3	8,7	8,1	7,5	7,1	6,7	7,8	3,0
3,515	9,3	9,1	8,2	7,0	5,8	4,6	3,6	2,9	2,4	3,3	-1,5
4,120	9,3	8,3	6,6	4,8	2,9	1,1	-0,4	-1,4	-2,0	-1,2	-6,0
4,725	9,3	7,6	5,1	2,5	0,0	-2,4	-4,3	-5,7	-6,4	-5,7	-10,6
4,725	0,0	1,8	3,5	5,0	6,5	7,7	8,7	9,5	9,7	10,1	10,1
5,061	0,0	1,3	2,6	3,8	4,9	5,8	6,6	7,1	7,3	7,5	7,5
5,398	0,0	0,9	1,7	2,5	3,2	3,9	4,4	4,7	4,9	5,0	5,0
5,734	0,0	0,4	0,9	1,3	1,6	1,9	2,2	2,4	2,4	2,5	2,5
6,070	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Fuente: elaboración propia.

Sumando los valores absolutos de las dos filas para Pan en la tabla anterior, se obtienen las fuerzas cortantes para el anclaje inferior; de igual manera se hace con las dos filas para Pbn. Estos valores se muestran en la tabla XXV, donde se observa que las mayores cargas de corte en los anclajes se presentan a 85°, al momento que el panel ya no está en contacto con el suelo.

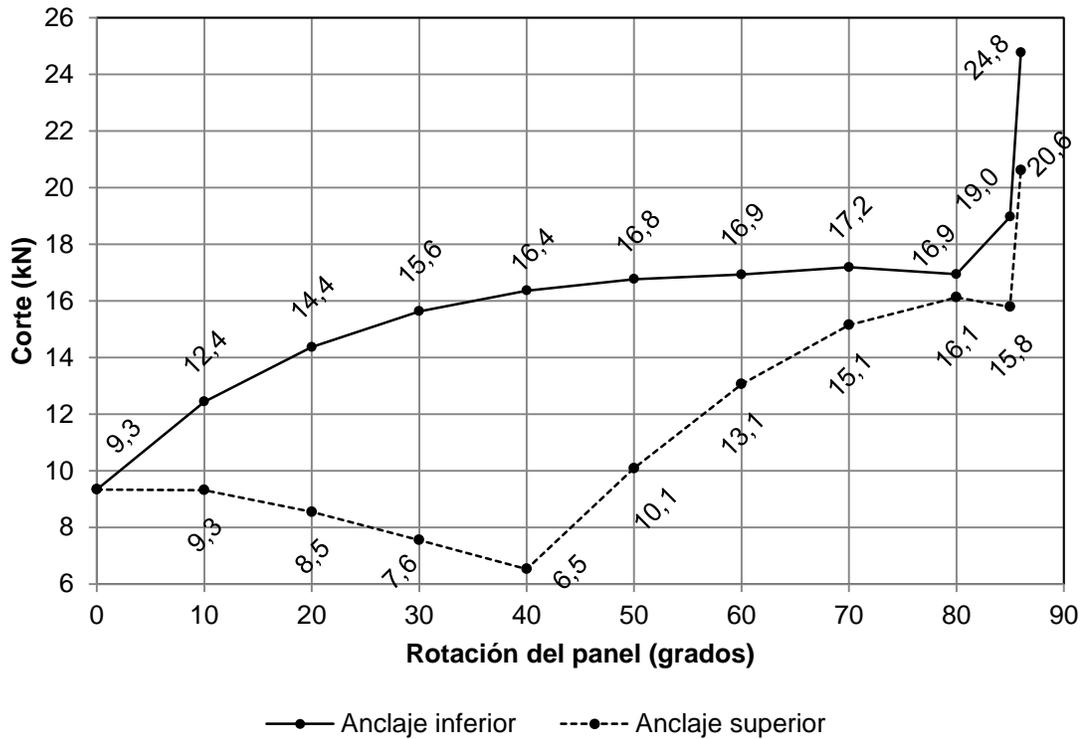
En la figura 74 se muestra cómo cambian las cargas de corte en los anclajes conforme gira el panel. Cuando el panel está horizontal las cargas son iguales en ambos anclajes, luego comienzan a cambiar hasta alcanzar su máximo según se explicó en el párrafo anterior.

Tabla XXV. **Fuerzas cortantes en los anclajes (kN)**

Fila de anclajes	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	85°	85° (*)
Pan	9,3	12,4	14,4	15,6	16,4	16,8	16,9	17,2	16,9	19,0	24,8
Pbn	9,3	9,3	8,5	7,6	6,5	10,1	13,1	15,1	16,1	15,8	20,6

Fuente: elaboración propia.

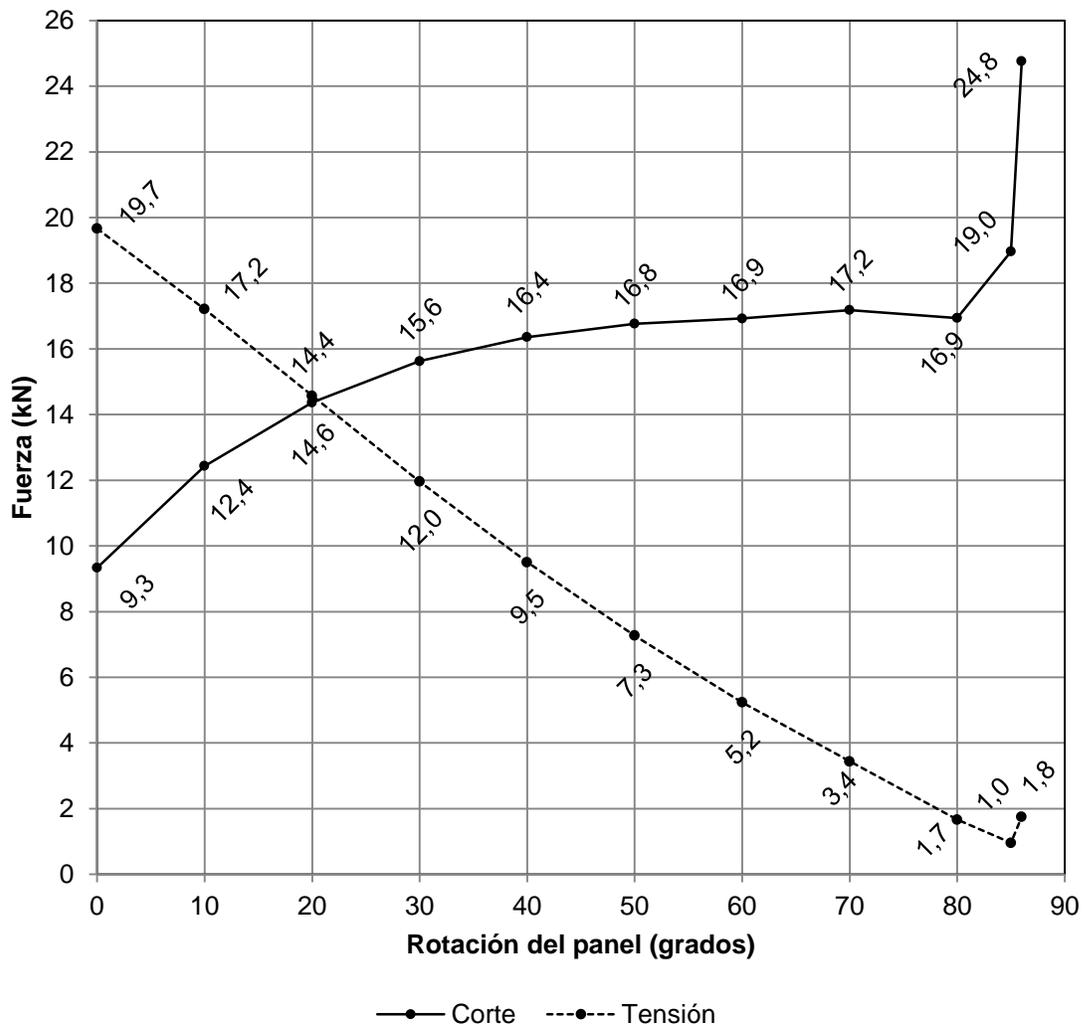
Figura 74. **Cargas de corte en los anclajes de izaje**



Fuente: elaboración propia.

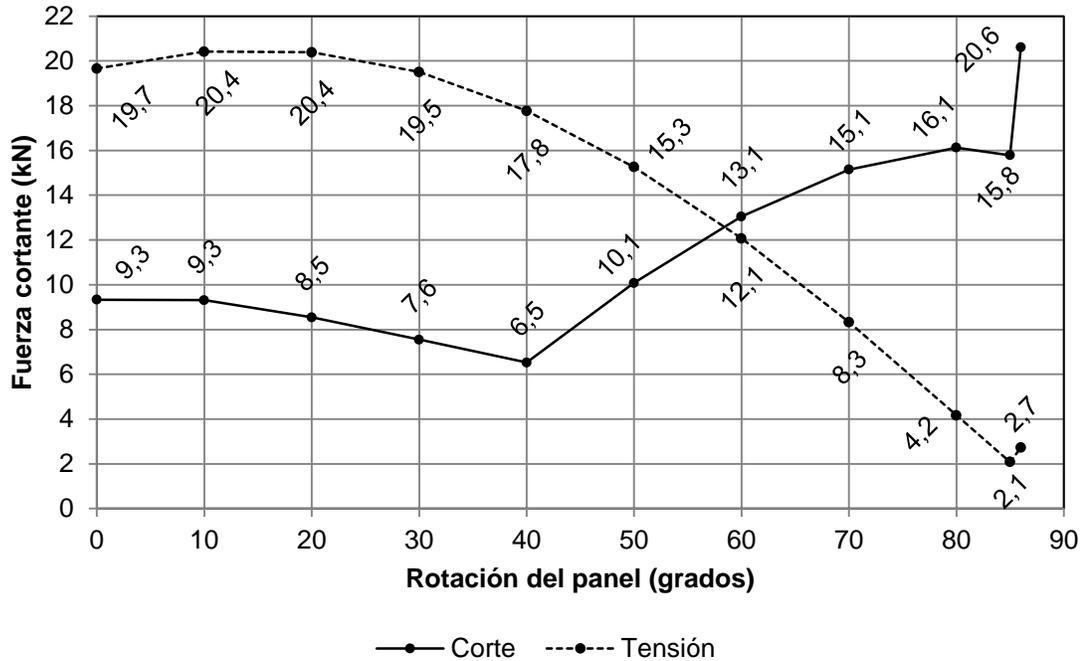
En la figura 75 se muestra cómo se relacionan las cargas de corte y tensión en el anclaje inferior durante la rotación del panel. Un análisis similar se presenta en la figura 76 para el anclaje superior. En ambas gráficas se aprecia cómo las cargas se transforman durante el izaje; el corte se convierte en tensión y viceversa. En la sección 6.7.8 se analizará esta interacción.

