

TABLA N° 29. SOBREDIMENSIONES QUE SE RECOMIENDAN EN MADERA ASERRADA VERDE PARA COMPENSAR LAS CONTRACCIONES Y COLAPSO, SEGUN GRUPOS DE ESPECIES.

DIMENSION NOMINAL A 20% CONTENIDO DE HUMEDAD mm	SOBREDIMENSION EN ESTADO VERDE SEGUN GRUPO DE ESPECIES mm		
	1	2	3
12	+ 1	+ 1	+ 1
19	+ 2	+ 2	+ 1
25	+ 3	+ 2	+ 1
32	+ 3	+ 2	+ 1
38	+ 4	+ 3	+ 2
45	+ 4	+ 3	+ 2
50	+ 5	+ 3	+ 2
63	+ 6	+ 4	+ 2
75	+ 7	+ 5	+ 3
100	+ 9	+ 6	+ 3
125	+ 11	+ 8	+ 4
150	+ 13	+ 9	+ 5
175	+ 15	+ 11	+ 5
200	+ 18	+ 12	+ 7
225	+ 20	+ 14	+ 7
250	+ 22	+ 16	+ 8
275	+ 24	+ 17	+ 9
300	+ 27	+ 19	+ 10
<u>GRUPO 1</u> : COIGUE - EUCALIPTO - ROBLE - TINEO <u>GRUPO 2</u> : LINGUE - OLIVILLO - RAULI - ULMO <u>GRUPO 3</u> : ALERCE - ARAUCARIA - LAUREL - MAÑO PINO RADIATA - TEPA.			

TABLA Nº 30. DIMENSIONES TRANSVERSALES A CONSIDERAR DE ACUERDO A LA HUMEDAD DE LA MADERA EN EL MOMENTO DE LA CONSTRUCCION Y PUESTA EN SERVICIO.

CONDICION DE LA HUMEDAD, H , DE LA MADERA ASERRADA		DIMENSIONES NOMINALES ESTABLECIDAS PARA EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE 20% EN LA NORMA NCh 174/1		
DURANTE LA CONSTRUCCION	EN SERVICIO	SIN OTRA RESTRICCION	CON LA ADECUADA CONSIDERACION DE LA CONTRACCION *) ENTRE	
			20% y H_s 1)	20% y 12% 2)
$H_c \geq 20\%$	$H_s \geq 20\%$	X		
	$20\% > H_s > 12\%$		X	
	$12\% \geq H_s$			X
$20\% \geq H_c$	Cualquier H_s			X

*) En la Tabla Nº 31 se incluyen los coeficientes C que permiten determinar las variaciones dimensionales.

NOTA: H_c = humedad de construcción

H_s = humedad de servicio.

1) $\Delta H = 20 - H_s$

2) $\Delta H = 20 - 12$

TABLA Nº 31. COEFICIENTE C PARA DETERMINAR LAS VARIACIONES DIMENSIONALES DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.

CONTENIDO DE HUMEDAD DE LA MADERA EN SERVICIO H_s (%)	COEFICIENTE (C)* POR EL QUE SE DEBE PONDERAR LAS DIMENSIONES NOMINALES ($H = 20\%$) A FIN DE CONSIDERAR LA CONTRACCION Y COLAPSO HABIDA ENTRE $H = 20\%$ Y EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE SERVICIO (H_s)										
	C_T : PARA DIMENSION TANGENCIAL EN						C_R : PARA DIMENSION RADIAL EN				
	P. RADIATA ROBLE	TEPA	EUCALIPTO	COIGUE OLIVILLO	ULMO	TINEO	PINO RADIATA	TEPA COIGUE OLIVILLO	EUCALIPTO	ROBLE TINEO	ULMO
19	0,9971	0,9969	0,9958	0,9970	0,9965	0,9964	0,9980	0,9985	0,9976	0,9982	0,9978
18	0,9942	0,9938	0,9916	0,9940	0,9930	0,9928	0,9960	0,9970	0,9952	0,9964	0,9956
17	0,9913	0,9907	0,9874	0,9910	0,9895	0,9892	0,9940	0,9955	0,9928	0,9946	0,9934
16	0,9884	0,9876	0,9832	0,9880	0,9860	0,9856	0,9920	0,9940	0,9904	0,9928	0,9912
15	0,9855	0,9845	0,9790	0,9850	0,9825	0,9820	0,9900	0,9925	0,9880	0,9910	0,9890
14	0,9826	0,9814	0,9748	0,9820	0,9790	0,9784	0,9880	0,9910	0,9856	0,9892	0,9868
13	0,9797	0,9783	0,9706	0,9790	0,9755	0,9748	0,9860	0,9895	0,9832	0,9874	0,9846
12	0,9768	0,9752	0,9664	0,9760	0,9720	0,9712	0,9840	0,9880	0,9808	0,9856	0,9824

* Calculado con la expresión : $C = (1 - k \times \Delta H/100)$. Ver párrafo 2.1.4.

2.5.8. Propiedades Geométricas

Las propiedades geométricas de las secciones transversales de madera con un contenido de humedad de 20%, a utilizar en la determinación de las tensiones de trabajo, son las indicadas en la Tabla N° 32 para madera aserrada y en la Tabla N° 33 para madera cepillada.