Figura 75. Fuerzas de corte y tensión en anclaje inferior



Fuente: elaboración propia.

Figura 76. Fuerzas de corte y tensión en anclaje superior



Fuente: elaboración propia.

6.6. Análisis horizontal de izaje

Para definir los esfuerzos en el sentido horizontal del panel se analiza la franja tributaria crítica. En la tabla XXVI se presentan las franjas tributarias para los puntos R, P_{an} y P_{bn} . Estas se calcularon obteniendo los puntos donde el corte en el panel, en el sentido vertical, se hace cero. Para R y P_{bn} , las franjas son críticas a los 80°, pero como se muestra en la tabla XXVII, en ese ángulo también se da la mayor inercia. Por otro lado para P_{an} la franja más ancha (2,62 m) se da a los 0°, cuando se presenta la menor inercia, por lo tanto esta es la franja crítica.

Tabla XXVI. **Ancho de franjas tributarias (m)**

Franja Tributaria	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	85°
R	0,83	0,98	1,11	1,23	1,32	1,40	1,46	1,48	1,50	1,42
Pan	2,62	2,33	2,07	1,84	1,65	1,51	1,40	1,34	1,31	1,47
Pbn	2,62	2,76	2,89	3,00	3,09	3,16	3,22	3,25	3,26	3,18

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. **Inercia de franjas tributarias (1x10⁴ cm⁴)**

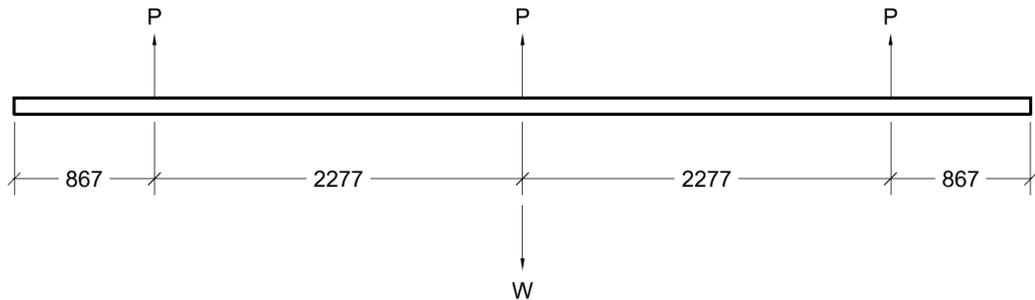
Franja tributaria	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	85°
R	1	3	14	39	81	134	193	241	274	237
Pan	2	34	88	131	156	168	170	177	180	262
Pbn	2	55	238	565	1020	1549	2084	2515	2807	2659

Fuente: elaboración propia.

La carga distribuida para esta franja tributaria se calcula según la ecuación (6-32). En la figura 77 se muestra el diagrama de cuerpo libre para esta franja.

$$w_p = \gamma_c h_a a_t = 23,536 * 0,1 * 2,62 = 6,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (6-32)$$

Figura 77. **Diagrama de cuerpo libre sentido horizontal**



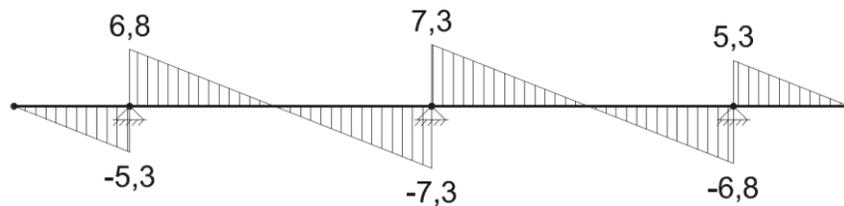
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Como se observa en la figura 78, la mayor carga de corte se da en los puntos de izaje P_{an} y se calcula según las ecuaciones (6-33) y (6-34). Este corte, que funciona como tensión en el anclaje, es menor al mostrado en la tabla XXII para P_{bn} a 10° (el máximo en el sentido vertical); por lo tanto será aquel el que gobierna en el diseño de anclajes de izaje.

$$V = 6,8 + 5,3 = 12,1 \text{ kN} \quad (6-33)$$

$$V = 7,3 + 7,3 = 14,6 \text{ kN} \quad (6-34)$$

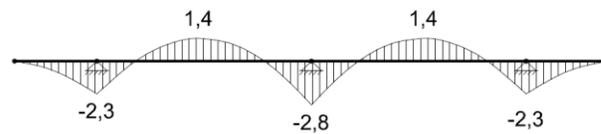
Figura 78. **Diagrama de corte horizontal para PA-10 (kN)**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Ya que la dirección de los cables en este sentido es perpendicular al panel, no aparecen esfuerzos de corte en los anclajes. En la figura 79 se muestra el diagrama de momentos donde se aprecia la relativa uniformidad de los mismos debido a la distribución de los anclajes.

Figura 79. **Diagrama de momento horizontal (kN-m)**

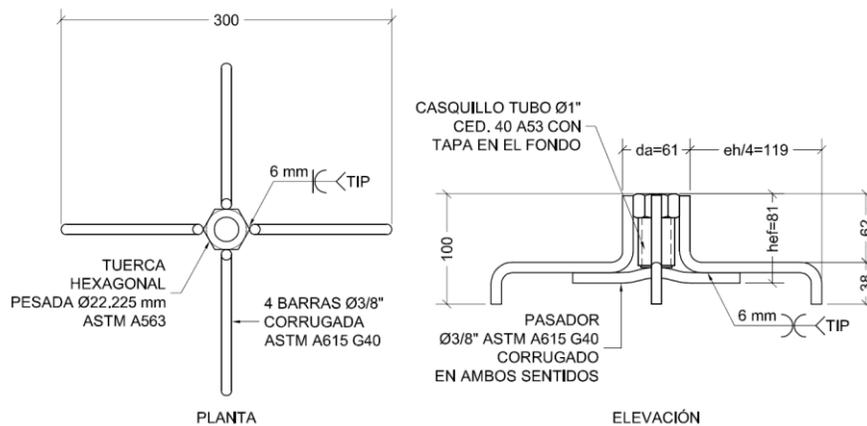


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

6.7. Esfuerzos en los anclajes de izaje

Se usará la araña artesanal mostrada en la figura 80, pues su fabricación es muy sencilla, económica y con resultados comprobados en Guatemala.

Figura 80. **Araña artesanal**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Se utilizan barras ASTM A615 G40 debido a que es necesario soldarlas (ver sección 2.11.5).

6.7.1. Resistencia del acero en tensión

El área efectiva de la sección transversal del anclaje en tensión está en el tornillo que se coloca en el sapo (ver figura 81), y se calcula así:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \theta^2 = \frac{\pi}{4} * 22,225^2 = 387 \text{ mm}^2 \quad (6-35)$$

Figura 81. Sapo



Fuente: *Manual de productos Dayton Superior*. p. 54.

La resistencia especificada a la tensión de dicho tornillo en tensión f_{uta} es 779,1 Mpa. La resistencia a la tensión controlada por el acero del anclaje según la ecuación (2-17) es:

$$\phi N_{sa} = \frac{0,75 * 387 * 779,1}{1000} = 226,1 \text{ kN} \quad (6-36)$$

6.7.2. Resistencia al arrancamiento del concreto en tensión

Según lo mostrado en las figuras 17, 18 y 65, las áreas A_{Nc} y A_{Nco} son iguales y se calculan así:

$$A_{Nc} = A_{Nco} = 9h_{ef}^2 = 9 * 81^2 = 59\ 049\ \text{mm}^2 \quad (6-37)$$

Según ecuaciones (2-22), como $C_{a,min}$ es mayor a $1,5h_{ef}$ entonces, $\Psi_{ed,N}$ es igual a uno. Como se consideran agrietamientos para cargas de servicio el factor de modificación $\Psi_{c,N}$ es uno. Se considera concreto agrietado como un factor de seguridad. Si se logra evitar las grietas, el diseño quedará holgado. Debido a que el anclaje es preinstalado, el factor de modificación para anclajes postinstalados diseñados para concreto no fisurado sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento $\Psi_{cp,N}$ también se tomará como uno.