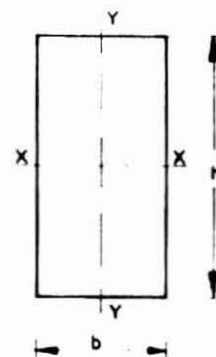
Las propiedades geométricas de las secciones transversales de madera aserrada con contenidos de humedad comprendidos entre 12 y 20% se calcularán con las expresiones señaladas en la Tabla N° 34.



TABLA N° 32.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES DE MADERA ASERRADA (H = 20%).

DIMENSION			PROPIEDADES GEOMETRICAS					
ESPESOR b (mm)	ANCHO h (mm)	SECCION TRANSVERSAL A (cm²)	EJES x - x			EJES y - y		
			MOMENTO INERCIA I_x (cm⁴)	MODULO FLEXION W_x (cm³)	RADIO GIRO i_x (cm)	MOMENTO INERCIA I_y (cm⁴)	MODULO FLEXION W_y (cm³)	RADIO GIRO i_y (cm)
12	50	6,0	12	5	1,44	1	1	0,35
	63	7,6	25	8	1,82	1	2	0,35
	75	9,0	42	11	2,16	1	2	0,35
19	50	9,5	20	8	1,44	3	3	0,55
	63	12,0	40	12	1,82	4	4	0,55
	75	14,2	67	18	2,16	4	4	0,55
	100	19,0	158	32	2,89	6	6	0,55
25	50	12,5	26	10	1,44	6	5	0,72
	63	15,8	52	16	1,82	8	7	0,72
	75	18,8	88	23	2,16	10	8	0,72
	100	25,0	208	42	2,89	13	10	0,72
	125	31,2	407	65	3,61	16	13	0,72
	150	37,5	703	94	4,33	20	16	0,72
	175	43,8	1116	128	5,05	23	18	0,72
	200	50,0	1667	167	5,77	26	21	0,72



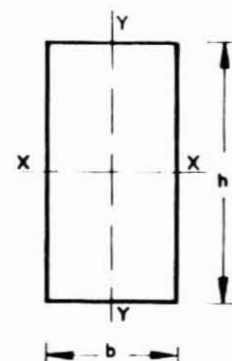
Continúa

TABLA Nº 32.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES DE MADERA ASERRADA (H = 20%).

(Continuación)

DIMENSION			PROPIEDADES GEOMETRICAS					
ESPESOR b (mm)	ANCHO h (mm)	SECCION TRANSVERSAL A (cm ²)	EJES x - x			EJES y - y		
			MOMENTO INERCIA I _x (cm ⁴)	MODULO FLEXION W _x (cm ³)	RADIO GIRO i _x (cm)	MOMENTO INERCIA I _y (cm ⁴)	MODULO FLEXION W _y (cm ³)	RADIO GIRO i _y (cm)
32	50	16,0	33	13	1,44	14	8	0,92
	63	20,2	67	21	1,82	17	11	0,92
	75	24,0	112	30	2,16	20	13	0,92
	100	32,0	267	53	2,89	27	17	0,92
	125	40,0	521	83	3,61	34	21	0,92
	150	48,0	900	120	4,33	41	26	0,92
	175	56,0	1429	163	5,05	48	30	0,92
	200	64,0	2133	213	5,77	55	34	0,92
38	50	19,0	40	16	1,44	23	12	1,10
	63	23,9	79	25	1,82	29	15	1,10
	75	28,5	134	36	2,16	34	18	1,10
	100	38,0	317	63	2,89	46	24	1,10
	125	47,5	618	99	3,61	57	30	1,10
	150	57,0	1069	142	4,33	69	36	1,10
	175	66,5	1697	194	5,05	80	42	1,10
	200	76,0	2533	253	5,77	92	48	1,10



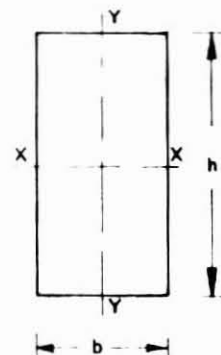
Continúa

TABLA N° 32.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES DE MADERA ASERRADA (H = 20%).

(Continuación)

DIMENSION			PROPIEDADES GEOMETRICAS					
ESPESOR b (mm)	ANCHO h (mm)	SECCION TRANSVERSAL A (cm²)	EJES x - x			EJES y - y		
			MOMENTO INERCIA I_x (cm⁴)	MODULO FLEXION W_x (cm³)	RADIO GIRO i_x (cm)	MOMENTO INERCIA I_y (cm⁴)	MODULO FLEXION W_y (cm³)	RADIO GIRO i_y (cm)
45	50	22,5	47	19	1,44	38	17	1,30
	63	28,4	94	30	1,82	48	21	1,30
	75	33,8	158	42	2,16	57	25	1,30
	100	45,0	375	75	2,89	76	34	1,30
	125	56,2	732	117	3,61	95	42	1,30
	150	67,5	1266	169	4,33	114	51	1,30
	175	78,8	2010	230	5,05	133	59	1,30
	200	90,0	3000	300	5,77	152	68	1,30
50	50	25,0	52	21	1,44	52	21	1,44
	63	31,5	104	33	1,82	66	26	1,44
	75	37,5	176	47	2,16	78	31	1,44
	100	50,0	417	83	2,89	104	42	1,44
	125	62,5	814	130	3,61	130	52	1,44
	150	75,0	1406	188	4,33	156	62	1,44
	175	87,5	2233	255	5,05	182	73	1,44
	200	100,0	3333	333	5,77	208	83	1,44
	225	112,5	4746	422	6,50	234	94	1,44
	250	125,0	6510	521	7,22	260	104	1,44



Continúa

TABLA Nº 32.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES DE MADERA ASERRADA (H = 20%).

(Continuación)

DIMENSION			PROPIEDADES GEOMETRICAS					
ESPESOR b (mm)	ANCHO h (mm)	SECCION TRANSVERSAL A (cm ²)	EJES x - x			EJES y - y		
			MOMENTO INERCIA I _x (cm ⁴)	MODULO FLEXION W _x (cm ³)	RADIO GIRO i _x (cm)	MOMENTO INERCIA I _y (cm ⁴)	MODULO FLEXION W _y (cm ³)	RADIO GIRO i _y (cm)
63	63	39,7	131	42	1,82	131	42	1,82
	75	47,2	222	59	2,16	156	50	1,82
	100	63,0	525	105	2,89	208	66	1,82
	125	78,8	1025	164	3,61	260	83	1,82
	150	94,5	1772	236	4,33	312	99	1,82
	175	110,2	2814	322	5,05	365	116	1,82
	200	126,0	4200	420	5,77	417	132	1,82
	225	141,8	5980	532	6,50	469	149	1,82
	250	157,5	8203	656	7,22	521	165	1,82
75	75	56,2	264	70	2,16	264	70	2,16
	100	75,0	625	125	2,89	352	94	2,16
	125	93,8	1221	195	3,61	440	117	2,16
	150	112,5	2109	281	4,33	527	141	2,16
	175	131,2	3350	383	5,05	615	164	2,16
	200	150,0	5000	500	5,77	703	188	2,16
	225	168,8	7119	633	6,50	791	211	2,16
	250	187,5	9766	781	7,22	879	234	2,16
	275	206,2	12998	945	7,94	967	258	2,16
	300	225,0	16875	1125	8,66	1055	281	2,16



Continúa

TABLA N° 32.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES DE MADERA ASERRADA (H = 20%).

(Continuación)

DIMENSION			PROPIEDADES GEOMETRICAS					
ESPESOR b (mm)	ANCHO h (mm)	SECCION TRANSVERSAL A (cm ²)	EJES x - x			EJES y - y		
			MOMENTO INERCIA I _x (cm ⁴)	MODULO FLEXION W _x (cm ³)	RADIO GIRO i _x (cm)	MOMENTO INERCIA I _y (cm ⁴)	MODULO FLEXION W _y (cm ³)	RADIO GIRO i _y (cm)
100	100	100,0	833	167	2,89	833	167	2,89
	125	125,0	1628	260	3,61	1042	208	2,89
	150	150,0	2812	375	4,33	1250	250	2,89
	175	175,0	4466	510	5,05	1458	292	2,89
	200	200,0	6667	667	5,77	1667	333	2,89
	225	225,0	9492	844	6,50	1875	375	2,89
	250	250,0	13021	1042	7,22	2083	417	2,89
	275	275,0	17331	1260	7,94	2292	458	2,89
	300	300,0	22500	1500	8,66	2500	500	2,89

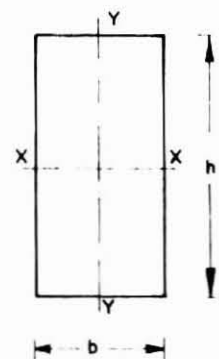
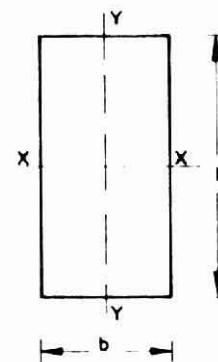


TABLA Nº 33.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES DE MADERA CEPILLADA (H = 20 %).

DIMENSION			PROPIEDADES GEOMETRICAS					
ESPESOR b (mm)	ANCHO h (mm)	SECCION TRANSVERSAL A (cm ²)	EJES x - x			EJES y - y		
			MOMENTO INERCIA I _x (cm ⁴)	MODULO FLEXION W _x (cm ³)	RADIO GIRO i _x (cm)	MOMENTO INERCIA I _y (cm ⁴)	MODULO FLEXION W _y (cm ³)	RADIO GIRO i _y (cm)
9	45	4,1	6,8	3,0	1,30	0,3	0,6	0,26
	58	5,2	14,6	5,0	1,67	0,4	0,8	0,26
	70	6,3	25,7	7,4	2,02	0,4	0,9	0,26
16	45	7,2	12	5	1,30	2	2	0,46
	58	9,3	26	9	1,67	2	2	0,46
	70	11,2	46	13	2,02	2	3	0,46
	95	15,2	114	24	2,74	3	4	0,46
22	45	9,9	17	7	1,30	4	4	0,64
	58	12,8	36	12	1,67	5	5	0,64
	70	15,4	63	18	2,02	6	6	0,64
	95	20,9	157	33	2,74	8	8	0,64
	120	26,4	317	53	3,46	11	10	0,64
	145	31,9	559	77	4,18	13	12	0,64
	170	37,4	901	106	4,91	15	14	0,64
	195	42,9	1359	139	5,63	17	16	0,64



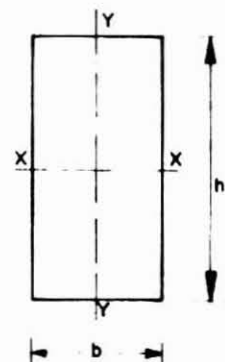
Continúa

TABLA N° 33.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES DE MADERA CEPILLADA (H = 20%).