La resistencia básica al arrancamiento del concreto de un anclaje en tensión embebido en concreto, según la ecuación (2-20) se calcula así:

$$N_b = \frac{1,0 * 10\sqrt{17} * 81^{1.5}}{1000} = 30\ \text{kN} \quad (6-38)$$

Por lo tanto la resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tensión, según la ecuación (2-18), se calcula así:

$$0,75\phi N_{cb} = 0,75 * 0,75 \frac{59\ 049}{59\ 049} * 1,0 * 1,0 * 1,0 * 30 = 16,9\ \text{kN} \quad (6-39)$$

6.7.3. Resistencia a la extracción por deslizamiento en tensión

La distancia e_h debe cumplir con $3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$. Como se observa en la figura 80, cada pata del anclaje se puede considerar como la cuarta parte de e_h . Es decir que e_h es igual a $119 \cdot 4 = 476$ mm; este valor no cumple con la desigualdad indicada anteriormente. Por lo tanto se tomará e_h igual a:

$$e_h = 4,5 \cdot d_a = 4,5 \cdot 61 = 274 \text{ mm} \quad (6-40)$$

La resistencia a la extracción por deslizamiento por tensión en el anclaje es:

$$N_p = \frac{0,9 \cdot 17 \cdot 274 \cdot 61}{1000} = 255,7 \text{ kN} \quad (6-41)$$

El factor de modificación por ausencia de fisuras para cargas de servicio $\Psi_{c,P}$ es igual a 1,0, ya que sí existe presencia de fisuras. Por lo tanto, según la ecuación (2-28), la resistencia nominal a la extracción por deslizamiento del anclaje en tracción es:

$$0,75\phi N_{pn} = 0,75 \cdot 0,75 \cdot 1,0 \cdot 255,7 = 143,8 \text{ kN} \quad (6-42)$$

6.7.4. Resistencia del acero del anclaje sometido a corte

El elemento crítico a corte es el tornillo del sapo que tiene una resistencia a corte de 413,6 Mpa. La resistencia nominal en corte del anclaje, según la ecuación (2-33), es:

$$\phi V_{sa} = \frac{0,65 \cdot 0,60 \cdot 387 \cdot 413,6}{1000} = 62,4 \text{ kN} \quad (6-43)$$

6.7.5. Resistencia al arrancamiento del concreto a corte

Debido a que se consideró concreto fisurado de peso normal, λ y $\Psi_{c,v}$ son iguales a uno. Para el tipo de anclaje a usar L_e es igual a h_{ef} , es decir 81 mm. Según la ecuación (2-41) V_b es:

$$V_b = \frac{1,0 * 0,6 \left(\frac{81}{61}\right)^{0,2} \sqrt{61} \sqrt{17} (889)^{1,5}}{1000} = 542 \text{ kN} \quad (6-44)$$

Según la figura 20 A_{Vco} es:

$$A_{Vco} = 4,5 C_{a1}^2 = 4,5 * 889^2 = 3556 \ 440 \text{ mm}^2 \quad (6-45)$$

De acuerdo con la figura 21 A_{Vc} es:

$$A_{Vc} = 3 C_{a1} h_a = 3 * 889 * 100 = 266 \ 700 \text{ mm}^2 \quad (6-46)$$

Como C_{a2} es menor que $1,5 C_{a1}$ (ver figura 65), entonces $\psi_{ed,v}$ se calcula así:

$$\psi_{ed,v} = 0,7 + 0,3 \frac{867}{1,5 * 889} = 0,9 \quad (6-47)$$

Se colocará refuerzo diámetro 13 mm en el borde del panel, por lo tanto el factor por fisuración $\Psi_{c,v}$ es 1,2. Como el grosor del panel h_a es menor a $1,5 C_{a1}$, se debe utilizar el siguiente factor $\psi_{h,v}$:

$$\psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1,5 * 889}{100}} = 3,7 \quad (6-48)$$

Este factor nunca debe ser menor que uno.

La resistencia nominal al arrancamiento del concreto en cortante perpendicular al borde sobre los anclajes es:

$$0,75\phi V_{cb} = 0,75 * 0,75 \frac{266\ 700}{3556\ 440} * 0,9 * 1,2 * 3,7 * 542 = 91,4 \text{ kN} \quad (6-49)$$

6.7.6. Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a corte

Como h_{ef} es mayor que 65 mm, entonces V_{cp} se calcula así:

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cb} = 2 * 16,9 = 33,8 \text{ kN} \quad (6-50)$$

6.7.7. Resumen de los esfuerzos en los anclajes de izaje

En la tabla XXVIII se muestra un resumen de los esfuerzos presentes en los anclajes de izaje para el panel que se está analizando. Es importante aclarar que la resistencia por corte se evaluó para los dos anclajes superiores, ya que son estos los que están más cerca del borde.

Tabla XXVIII. **Resumen de esfuerzos en los anclajes de izaje (kN)**

	Resistencia del acero	Resistencia al arrancamiento del concreto	Resistencia a la extracción por deslizamiento	Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje
Tensión (perpendicular al panel)	226,1	16,9	143,8	--
Corte (paralelo al panel)	62,4	91,4	--	33,8

Fuente: elaboración propia.

La tensión en las arañas está gobernada por la resistencia al arrancamiento del concreto, es decir que ΦN_n es 16,9 kN mientras que N_{ua} es 20,4 kN (reacción en P_{bn} a 10° según tabla XXII y párrafo siguiente a la misma). Por otra parte, el esfuerzo crítico de corte que soporta el anclaje depende del cabeceo del anclaje, o sea que ΦV_n es 33,8 kN contra V_{ua} que es 24,8 kN (corte en P_{an} a 85° , luego que la base del panel ya no toca el piso, según tabla XXV).

Ya que el concreto por sí solo no resiste al arrancamiento, se debe colocar barras de confinamiento. Se propone colocar dos pares de barras en cruz número 10 con una longitud de desarrollo de 90 cm^{32} grado 60, según lo mostrado en la figura 81. Este refuerzo provee la siguiente resistencia a corte³³:

$$V_s = 2 * \frac{A_v f_y d}{s} = 2 * \frac{71 * 420 * 45}{68 * 1000} = 39.5 \text{ kN} \quad (6-51)$$

Se multiplica por dos ya que se coloca refuerzo en ambos sentidos.

Por lo tanto la máxima resistencia a tensión que soporta el anclaje está dada por:

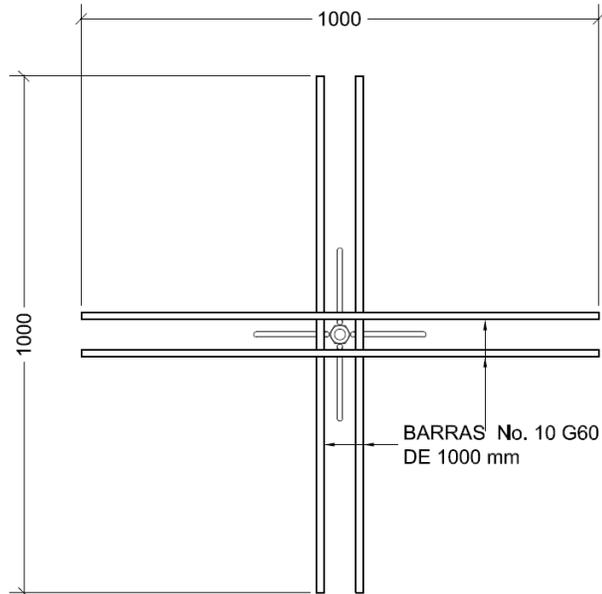
$$\phi N_n = 16,9 + 39,5 = 56,4 \text{ kN} \quad (6-52)$$

Aquí no se tomó en cuenta la resistencia extra que provee el refuerzo propio del panel.

³² ACI 318-08 sección 12.2. p. 214.

³³ ACI 318-08 sección 11.4.7.2. p. 175.

Figura 82. **Barras de refuerzo en araña**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Con lo cual se obtiene los siguientes factores de seguridad:

$$FS_N = \frac{\phi N_n}{N_{ua}} = \frac{56,4}{20,4} = 2,76 \quad (6-53)$$

$$FS_V = \frac{\phi V_n}{V_{ua}} = \frac{33,8}{24,8} = 1,36 \quad (6-54)$$

6.7.8. Interacción de fuerzas de corte y tensión

Como los anclajes estarán sometidos a cargas de corte y tensión combinadas (en el sentido vertical del panel) que cambian constantemente, se procede a evaluar directamente la ecuación (2-48).

En las siguientes tablas se muestra un resumen de los esfuerzos de corte y tensión y el resultado de la ecuación mencionada, donde se aprecia que en ningún momento excede de 1,2, por lo tanto la interacción de corte y tensión cumple con los requerimientos.

Tabla XXIX. Interacción de corte y tensión en anclaje Pan I

Esfuerzos	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	85°	85° (*)
Nua	19,7	17,2	14,6	12,0	9,5	7,3	5,3	3,4	1,6	1,0	1,2
ΦN_n	56,4										
Vua	9,3	12,4	14,4	15,6	16,4	16,8	16,9	17,2	16,9	19,0	24,8
ΦV_n	33,8										
Ecuación (3-48)	0,62	0,67	0,68	0,67	0,65	0,63	0,59	0,57	0,53	0,58	0,76

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXX. Interacción de corte y tensión en anclaje Pan II

Esfuerzos	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	85°	85° (*)
Nua	19,7	20,4	20,4	19,5	17,7	15,3	12,0	8,4	4,1	2,1	2,8
ΦN_n	56,4										
Vua	9,3	9,3	8,5	7,6	6,5	10,1	13,1	15,1	16,1	15,8	20,6
ΦV_n	33,8										
Ecuación (3-48)	0,62	0,64	0,61	0,57	0,51	0,57	0,60	0,60	0,55	0,50	0,66

Fuente: elaboración propia.