(Continuación)

DIMENSION			PROPIEDADES GEOMETRICAS					
ESPESOR b (mm)	ANCHO h (mm)	SECCION TRANSVERSAL A (cm ²)	EJES x - x			EJES y - y		
			MOMENTO INERCIA I_x (cm ⁴)	MODULO FLEXION W_x (cm ³)	RADIO GIRO i_x (cm)	MOMENTO INERCIA I_y (cm ⁴)	MODULO FLEXION W_y (cm ³)	RADIO GIRO i_y (cm)
28	45	12,6	21	9	1,30	8	6	0,81
	58	16,2	46	16	1,67	11	8	0,81
	70	19,6	80	23	2,02	13	9	0,81
	95	26,6	200	42	2,74	17	12	0,81
	120	33,6	403	67	3,46	22	16	0,81
	145	40,6	711	98	4,19	26	19	0,81
	170	47,6	1146	135	4,91	31	22	0,81
	195	54,6	1730	177	5,63	36	25	0,81
34	45	15,3	26	11	1,30	15	9	0,98
	58	19,7	55	19	1,67	19	11	0,98
	70	23,8	97	28	2,02	23	14	0,98
	95	32,3	243	51	2,74	31	18	0,98
	120	40,8	490	82	3,46	39	23	0,98
	145	49,3	864	119	4,19	48	28	0,98
	170	57,8	1392	164	4,91	56	33	0,98
	195	66,3	2101	216	5,63	64	38	0,98



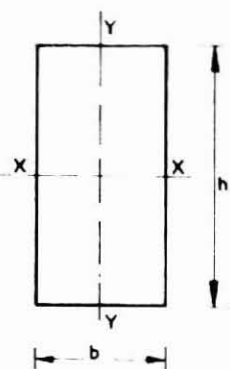
Continúa

TABLA Nº 33.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES DE MADERA CEPILLADA (H = 20%).

(Continuación)

DIMENSION			PROPIEDADES GEOMETRICAS					
ESPESOR b (mm)	ANCHO h (mm)	SECCION TRANSVERSAL A (cm ²)	EJES x - x			EJES y - y		
			MOMENTO INERCIA I _x (cm ⁴)	MODULO FLEXION W _x (cm ³)	RADIO GIRO i _x (cm)	MOMENTO INERCIA I _y (cm ⁴)	MODULO FLEXION W _y (cm ³)	RADIO GIRO i _y (cm)
41	45	18,4	31	14	1,30	26	13	1,18
	58	23,8	67	23	1,67	33	16	1,18
	70	28,7	117	34	2,02	40	20	1,18
	95	39,0	293	62	2,74	54	27	1,18
	120	49,2	590	98	3,46	69	34	1,18
	145	59,4	1042	144	4,18	83	41	1,18
	170	69,7	1679	198	4,91	98	48	1,18
	195	80,0	2533	260	5,63	112	55	1,18
45	45	20,2	34	15	1,30	34	15	1,30
	58	26,1	73	25	1,67	44	20	1,30
	70	31,5	129	37	2,02	53	24	1,30
	95	42,8	322	68	2,74	72	32	1,30
	120	54,0	648	108	3,46	91	40	1,30
	145	65,2	1143	158	4,18	110	49	1,30
	170	76,5	1842	217	4,91	129	57	1,30
	195	87,8	2781	285	5,63	148	66	1,30
	220	99,0	3993	363	6,35	167	74	1,30
	245	110,2	5515	450	7,07	186	83	1,30



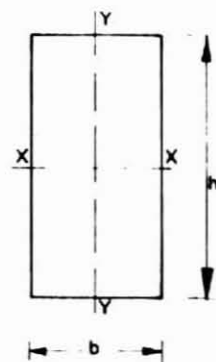
Continúa

TABLA N° 33.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES DE MADERA CEPILLADA (H = 20%).

(Continuación)

DIMENSION			PROPIEDADES GEOMETRICAS					
ESPESOR b (mm)	ANCHO h (mm)	SECCION TRANSVERSAL A (cm²)	EJES x - x			EJES y - y		
			MOMENTO INERCIA I_x (cm⁴)	MODULO FLEXION W_x (cm³)	RADIO GIRO i_x (cm)	MOMENTO INERCIA I_y (cm⁴)	MODULO FLEXION W_y (cm³)	RADIO GIRO i_y (cm)
58	58	33,6	94	32	1,67	94	32	1,67
	70	40,6	166	47	2,02	114	39	1,67
	95	55,1	414	87	2,74	154	53	1,67
	120	69,6	835	139	3,46	195	67	1,67
	145	84,1	1474	203	4,19	236	81	1,67
	170	98,6	2375	279	4,91	276	95	1,67
	195	113,1	3584	368	5,63	317	109	1,67
	220	127,6	5146	468	6,35	358	123	1,67
	245	142,1	7108	580	7,07	398	137	1,67
70	70	49,0	200	57	2,02	200	57	2,02
	95	66,5	500	105	2,74	272	78	2,02
	120	84,0	1008	168	3,46	343	98	2,02
	145	101,5	1778	245	4,18	414	118	2,02
	170	119,0	2866	337	4,91	486	139	2,02
	195	136,5	4325	444	5,63	557	159	2,02
	220	154,0	6211	565	6,35	629	180	2,02
	245	171,5	8579	700	7,07	700	200	2,02
	270	189,0	11482	850	7,79	772	220	2,02
	295	206,5	14976	1015	8,52	843	241	2,02



Continúa

TABLA Nº 33.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES DE MADERA CEPILLADA (H = 20%).