6.8. Diseño del acero de refuerzo

Lo primero que se debe hacer es definir cuál es el momento crítico, ya sea durante el izaje o durante el servicio. Para el tipo de panel que se presenta en

este ejemplo, durante el izaje es crítico el momento vertical. Durante el servicio únicamente existen momentos horizontales debido a la manera en que los paneles se apoyan en la estructura.

6.8.1. Acero de refuerzo por momento horizontal

El panel está simplemente apoyado en las columnas de acero. Debido a esto, en el sentido horizontal, se presentan tanto esfuerzos por izaje como esfuerzos de servicio. Se debe analizar qué caso es el crítico y buscar una cuantía de acero que cumpla con los parámetros de ambos casos.

La presión de viento es 0,77 kN/m², la carga lineal para una franja unitaria es de 0,77 kN/m. La franja unitaria es una franja horizontal, perpendicular a las columnas donde se apoyará el panel. Se considera como una viga de un metro de ancho y 0.10 m de altura simplemente apoyada en los extremos. Por lo tanto el momento que aplica al muro es:

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{0,77 * 6,289^2}{8} = 3,81 \text{ kN*m} \quad (6-55)$$

Para el diseño del acero de refuerzo se tomará en cuenta únicamente el efecto horizontal del sismo. La presión debida al sismo es 1652 Pa o sea 1,652 kN/m². De igual manera que con el viento, la carga lineal es de 1,652 kN/m. Entonces el momento por sismo es:

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{1,652 * 6,289^2}{8} = 8,17 \text{ kN*m} \quad (6-56)$$

Como se puede observar en la sección 6.6, el momento crítico por izaje en el sentido horizontal es 2,8 kN*m; por lo tanto gobierna el momento por sismo. Esto no es común, como se puede observar en la tabla XIX; la carga por sismo es muy similar en todos los paneles excepto en el panel que se está analizando (PA-10). Esto se debe a que este panel está colgado a cierta altura sobre el suelo. Generalmente gobiernan las cargas de izaje.

En este caso lo más recomendable es calcular el refuerzo para el momento por izaje con el f'_c de 17 MPa y luego para el momento por sismo con f'_c de 28 MPa, para poder determinar cuál caso es crítico.

Se calcula el área de acero requerida por el momento de izaje. Según ACI 318-08 sección 10.2.7.3, β_1 es igual a 0,85.

La cuantía máxima de acero durante el izaje es:

$$\rho_{\max} = ,75 * \rho_b = ,75 * \frac{,85 * ,85 * 17}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,012902 \quad (6-57)$$

El área mínima de acero por flexión durante el izaje según las ecuaciones (6-58) y (6-59) es 150 mm², lo cual da una cuantía de 0,003333. Observar que esta cuantía supera las solicitadas en la tabla XXIII, por lo tanto es la que gobierna.

$$A_{s,\min} = \frac{0,25\sqrt{17}}{420} 1000 * 45 = 110 \text{ mm}^2 \quad (6-58)$$

Pero nunca debe ser menor que:

$$\frac{1,4 * 1000 * 45}{420} = 150 \text{ mm}^2 \quad (6-59)$$

Se propone utilizar una única capa de refuerzo número 10 a la mitad del peralte del panel. Para las barras en el sentido horizontal el peralte efectivo "d" es igual a 50 mm menos un radio de barra, es decir 45 mm.

Para hacer la primera iteración se propone utilizar la cuantía máxima de acero, con lo cual la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos es:

$$a = \frac{0,012902 * 420 * 45}{0,85 * 17} = 17 \text{ mm} \quad (6-60)$$

Según la ecuación (6-61) el área de acero requerida para una franja de un metro es de 201 mm², lo cual da una cuantía de acero de 0,00445.

$$A_s = \frac{2,8}{0,9 * 420 \left(45 - \frac{17}{2} \right)} * 10^6 = 201 \text{ mm}^2 \quad (6-61)$$

Al hacer una segunda iteración se tiene:

$$a = \frac{0,00445 * 420 * 45}{0,85 * 17} = 6 \text{ mm} \quad (6-62)$$

$$A_s = \frac{2,8}{0,9 * 420 \left(45 - \frac{6}{2} \right)} * 10^6 = 175 \text{ mm}^2 \quad (6-63)$$

Esto da una cuantía de acero de 0,00387, que se cubre con barras número 10 a cada 333 mm; pero se colocarán a 300 mm máximo, ya que esto es el triple del grosor del panel. Una siguiente iteración ya no es necesaria.

Ahora para el área de acero por cargas de servicio se tiene la siguiente cuantía máxima:

$$\rho_{\max} = ,75 * \rho_b = ,75 * \frac{,85 * ,85 * 28}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,02125 \quad (6-64)$$

El área mínima de acero por flexión durante el servicio es 150 mm², lo cual da una cuantía de 0,003333.

$$A_{s,\min} = \frac{0,25\sqrt{28}}{420} 1000 * 45 = 141 \text{ mm}^2 \quad (6-65)$$

Pero nunca debe ser menor que:

$$\frac{1,4 * 1000 * 45}{420} = 150 \text{ mm}^2 \quad (6-66)$$

Con la cuantía máxima se procede a hacer la primera iteración:

$$a = \frac{0,02125 * 420 * 45}{0,85 * 28} = 17 \text{ mm} \quad (6-67)$$

$$A_s = \frac{8,17}{0,9 * 420 \left(45 - \frac{17}{2} \right)} * 10^6 = 588 \text{ mm}^2 \quad (6-68)$$

Esta área da una cuantía de 0,01299, con la cual se hace la siguiente iteración:

$$a = \frac{0,01299 * 420 * 45}{0,85 * 28} = 10 \text{ mm} \quad (6-69)$$

$$A_s = \frac{8,17}{0,9 * 420 \left(45 - \frac{10}{2}\right)} * 10^6 = 539 \text{ mm}^2 \quad (6-70)$$

Esta área da una cuantía de 0,01192, que se cubre con barras número 10 a cada 130 mm. Una siguiente iteración ya no es necesaria. Esta cuantía es la crítica y cumple con los parámetros mínimos y máximos para izaje y servicio, por lo tanto esta es la que gobierna.

6.8.2. Acero de refuerzo por momento vertical

En el sentido vertical el panel se comporta de diferente manera. Existen esfuerzos por izaje, pero no por servicio. El panel se comporta como una losa en una dirección, con la diferencia que en el sentido sin apoyo se coloca acero por izaje y no necesariamente el mínimo.

El momento máximo en este sentido, según la tabla XXIII y la figura 73, es de 6,8 kN*m. Al igual que en el sentido horizontal, la cuantía de acero se debe mantener entre 0,00333 y 0,012902. Con la cuantía máxima se hace la primera iteración y se obtiene el valor de "a" igual a 17 mm; ver ecuación (6-60). Luego se procede a calcular el área de acero.

$$A_s = \frac{6,8}{0,9 * 420 \left(45 - \frac{17}{2}\right)} * 10^6 = 489 \text{ mm}^2 \quad (6-71)$$

Esta área da una cuantía de 0,01081, con la cual se hace la siguiente iteración:

$$a = \frac{0,01081 * 420 * 45}{0,85 * 17} = 14,2 \text{ mm} \quad (6-72)$$

$$A_s = \frac{6,8}{0,9 * 420 \left(45 - \frac{14,2}{2}\right)} * 10^6 = 472 \text{ mm}^2 \quad (6-73)$$

Esta nueva área da una cuantía de 0,01042, que se cubre con barras número 10 a cada 140 mm. Una siguiente iteración ya no es necesaria.

6.8.3. Acero de refuerzo por corte

El mayor corte por izaje se encuentra alrededor de los anclajes. El acero necesario para soportar este esfuerzo lo proveen las barras de confinamiento que se calcularon en la sección 6.7.6.

Como se demostró en la sección 6.8.1, el mayor esfuerzo en el sentido horizontal es debido a la carga de sismo (1,652 kN/m). Con esta carga y la ecuación (6-51) se procede a chequear si el acero por flexión cumple los requerimientos por corte; para ello se calcula el corte en los bordes verticales de panel, así:

$$V = \frac{wL}{2} = \frac{1,652 * 6,289}{2} = 5,2 \text{ kN} \quad (6-74)$$

El corte que soporta el acero por flexión es:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{71 * 420 * 45}{130 * 1000} = 10,3 \text{ kN} \quad (6-75)$$

El acero por flexión soporta el corte con un factor de seguridad cercano a 2. Esto no es usual, en este panel sucede debido a que la cantidad de acero por flexión es alta.

6.9. Diseño de uniones

En la figura 83 se presenta la distribución de uniones propuestas para el panel analizado. Primero se calcularán las cargas de servicio que soportará la unión crítica y posteriormente se propondrá un detalle para la misma, haciendo los chequeos de resistencia respectivos. Para diseñar las uniones se utilizará la especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero.

6.9.1. Cálculo de cargas

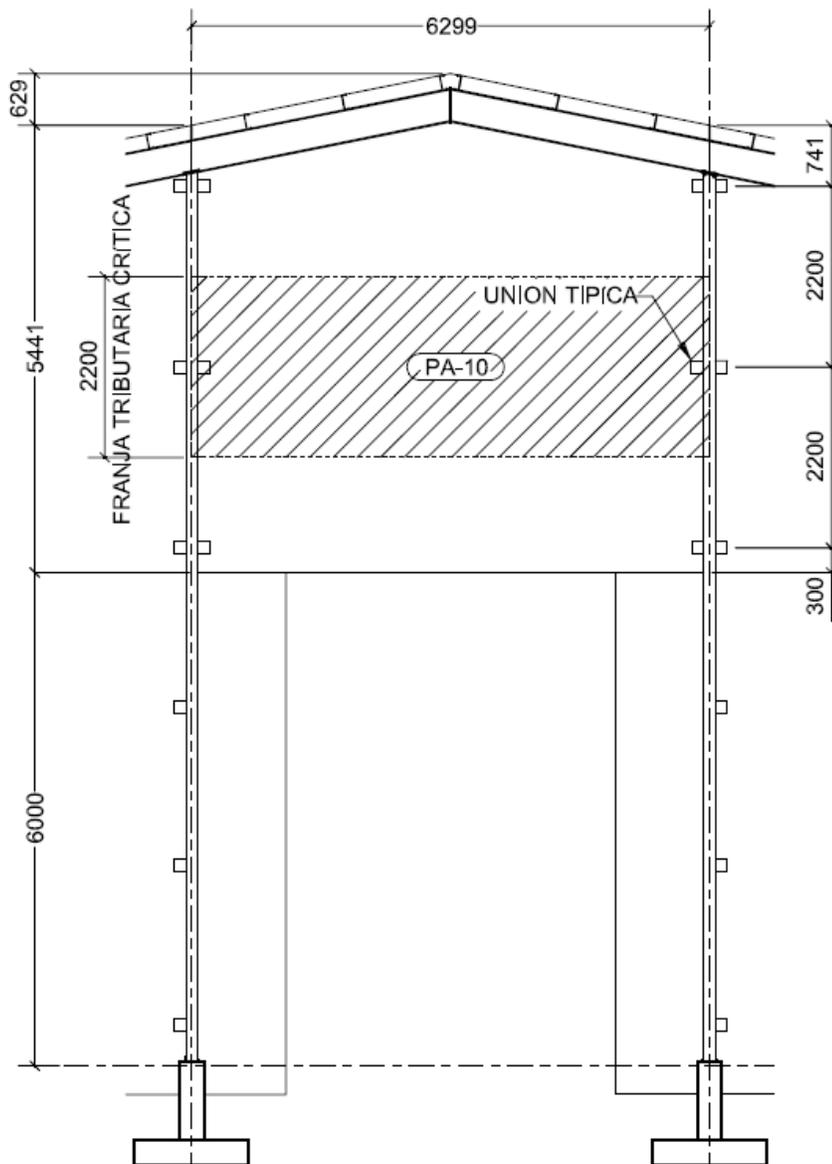
Las cargas de servicio que se aplican al panel son sismo, viento y carga muerta.

Para la carga de sismo se debe calcular la fuerza sísmica (F_p) para la altura media del panel. Para el cuerpo de las uniones es la que se muestra en la tabla XIX, es decir 59,8 kN. La fuerza $F_{p,t}$, para los tornillos se calcula con la ecuación (6-76), ya que los factores a_p y R_p son diferentes (1,25 y 1,0 respectivamente).

$$F_{p,t} = \frac{0,4 * 1,25 * 1,2}{\left(\frac{1,0}{1,0}\right)} \left(1 + 2 \frac{6,0 + 10,7}{10,54}\right) 85,2 = 133,2 \text{ kN} \quad (6-76)$$

Se debe calcular la fuerza que soportará cada unión, es decir que las fuerzas F_p y $F_{p,t}$ se deben dividir entre las seis uniones que se colocarán en el panel.

Figura 83. **Distribución de uniones**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

La fuerza Q_E que se aplicará al cuerpo de cada unión es:

$$Q_{E,C} = \frac{59,8}{6} = 10 \text{ kN} \quad (6-77)$$

La fuerza Q_E que se aplicará a los tornillos en cada unión es:

$$Q_{E,T} = \frac{133,2}{6} = 22,2 \text{ kN} \quad (6-78)$$

La carga muerta aplicada a cada unión consta solamente del peso del panel y se calcula así:

$$D = \frac{85,2}{6} = 14,2 \quad (6-79)$$

La carga de viento se calcula con una franja tributaria crítica de 2,20 metros, mostrada en la figura 83; luego se divide entre 2 para obtener la carga aplicada a cada unión, así:

$$W = \frac{0,77 * 2,2 * 6,299}{2} = 5,3 \text{ kN} \quad (6-80)$$

Las combinaciones de carga muerta y viento son:

$$1,4D = 1,4 * 14,2 = 19,9 \text{ kN} \quad (6-81)$$

$$1,2D + 1,0W = 1,2 * 14,2 + 5,8 = 22,8 \text{ kN} \quad (6-82)$$

Las combinaciones sísmicas para el cuerpo de las uniones son:

$$\begin{aligned} 1,2D + 1,0E_h + 1,0E_v &= (1,2 + 0,2S_{DS})D + \rho Q_E = \\ &= (1,2 + 0,2 * 1,2) * 14,2 + 1,0 * 10 = 30,4 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6-83)$$

$$\begin{aligned} 0,9D + 1,0E_h - 1,0E_v &= (0,9 - 0,2S_{DS})D + \rho Q_E = \\ &= (0,9 - 0,2 * 1,2) * 14,2 + 1,0 * 10 = 26,2 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6-84)$$

Las combinaciones sísmicas para los tornillos son:

$$\begin{aligned} 1,2D + 1,0E_h + 1,0E_v &= (1,2 + 0,2S_{DS})D + \rho Q_E = \\ &= (1,2 + 0,2 * 1,2) * 14,2 + 1,0 * 22,2 = 42,6 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6-85)$$

$$\begin{aligned} 0,9D + 1,0E_h - 1,0E_v &= (0,9 - 0,2S_{DS})D + \rho Q_E = \\ &= (0,9 - 0,2 * 1,2) * 14,2 + 1,0 * 22,2 = 31,6 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6-86)$$

Las combinaciones mostradas en las ecuaciones (6-83) y (6-85) son las críticas; por lo tanto son estas las que gobiernan.

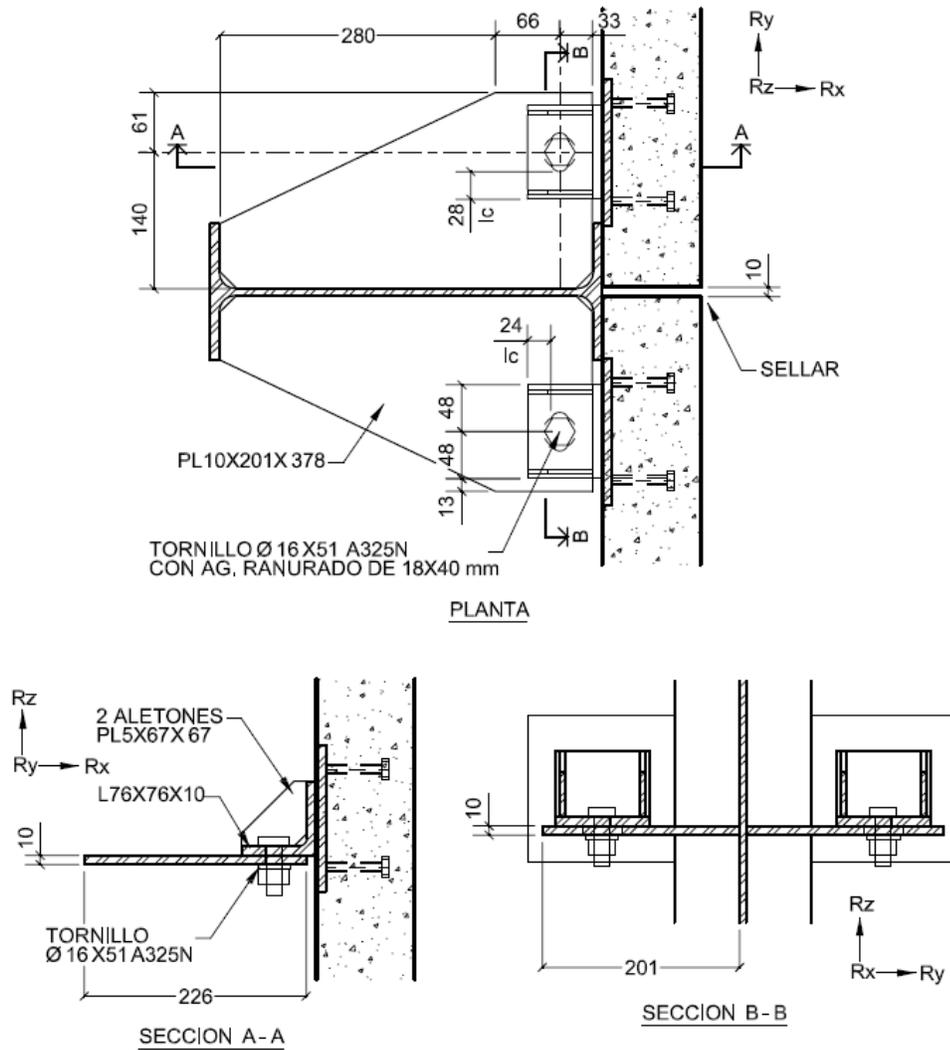
Las reacciones R_x , R_y y R_z (ver figura 84) para el cuerpo de la unión y el embebido son:

$$R_{x,c} = Q_{E,c} = 10 \text{ kN} \quad (6-87)$$

$$R_{y,c} = Q_{E,c} = 10 \text{ kN} \quad (6-88)$$

$$\begin{aligned} R_{z,c} &= 1,2D + 1,0E_v = 1,2D + 0,2S_{DS}D = \\ &= 1,2 * 14,2 + 0,2 * 1,2 * 14,2 = 20,4 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6-89)$$