(Continuación)

DIMENSION			PROPIEDADES GEOMETRICAS					
ESPESOR b (mm)	ANCHO h (mm)	SECCION TRANSVERSAL A (cm ²)	EJES x - x			EJES y - y		
			MOMENTO INERCIA I _x (cm ⁴)	MODULO FLEXION W _x (cm ³)	RADIO GIRO i _x (cm)	MOMENTO INERCIA I _y (cm ⁴)	MODULO FLEXION W _y (cm ³)	RADIO GIRO i _y (cm)
95	95	90,2	679	143	2,74	679	143	2,74
	120	114,0	1368	228	3,46	857	180	2,74
	145	137,8	2414	333	4,19	1036	218	2,74
	170	161,5	3890	458	4,91	1215	256	2,74
	195	185,2	5870	602	5,63	1393	293	2,74
	220	209,0	8430	766	6,35	1572	331	2,74
	245	232,8	11642	950	7,07	1750	368	2,74
	270	256,5	15582	1154	7,79	1929	406	2,74
	295	280,2	20324	1378	8,52	2108	444	2,74

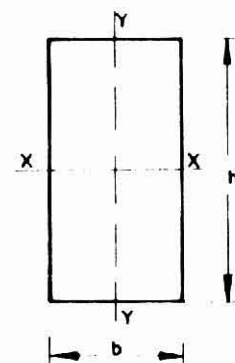


TABLA N° 34.

EXPRESIONES PARA EL CALCULO DE LAS PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES
CON HUMEDADES COMPRENDIDAS ENTRE 12 - 20 %.

PROPIEDAD	FORMULA	PARA	EXPRESION PARA UN CONTENIDO DE HUMEDAD H
Espesor - Ancho - Radio de Giro	D	. Dimensión Tangencial	$D_H = C_T \times D_{20}$
		. Dimensión Radial	$D_H = C_R \times D_{20}$
Superficie (A) de la Sección Transversal	$A = b \times h$	b → Tang. o Radial h → Tang. o Radial	$A_H = C_T \times C_R \times A_{20}$
Módulo de Flexión (W)	$W = \frac{b h^2}{6}$	b → Dim. Tangencial h → Dim. Radial	$W_H = C_T \times C_R^2 \times W_{20}$
		h → Dim. Tangencial b → Dim. Radial	$W_H = C_T^2 \times C_R \times W_{20}$
Momento de Inercia (I)	$I = \frac{b h^3}{12}$	b → Dim. Tangencial h → Dim. Radial	$I_H = C_T \times C_R^3 \times I_{20}$
		h → Dim. Tangencial b → Dim. Radial	$I_H = C_T^3 \times C_R \times I_{20}$

H = Contenido de humedad comprendido entre 12 y 20%; 20 = Contenido de humedad de 20%.

b = Espesor de la pieza, h = ancho de la pieza; D_{20} , A_{20} , W_{20} e I_{20} aparecen en Tabla N° 32 y 33 para madera aserrada y ce pillada, respectivamente. Los valores de C_T y C_R aparecen en Tabla N° 31.

CAPITULO TERCERO

3.0 DIMENSIONAMIENTO DE PIEZAS ESTRUCTURALES DE MADERA ASERRADA

3.1. Consideraciones Generales de Diseño

3.2. Elementos en Flexión

3.3. Elementos en Compresión Paralela a las Fibras

3.4. Elementos en Compresión Normal a la Dirección de la Fibra

3.5. Elementos en Compresión Inclínada respecto a la Fibra de la Madera

3.6. Elementos en Tracción según la Dirección de la Fibra

3.7. Dimensionamiento de Piezas Sometidas a Esfuerzos Combinados

3.0 DIMENSIONAMIENTO DE PIEZAS ESTRUCTURALES DE MADERA ASERRADA

3.1. Consideraciones Generales de Diseño

3.1.1. Secciones Transversales Mínimas

Las piezas estructurales individuales simples deben tener un espesor mínimo de 25 mm y una sección transversal mínima de 15 cm² salvo que las especificaciones de los elementos de unión exijan dimensiones mínimas superiores.

Los entablados deben tener un espesor mínimo de 16 mm y una sección transversal mínima de 1100 mm².

3.1.2. Debilitamiento de Sección Transversal

Las aristas faltantes (canto muerto) que respetan los límites especificados en NCh 1970/1, NCh 1970/2 y en NCh 1207, no se consideran como debilitamientos.

En la verificación de las tensiones que se originan en las barras traccionadas y en la zona traccionada de piezas solicitadas en flexión se deben considerar todos los debilitamientos de sección transversal producidos por perforaciones, rebajes y otros similares.

En la verificación de tensiones que se originan en barras comprimidas no afectas a inestabilidad general y de la zona comprimida de piezas solicitadas en flexión, se deben considerar sólo aquellos debilitamientos (perforaciones, rebajes, etc.) que no queden completamente rellenos o cuyo material de relleno tenga un módulo de elasticidad menor que el de la pieza debilitada.

En el cálculo se deben considerar los efectos de excentricidad de las fuerzas, inducidos por el debilitamiento de la sección transversal.



3.2. Elementos en Flexión

3.2.1. Generalidades

3.2.1.1. Luz efectiva. La luz efectiva de elementos de un tramo, sometidos a flexión, se debe considerar igual a la distancia entre las caras interiores de los apoyos más la mitad de la longitud mínima de apoyo requerido en cada extremo. En vigas continuas la luz corresponde a la distancia entre centros de apoyo.

3.2.1.2. Los entablados y tablonos de madera aserrada dispuestos en forma de vigas continuas se deben considerar, en la práctica, como una serie de vigas simplemente apoyadas. En cubiertas de techumbre se puede incorporar en el cálculo el efecto de continuidad, cuando los empalmes queden perfectamente especificados en los planos.

3.2.1.3. Las reacciones de apoyo de vigas continuas y de costaneras con varios apoyos se pueden determinar analizándolas como vigas simplemente apoyadas, siempre que la relación entre las luces de tramos vecinos varíe entre $\frac{2}{3}$ y $\frac{3}{2}$. Se excluyen de esta práctica las vigas continuas de dos tramos.

3.2.1.4. Empalmes. En los puntos de empalme se debe asegurar el traspaso de los esfuerzos internos por medio de cubrejuntas y elementos de unión. Las cubrejuntas deben poseer a lo menos las propiedades estáticas de la pieza flexionada en el punto de empalme. En cordones comprimidos de vigas de alma llena, el momento de inercia requerido debe ser reemplazado por el de las cubrejuntas, pudiendo diseñarse los elementos de unión para la mitad de la fuerza de compresión, siempre que la unión de



tope esté ajustada y materializada en dirección normal al eje del cordón.

3.2.1.5. Si se desarrolla la verificación para neutralizar la carga concentrada correspondiente al peso de un hombre (1kN), se puede incorporar en el cálculo el ancho colaborante (t) de cubiertas de techumbre o de piso, considerando como ancho de aplicación de carga los siguientes valores de t :

- i) en cubiertas de techumbre y pisos constituidos de tablas y tablones unidos entre sí por machihembrados o semejantes, independientemente del ancho de la pieza individual t = 35 cm;
- ii) para tablas o tablones no interconectados t = 16 cm.

3.2.2. Flexión en Vigas Simples

3.2.2.1. En el diseño de elementos simples de madera aserrada sometidos a flexión, se debe verificar que:

- a) las tensiones de trabajo no sobrepasen las correspondientes tensiones de diseño en flexión, cizalle y compresión normal.
- b) la flecha de cálculo no exceda los límites especificados en la Tabla N° 40.

Lo anterior se puede resumir en las siguientes expresiones:

$$\frac{f_f}{F_{f,dis}} \leq 1; \frac{f_{cz}}{F_{cz,dis}} \leq 1; \frac{f_{cn}}{F_{cn,dis}} \leq 1; \frac{\delta_{cálculo}}{\delta_{máx,adm}} \leq 1$$

en donde :

f_f = tensión de trabajo de flexión en la fi
bra extrema, según 3.2.2.2.a).

$F_{f,dis}$ = tensión de diseño en flexión, según
3.2.2.2.b).

f_{cz} = tensión de trabajo de cizalle longitudinal
nal, según 3.2.2.3.a).

$F_{cz,dis}$ = tensión de diseño de cizalle longitudinal
nal, según 3.2.2.3.b).

f_{cn} = tensión de trabajo de compresión normal
a las fibras, según 3.2.2.4.a).

$F_{cn,dis}$ = tensión de diseño de compresión normal
a las fibras, según 3.2.2.4.b).

$\delta_{cálculo}$ = flecha de cálculo.

$\delta_{máx,adm}$ = deformación máxima admisible, según Ta
bla N° 40.

3.2.2.2. Verificación de las Tensiones de Flexión en la Fibra Extrema

a) La tensión de trabajo de flexión en la fibra extrema
ma de una viga simple de madera se debe determinar
de acuerdo con la expresión:

$$f_f = \frac{M_{máx}}{W_n}$$

en que : $M_{máx}$ = momento de flexión, y

W_n = módulo de flexión de la sección
transversal neta, determinado con
respecto al eje neutro.

b) La tensión de diseño en flexión se determina:

i) en piezas flexionadas donde no existe efectos de
inestabilidad lateral o en la zona flexo-tracciona
da de vigas afectas a inestabilidad lateral, se
gún la expresión:

$$F_{ft,dis} = F_f \times K_H \times K_D \times K_T \times K_C \times K_Q \times K_{hf}$$



en que :

$F_{ft,dis}$ = tensión de diseño en el borde traccionado.

F_f = tensión admisible en flexión, determinada según 2.4.4.