Figura 84. Unión típica a estructura metálica



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

De la misma manera, las reacciones para los tornillos son:

$$R_{x,T} = Q_{E,T} = 22,2 \text{ kN} \quad (6-90)$$

$$R_{y,T} = Q_{E,T} = 22,2 \text{ kN} \quad (6-91)$$

$$\begin{aligned}
 R_{z,T} &= 1,2D + 1,0E_v = 1,2D + 0,2S_{Ds}D = \\
 &= 1,2 * 14,2 + 0,2 * 1,2 * 14,2 = 20,4 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \tag{6-92}$$

6.9.2. Diseño de los tornillos

Se considera conexión de deslizamiento crítico con tornillos Ø16 mm A325N (con la rosca dentro del plano de corte), con agujero de ranura larga (18 x 40 mm)³⁴ únicamente en el angular. La tensión a corte nominal del tornillo F_n es 372 MPa³⁵, por lo tanto su resistencia a corte es³⁶:

$$\phi R_n = 0,75 * F_n A_b = \frac{0,75 * 372 * 198}{1000} = 55,2 \text{ kN}
 \tag{6-93}$$

Se debe calcular la resistencia al aplastamiento del agujero en dirección paralela a la ranura, considerando deformaciones bajo cargas de servicio³⁷. La unión se hará con placas de 10 mm de grosor y angulares de 76x76x10 mm grado A36 (f_y de 250 MPa y F_u de 400 MPa³⁸) y una distancia l_c de 18 mm³⁹ (ver figura 84), se tiene:

$$\phi R_n = 0,75 * 1,2 l_c t F_u = \frac{0,75 * 1,2 * 18 * 10 * 400}{1000} = 64,8 \text{ kN}
 \tag{6-94}$$

$$\phi R_n \leq 0,75 * 2,4 dt F_u = \frac{0,75 * 2,4 * 16 * 10 * 400}{1000} = 115,2 \text{ kN}
 \tag{6-95}$$

$$64,8 < 115,2
 \tag{6-96}$$

³⁴ AISC 2010 tabla J3.3M. p. 105.

³⁵ AISC 2010, tabla J3.2. p. 104.

³⁶ AISC 2010, ecuación (J3-1). p. 108.

³⁷ AISC 2010, ecuación (J3-6a) p. 111.

³⁸ AISC LRFD, volumen I, 1994, Tabla 1-1. p. 1-15.

³⁹ AISC tablas J3.4M y J3.5M.

Por lo tanto la resistencia al aplastamiento en el agujero en dirección paralela a la ranura es 64,8 kN.

Luego se calcula la resistencia al aplastamiento en el agujero en dirección perpendicular a la ranura, considerando también deformaciones bajo cargas de servicio⁴⁰. La distancia l_c es igual a 25 mm, por lo tanto:

$$\phi R_n = 0,75 l_c t F_u = \frac{0,75 * 25 * 10 * 400}{1000} = 75 \text{ kN} \quad (6-97)$$

$$\phi R_n \leq 0,75 * 2 * dt F_u = \frac{0,75 * 2 * 16 * 10 * 400}{1000} = 96 \text{ kN} \quad (6-98)$$

$$75 < 96 \quad (6-99)$$

Por lo tanto la resistencia al aplastamiento en el agujero en dirección perpendicular a la ranura es 75 kN.

La resistencia a corte del tornillo y al aplastamiento en las dos direcciones del agujero superan a la requerida en las ecuaciones (6-90) y (6-91), por lo tanto cumplen con lo requerido. La resistencia efectiva es la del tornillo a corte, ya que esta es la menor.

6.9.3. Diseño del cuerpo de la unión

Debido a que la placa que soporta el panel es corta y está empotrada en el alma y patines de la columna, se analizará únicamente por corte. El área

⁴⁰ AISC 2010 ecuación (J4-3). p. 112.

bruta⁴¹ por corte crítica se muestra en la sección A-A de la figura 84 y se calcula así:

$$A_{gv} = 10 * 226 = 2260 \text{ mm}^2 \quad (6-100)$$

Esta sección presenta la siguiente resistencia para fluencia en corte⁴²:

$$\phi R_{n,f} = 0,6 * F_y A_{gv} = \frac{0,6 * 250 * 2260}{1000} = 339 \text{ kN} \quad (6-101)$$

Para calcular el área neta⁴³ de esa misma sección se debe restar el diámetro del agujero aumentándolo dos milímetros, así:

$$A_{gv} = 10 * [226 - (18 + 2)] = 2060 \text{ mm}^2 \quad (6-102)$$

Con esta área se calcula la resistencia para ruptura en corte⁴⁴ así:

$$\phi R_{n,r} = 0,6 * F_u A_{nv} = \frac{0,75 * 0,6 * 400 * 2060}{1000} = 370,8 \text{ kN} \quad (6-103)$$

La resistencia para fluencia en corte es la que gobierna y es mucho mayor que la carga gravitacional mostrada en las ecuaciones (6-89) y (6-92); por lo tanto el grosor de la placa es adecuado.

También se debe chequear la resistencia del bloque de corte en el angular con las siguientes ecuaciones:

⁴¹ AISC 2010 sección B4.3a. p. 14.

⁴² AISC 2010 ecuación (J4-3). p. 112.

⁴³ AISC 2010 sección B4.3b. p. 14.

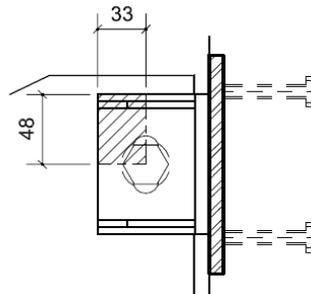
⁴⁴ AISC 2010 ecuación (J4-4). p. 112.

$$\phi R_{n,bc} = 0,75(0,6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \quad (6-104)$$

$$\phi R_{n,bc} \leq 0,75(0,6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \quad (6-105)$$

De manera conservadora se considera que el esfuerzo de tracción no es uniforme, por lo tanto el coeficiente de reducción U_{bs} es igual a 0,5.

Figura 85. **Bloque de corte**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Primero se calcula en la dirección de R_x así:

$$\phi R_{n,bc} = \frac{0,75 \left\{ 0,6 * 400 [10(24 - 1)] + 0,5 * 400 * [10(28 - 1)] \right\}}{1000} = 81,9 \text{ kN} \quad (6-106)$$

$$\phi R_{n,bc} = \frac{0,75 \left\{ 0,6 * 250 * 33 + 0,5 * 400 * [10(28 - 1)] \right\}}{1000} = 44,2 \text{ kN} \quad (6-107)$$

Se observa que 81,9 kN es mayor que 44,2 kN; por lo tanto esta última es la que gobierna.

Luego se calcula en la dirección de Ry así:

$$\phi R_{n,bc} = \frac{0,75 \left\{ 0,6 * 400 [10(28-1)] + 0,5 * 400 * [10(24-1)] \right\}}{1000} = 83,1 \text{ kN} \quad (6-108)$$

$$\phi R_{n,bc} = \frac{0,75 \left\{ 0,6 * 250 * 48 + 0,5 * 400 * [10(24-1)] \right\}}{1000} = 39,9 \text{ kN} \quad (6-109)$$

Se observa que 83,1 kN es mayor que 39,9 kN, por lo tanto esta última es la que gobierna.

La resistencia de los bloques de corte en ambas direcciones mostradas en las ecuaciones (6-107) y (6-109) superan las resistencias mostradas en las ecuaciones (6-87) y (6-88), por lo tanto el angular está bien dimensionado.

Según se aprecia en la figura 84, se agregaron dos aletones de cinco milímetros de grosor a cada angular. Esto se hizo para evitar que el angular se doble bajo la acción de las fuerzas horizontales en dirección de Rx.

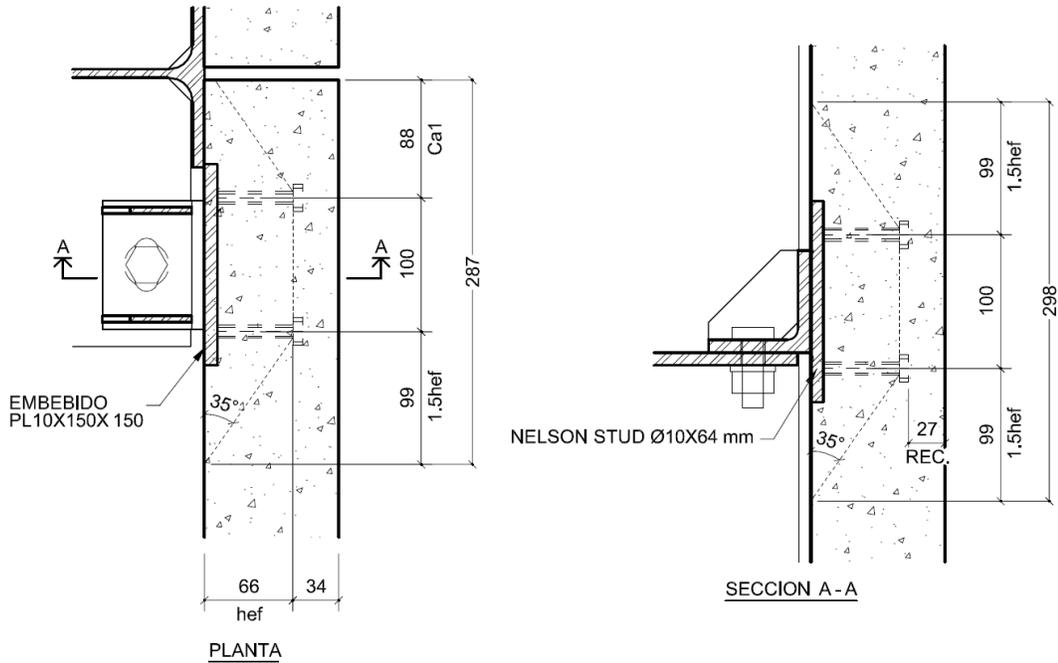
6.9.4. Diseño de embebidos para uniones

Estos embebidos sirven para fijar los elementos de unión entre la estructura metálica y los paneles. Generalmente lo que se busca es proveer una superficie plana sobre la cual se pueda soldar dichos elementos. Estos últimos se atornillaran a la estructura metálica.