K_H = factor de modificación por contenido de humedad, determinado según 2.4.5.1.i).

K_D = factor de modificación por duración de carga, determinado según 2.4.5.1.ii).

K_T = factor de modificación por temperatura, calculado según 2.4.5.1.iii).

K_C = factor de modificación por trabajo conjunto, determinado según 2.4.5.1.iv).

K_Q = factor de modificación por tratamiento químico, determinado según 2.4.5.1.v).

K_{hf} = factor de modificación por altura, determinado según 3.2.2.2.c. i).

ii) en piezas flexionadas donde existe efecto de inestabilidad lateral, según la expresión:

$$F_{fv,dis} = F_{fc,dis} \times K_v$$

en que: $F_{fv,dis}$ = tensión de diseño en flexión, considerando efectos de inestabilidad por volcamiento.

K_v = factor de modificación por volcamiento, determinado según, 3.2.2.2.c. ii).

$F_{fc,dis}$ = tensión de diseño en flexión no modificada por K_{hf} (ver 3.2.2.2.b).

c) Factores de modificación de aplicación particular:

Los factores de modificación de aplicación particular que afectan a la tensión admisible de flexión son el factor de modificación por altura (K_{hf}) y el factor de modificación por volcamiento (K_v).

i) Factor de modificación por altura (K_{hf})

Cuando la altura de una viga rectangular excede de 50 mm, la tensión admisible de flexión (F_f) debe ser multiplicada por el factor de modificación determinado con la expresión siguiente:

$$K_{hf} = \left(\frac{50}{h} \right)^{1/9}$$

en que : h = altura de la viga, en mm.

ii) Factor de modificación por volcamiento (K_v)

Todos los elementos estructurales sometidos a flexión deben estar apoyados lateralmente en sus extremos con el propósito de impedir desplazamientos laterales y rotaciones.

Para elementos estructurales solicitados en flexión que se apoyan lateralmente de acuerdo a las especificaciones de Tabla N° 35, se acepta un factor de modificación por volcamiento igual a la unidad ($K_v = 1,0$).

TABLA N° 35. GRADO DE SUJECION LATERAL PARA DIFERENTES RAZONES MAXIMAS h/b DE UNA VIGA SIMPLE DE MADERA ASERRADA.

GRADO DE SUJECION LATERAL	RAZON MAXIMA h/b
a) Sólo los extremos cuentan con apoyos laterales.	3
b) El elemento tiene sus extremos apoyados lateralmente y su desplazamiento lateral en el tramo es impedido por riostras, tirantes o costaneras apoyadas sobre él.	4
c) El elemento tiene sus extremos apoyados lateralmente y el desplazamiento del canto comprimido en el tramo es impedido por entablados o viguetas distanciadas en no más de 610 mm entre sí, apoyadas contra las caras de la viga.	5
d) El elemento cumple con el caso c) y además dispone de puntales laterales separados a una distancia que no excede de 8 veces la altura de la viga.	6
e) El elemento tiene sus extremos apoyados lateralmente y además, se impide el desplazamiento lateral de ambos cantos (comprimido y traccionado).	7

h = altura de la viga ; b = ancho de la viga.

Para los elementos estructurales solicitados en flexión, que no tienen apoyos laterales a lo largo de su luz, se acepta un factor de modificación por volcamiento (K_V) igual a la unidad si la razón formada por la altura (h) de la viga y su ancho (b) no excede el valor 2.

Para los elementos estructurales solicitados en flexión, que no cuentan con los apoyos laterales señalados en Tabla N° 35 y cuya razón formada por la altura (h) de la viga y su ancho (b) excede el valor 2, se debe calcular el factor de modificación por volcamiento (K_V) de acuerdo con el procedimiento señalado a continuación:

- Determinar la esbeltez de volcamiento (λ_V) según la expresión siguiente:

$$\lambda_V = \sqrt{\frac{h \times \ell_V}{b^2}}$$

en que :

h = altura de la viga, en mm.

b = ancho de la viga, en mm.

ℓ_V = longitud efectiva de volcamiento, en mm, evaluada según Tabla N° 36.

Si sólo se cuenta con apoyos laterales en los extremos, la distancia entre apoyos laterales (l_a) es igual a la luz de la viga o en el caso de voladizos, a la longitud del mismo.

Si existen costaneras unidas a la viga de tal forma que constituyen apoyos que impiden el desplazamiento lateral de su canto flexo-comprimido, la distancia entre apoyos laterales (l_a) equivale a la máxima distancia existente entre costaneras.



TABLA N° 36. VALORES DE LA LONGITUD EFECTIVA, l_v , DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION.