6.9.4.1. Resistencia del acero en tensión

Al embebido se colocarán cuatro pernos con cabeza *Nelson Stud H4L* de 10 mm de diámetro con una resistencia especificada a la tensión futa igual a 450 MPa (ver figura 86).

Figura 86. Embebido



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

El área efectiva de la sección transversal del anclaje en tensión se calcula así:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \theta^2 = \frac{\pi}{4} * 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2 \quad (6-110)$$

La resistencia a la tensión controlada por el acero del anclaje según la ecuación (2-17) es:

$$\phi N_{sa} = \frac{0,75 * 4 * 78,5 * 450}{1000} = 106 \text{ kN} \quad (6-111)$$

Esta resistencia es mayor a la indicada en la ecuación (6-87), por lo tanto los anclajes soportan la tensión.

6.9.4.2. Resistencia al arrancamiento del concreto en tensión

Según lo mostrado en la figura 17 el área A_{Nco} se calcula así:

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 = 9 * 66^2 = 39\ 204 \text{ mm}^2 \quad (6-112)$$

Luego según las figuras 19 y 86, el área A_{Nc} se calcula así:

$$A_{Nco} = 287 * 298 = 85\ 526 \text{ mm}^2 \quad (6-113)$$

La resistencia básica al arrancamiento del concreto de un anclaje en tensión embebido en concreto, según la ecuación (2-20) se calcula así:

$$N_b = \frac{1,0 * 1,0 * 10\sqrt{28} * 66^{1,5}}{1000} = 28,4 \text{ kN} \quad (6-114)$$

Ya que la carga se aplica sin excentricidades, el factor $\psi_{ec,N}$ es igual a 1.

Según ecuaciones (2-22), como $C_{a,min}$ es menor a $1,5h_{ef}$ entonces, $\Psi_{ed,N}$ es igual a:

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 * \frac{88}{99} = 0,97 \quad (6-115)$$

Como se considera agrietamientos para cargas de servicio el factor de modificación $\Psi_{c,N}$ es 1. Debido a que el anclaje es preinstalado, el factor de modificación para anclajes postinstalados diseñados para concreto no fisurado sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento $\Psi_{cp,N}$ también se tomará como uno.

Habiendo determinado todos los factores anteriores, la resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tensión según la ecuación (2-19) se calcula así:

$$0,75\phi N_{cb} = 0,75 * 0,75 \frac{85\ 526}{39\ 204} * 0,97 * 28,4 = 33,8 \text{ kN} \quad (6-116)$$

Esta carga es mayor que la mostrada en la ecuación (6-87), por lo tanto el concreto soporta las cargas de tensión.

6.9.4.3. Resistencia a la extracción por deslizamiento en tensión

Primero se debe calcular el área de carga de la cabeza de cada anclaje para luego hallar la resistencia para los cuatro anclajes.

$$A_{brg} = \frac{\pi * 19^2}{4} - \frac{\pi * 9,5^2}{4} = 205 \text{ mm}^2 \quad (6-117)$$

$$N_p = \frac{4 * 8 * 205 * 28}{1000} = 183,7 \text{ kN} \quad (6-118)$$

El factor de modificación por ausencia de fisuras para cargas de servicio $\Psi_{c,P}$ es igual a 1,0, ya que sí existe presencia de fisuras. Por lo tanto, la resistencia nominal a la extracción por deslizamiento de los anclajes del embebido en tracción no debe:

$$0,75\phi N_{pn} = 0,75 * 0,75 * 1,0 * 183,7 = 103,3 \text{ kN} \quad (6-119)$$

Nuevamente esta carga es mayor que la mostrada en la ecuación (6-87), por lo tanto el embebido soporta la carga por deslizamiento en tensión.

6.9.4.4. Resistencia del acero del anclaje sometido a corte

Los anclajes que se utilizan en el embebido tienen un futa de 450 MPa y el corte en los mismos se calcula así:

$$\phi V_{sa} = \frac{0,65 * 4 * 0,60 \frac{\pi}{4} 10^2 * 450}{1000} = 55,1 \text{ kN} \quad (6-120)$$

Este valor cumple con lo requerido en las ecuaciones (6-88) y (6-89).

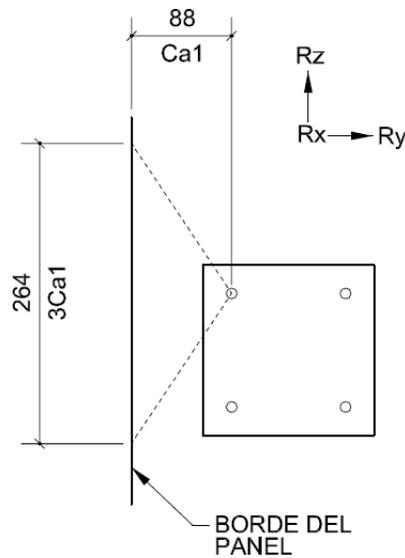
6.9.4.5. Resistencia al arrancamiento del concreto a corte

Se analizarán los anclajes superiores ya que estos están cerca de dos bordes que se vuelven críticos por la aplicación de cargas de corte horizontal y vertical.

Debido a que se consideró concreto fisurado de peso normal, λ y $\Psi_{c,v}$ son iguales a uno. Para el tipo de anclaje a usar L_e es igual a h_{ef} , es decir, 66 mm. Según la ecuación (2-42) la resistencia al arrancamiento del concreto a corte para un anclaje en la fila más alejada del borde, es:

$$V_b = \frac{1,0 * 0,66 \left(\frac{66}{10}\right)^{0,2} \sqrt{10} \sqrt{28} (188)^{1,5}}{1000} = 41,5 \text{ kN} \quad (6-121)$$

Figura 87. **Avco para el embebido**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Según las figuras 20 y 87, A_{Vco} para un anclaje en la fila cercana al borde es:

$$A_{Vco} = 4,5C_{a1}^2 = 4,5 * 88^2 = 34\ 848 \text{ mm}^2 \quad (6-122)$$

Para un anclaje en la fila más alejada, A_{Vco} se calcula así:

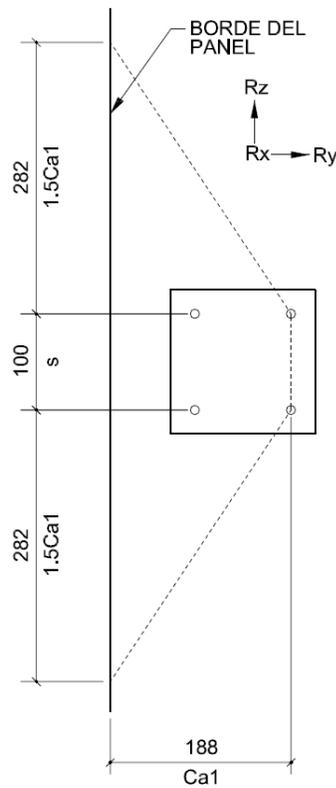
$$A_{Vco} = 4,5C_{a1}^2 = 4,5 * 188^2 = 159\ 048\ \text{mm}^2 \quad (6-123)$$

Por lo tanto la suma de todas las áreas A_{Vco} para los cuatro anclajes es:

$$\sum A_{Vco} = 2 * 34\ 848 + 2 * 159\ 048 = 387\ 792\ \text{mm}^2 \quad (6-124)$$

Como los cuatro anclajes están soldados al embebido, se calcula A_{Vc} como se muestra en la siguiente figura y la ecuación (6-125).

Figura 88. **A_{Vc} para el embebido**



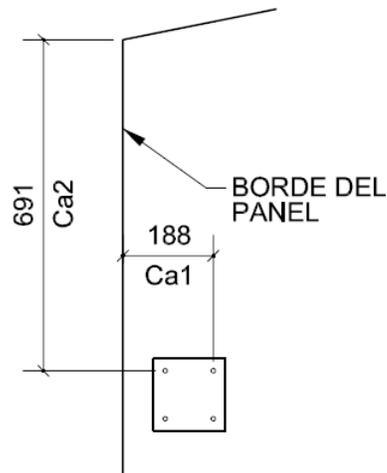
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$A_{Vc} = (3C_{a1} + s)h_a = (3 * 188 + 100) * 100 = 66\ 400\ \text{mm}^2 \quad (6-125)$$

Como puede observarse, la suma de las áreas A_{Vco} es mayor que el área A_{Vc} , por lo tanto el análisis de áreas es correcto.

Según lo mostrado en la figura 86, las cargas son aplicadas al embebido sin excentricidad; por lo tanto el factor de modificación para grupos de anclajes cargados excéntricamente, $\Psi_{ec,V}$, es igual a 1,0 (ver ecuación (2-43)).

Figura 89. **C_{a2} para el embebido crítico**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Como se observa en la figura 89, C_{a2} es mayor que cualquiera de las dos opciones de $1,5C_{a1}$ entonces $\psi_{ed,V}$ es igual a 1,0 y no es necesario colocar refuerzo complementario en la esquina.

Se colocará refuerzo 13 mm de diámetro en el borde del panel, por lo tanto el factor por fisuración $\Psi_{c,V}$ es 1,2. Como el grosor del panel h_a es menor

a $1,5C_{a1}$, se debe utilizar el siguiente factor $\psi_{h,v}$ (calculado para la fila de anclajes más cercano al borde):

$$\psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1,5 * 88}{100}} = 1,15 \quad (6-126)$$

Este factor nunca debe ser menor que uno.

La resistencia nominal al arrancamiento del concreto en cortante sobre el embebido crítico en dirección de R_y es:

$$0,75\phi V_{cbg} = ,75 * ,75 \frac{66\ 400}{34\ 848} * 1 * 1 * 1,2 * 1,14 * 41,5 = 60,8 \text{ kN} \quad (6-127)$$

En la dirección de R_z dicha resistencia es:

$$,75\phi V_{cbg} = ,75 * ,75 * 2 \frac{66\ 400}{34\ 848} * 1 * 1 * 1,2 * 1,14 * 41,5 = 121,6 \text{ kN} \quad (6-128)$$

Ambas resistencias cumplen con lo requerido en las ecuaciones (6-87) y (6-89) respectivamente.

6.9.4.1. Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a corte

Como h_{ef} es mayor que 65 mm, entonces V_{cp} se calcula así:

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cbg} = 2 * 33,8 = 67,6 \text{ kN} \quad (6-129)$$

6.9.4.2. Interacción de fuerzas de corte y tensión

La siguiente tabla muestra un resumen de las resistencias y fuerzas aplicadas al embebido.

Tabla XXXI. Resistencias y fuerzas aplicadas al embebido kN

Dirección	V _{ua}	N _{ua}	V _n	N _n	Descripción V _n o N _n
X	--	10,0	--	33,8	Arrancamiento del concreto en tensión
Y	10,0	--	55,1	--	Acero del anclaje sometido a corte
Z	20,4	--	55,1	--	Acero del anclaje sometido a corte

Fuente: elaboración propia.

Se hace el chequeo de iteración en las tres direcciones:

$$V_{ua,y} \leq 0,2V_{n,y} \therefore 10 < 0,2 * 55,1 \therefore 10 < 11,02 \quad (6-130)$$

$$V_{ua,z} \leq 0,2V_{n,z} \therefore 20,4 > 0,2 * 55,1 \therefore 20,4 > 11,02 \quad (6-131)$$

$$N_{ua,x} \leq 0,2N_{n,x} \therefore 10 > 0,2 * 33,8 \therefore 10 > 6,76 \quad (6-132)$$

Por lo tanto, es necesario aplicar la ecuación (2-48) únicamente en las direcciones "x" y "z", así:

$$\frac{10}{33,8} + \frac{20,4}{55,1} = 0,67 \quad (6-133)$$

De modo que el embebido cumple con los requerimientos de interacción de tensión y corte.

6.9.5. Diseño de soldadura

Se realizará el diseño de acuerdo con AISI. Se unirá el angular a la placa del embebido por medio de dos filetes verticales de 76 mm de longitud y 7 mm de lado. Se utilizará electrodo con un esfuerzo F_{EXX} de 413,7 MPa (60 ksi).

6.9.5.1. Resistencia de cortante en la soldadura

Debido a que los elementos a unir son de 10 mm de grosor, la resistencia de la unión está gobernada por la capacidad a corte del filete. Por lo tanto la carga última por soldadura es:

$$\phi P_n = 0,6 * 0,75 t_w L F_{xx} = \frac{0,6 * 0,75 * 7 * 76 * 413,7}{1000} = 99 \text{ kN} \quad (6-134)$$

6.9.5.2. Resistencia a corte del material base

La falla de los elementos a unir se da siguiendo el contorno de la soldadura. Para analizar la resistencia en sentido longitudinal a la soldadura, primero se debe verificar la siguiente relación:

$$\frac{L}{t} = \frac{76}{10} = 7,6 \quad (6-135)$$

Debido a que la anterior relación es menor que 25, la carga última que soporta el material cercano a la soldadura es:

$$\phi P_n = 0,6 \left(1 - 0,01 \left(\frac{L}{t} \right) \right) t L F_u \quad (6-136)$$

$$\phi P_n = \frac{0,6 \left(1 - 0,01 \left(\frac{76}{10} \right) \right) 10 * 76 * 400}{1000} = 168,5 \text{ kN} \quad (6-137)$$

En el sentido transversal a la soldadura, la resistencia de los elementos a unir es:

$$\phi P_n = 0,6 * 0,75 t L F_u \quad (6-138)$$

$$\phi P_n = \frac{0,6 * 0,75 * 10 * 76 * 400}{1000} = 136,8 \text{ kN} \quad (6-139)$$

Se considera que el angular y la placa del embebido no están trabajando a tensión, por lo tanto no se revisa la resistencia a tensión en el material base.

Como puede observarse la unión es controlada por la resistencia a corte de la soldadura; esta es mayor a la carga aplicada, por lo tanto la soldadura es adecuada.

CONCLUSIONES

1. Los muros tilt-up son una excelente opción para forrar edificios industriales de acero ya que proveen resistencia, protección térmica y acústica. Si se tiene personal capacitado y el equipo requerido, se pueden construir con rapidez proyectos de diversa índole y arquitectónicamente atractivos.
2. Un proyecto tilt-up exitoso requiere un diseño cuidadoso. Se deben dividir los muros en paneles. Estos luego se diseñan individualmente para soportar cargas de izaje y cargas de servicio. Cada panel tiene sus características propias. El éxito o fracaso del diseño no se ve sino hasta el momento de izar los paneles.
3. Los puntos críticos de un proyecto tilt-up de forro son: detectar todos los posibles esfuerzos que soportarán los paneles, verificar que el concreto haya alcanzado la resistencia requerida el día del izaje, la exactitud en la ejecución y sobre todo proveer de uniones dúctiles o flexibles, para no someter al panel a cargas axiales.
4. El diseño de paneles tilt-up puede ser muy complejo; el diseñador debe dominar varias áreas de la Ingeniería Civil. Es recomendable asistirse de programas de computadora para realizar el trabajo, existen varios disponibles.

RECOMENDACIONES

1. Aunque los muros tilt-up tienen tantas posibilidades como imaginación tenga el arquitecto, para edificios industriales es recomendable simplificar lo más posible. Los muros rectangulares, típicos, sin vanos grandes o excéntricos facilitan enormemente el diseño, construcción e izaje. Todo esto se resume en tiempo y dinero.
2. Tan importante como el diseño es la ejecución adecuada del proyecto. Se debe supervisar que lo plasmado en planos se ejecute a cabalidad. La exactitud en un proyecto tilt-up es muy importante, pues son elementos de concreto prefabricado, anclándose a una estructura metálica.
3. Las uniones de los paneles a la estructura metálica deben ser dúctiles o flexibles. Lo mejor es hacer una combinación de soldadura de campo bien ejecutada y tornillos de alta resistencia. Aunque el panel esté bien diseñado y el izaje haya sido exitoso, una unión mal diseñada o mal ejecutada puede provocar daños en la estructura.
4. Este documento solo es una introducción al tema, quien desee profundizar más debe referirse a las diversas fuentes que aquí se mostraron. Idealmente se debe adquirir un paquete de computadora especializado, aunque las hojas electrónicas son una excelente ayuda.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Prediction of creep, shrinkage, and temperature structures*. 209R-92. Farmington Hills, Michigan: ACI, 1997. 47 p.
2. _____. *Control de la fisuración en estructuras de hormigón*. 224R-01. Farmington Hills, Michigan: ACI, 2001. 53 p.
3. _____. *Design guide for tilt-up concrete panels*. 551.2R-10. Farmington Hills, Michigan: ACI, 2010. 59 p.
4. _____. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario (Versión en español y en sistema métricos)*. 318-08. Farmington Hills, Michigan: ACI 2008. 518 p.
5. _____. *Guide for modeling and calculating shrinkage and creep in hardened concrete*. 209.2R-08. Farmington Hills, Michigan: ACI, 2008. 44 p.
6. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala, demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*. NSE 2-10. Guatemala: AGIES, 2010. 63 p.

7. American Iron and Steel Institute. *Manual of steel construction. Load & resistance factor design, Volumes I and II*. United States of America: AISC, 1994. 1993 p.
8. Australian Safety and Compensation Council. *National code of practice for precast, tilt-up and concrete elements in building construction*. Barton: ASCC, 2008. 89 p.
9. Cement & Concrete Association of New Zealand. *Tilt-up technical manual*. TM 34. Wellington, New Zealand: CCANZ, 2004. 39 p.
10. Dayton Superior. *Handbook tilt-up construction*. Maimisburg, Ohio: 2012. 104 p.
11. Department of Justice and Attorney-General, Queensland Government. *Tilt-up and pre-cast construction, code of practice*. Queensland Government Gazette, 2011. 44 p.
12. Electrical Transmission & Substation Structures Conference. *Minimum design loads for buildings and other structures*. 7-10. Virginia: ASCE, 2010. 608 p.
13. Meadow Burke. *Innovating tilt-up construction*. Tampa, Florida: 2014. 110 p.
14. Tilt-Up Concrete Association. *Tilt-up Construction and Engineering Manual*. 6th ed. Third printing. Mount Vernon, Iowa: TCA, 2006. 359 p.

15. _____. *TCA safety guideline for tilt-up concrete construction*. Version 13.1. Mount Vernon, Iowa: TCA, 2013. 11 p.
16. Structural Engineers Association of California (SEAOC). *IBC structural/seismic design manual, Volumes 1 & 2. Code application examples*. California: SEAOC, 2005. 303 p.