TIPO DE VIGA	LONGITUD EFECTIVA DE VOLCAMIENTO, l_v
Vigas simplemente apoyadas con:	
- Cualquier carga	$1,84 \times l_a^*$; Si $\frac{l_a}{h} > 14,3$ $1,63 \times l_a + 3 \times h$; Si $\frac{l_a}{h} \leq 14,3$
- Carga uniformemente distribuida	$1,63 \times l_a + 3 \times h$
- Carga concentrada en el centro	$1,37 \times l_a + 3 \times h$
- Cargas concentradas en $L/3$	$1,43 \times l_a + 3 \times h$
- Cargas concentradas en $L/4$	$1,31 \times l_a + 3 \times h$
- Cargas concentradas en $L/5$	$1,43 \times l_a + 3 \times h$
- Cargas concentradas en $L/6$	$1,47 \times l_a + 3 \times h$
- Cargas concentradas en $L/7$	$1,51 \times l_a + 3 \times h$
- Cargas concentradas en $L/8$	$1,56 \times l_a + 3 \times h$
- Momentos iguales y de distinto signo en los extremos.	$1,84 \times l_a$
Vigas en voladizo con:	
- Cualquier carga	$1,84 \times l_a$; Si $\frac{l_a}{h} > 14,3$ $1,63 \times l_a + 3 \times h$; Si $\frac{l_a}{h} \leq 14,3$
- Carga uniformemente distribuida	$0,90 \times l_a + 3 \times h$
- Carga concentrada en extremo <u>li</u> bre.	$1,44 \times l_a + 3 \times h$

* l_a = distancia entre apoyos laterales.

Si el canto flexo-comprimido de la viga es impedido a desplazarse lateralmente en toda su extensión, la distancia entre apoyos laterales (l_a) se considera nula. Los elementos de la cubierta que origina esta acción deben ser fijados al elemento flexionado y además entre sí, de modo que se conforme un diafragma rígido.

- Verificar que el valor de la esbeltez de volcamiento (λ_v) no exceda de 50.

$$\lambda_v \leq 50$$

- Con el valor de la esbeltez de volcamiento (λ_v)



determinar el factor de modificación por volcamiento de acuerdo a la Tabla N° 37.

TABLA N° 37. FACTOR DE MODIFICACION POR VOLCAMIENTO, K_V .

SI	VALOR DE K_V	EN QUE
$\lambda_V \leq 10$	$K_V = 1,0$	$\lambda_{VO} = 0,775 \sqrt{\frac{E_{f,dis}}{F_{fc,dis}}}$ $\lambda_V = \sqrt{\frac{h \times \ell_V}{b^2}}$
$10 < \lambda_V \leq \lambda_{VO}$	$K_V = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda_V}{\lambda_{VO}} \right)^4$	
$\lambda_{VO} < \lambda_V \leq 50$	$K_V = \frac{0,4 \times E_{f,dis}}{\lambda_V^2 \times F'_{f,dis}}$	

λ_{VO} = esbeltez característica de volcamiento.

λ_V = esbeltez de volcamiento.

$E_{f,dis}$ = módulo de elasticidad de diseño, determinado según 2.4.6.

$F_{fc,dis}$ = tensión de diseño en flexión, calculada según 3.2.2.2.b, excluyendo el factor de modificación por altura (K_{hf}).

3.2.2.3. Verificación de las Tensiones de Cizalle

- a) La tensión de trabajo máxima de cizalle longitudinal (f_{CZ}) en elementos flexionados de madera aserrada con o sin rebajes, se debe calcular mediante la fórmula:

$$f_{CZ} = \frac{1,5 Q}{b h}$$

en que :

Q = esfuerzo de corte máximo.

b = dimensión nominal de la sección transversal, normal a la dirección de la carga aplicada.

h = dimensión nominal de la sección transversal, paralela a la dirección de la carga aplicada.

- b) La tensión de diseño de cizalle longitudinal ($F_{cz,dis}$) se determina con la expresión:

$$F_{cz,dis} = F_{cz} \times K_H \times K_D \times K_T \times K_C \times K_Q \times K_R$$

en que:

F_{cz} = tensión admisible de cizalle longitudinal, determinada según 2.4.4.

K_H = factor de modificación por contenido de humedad, determinado según 2.4.5.1.i).

K_D = factor de modificación por duración de la carga, determinado según 2.4.5.1.ii).

K_T = factor de modificación por temperatura, determinado según 2.4.5.1.iii).

K_C = factor de modificación por trabajo conjunto, determinado según 2.4.5.1.iv).

K_Q = factor de modificación por tratamiento químico, determinado según 2.4.5.1.v).

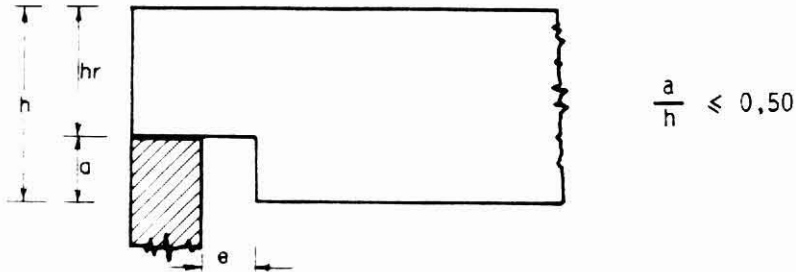
K_R = factor de modificación por rebaje, determinado según 3.2.2.3.c).

- c) Factor de modificación por rebaje, K_R

El factor de modificación K_R que se entrega en las Tablas N° 38 y N° 39 se aplica en vigas rectangulares que tienen los extremos rebajados en forma recta o inclinada, en las cuales la razón de entalladura a/h no excede el valor 0,50 según lo señalado en las Figuras N° 10 y N° 11 para rebajes inferiores o superiores, respectivamente.

En estos rebajes no se aceptan profundidades (a) superiores a 0,50 h.

a) Rebaje recto



b) Rebaje inclinado

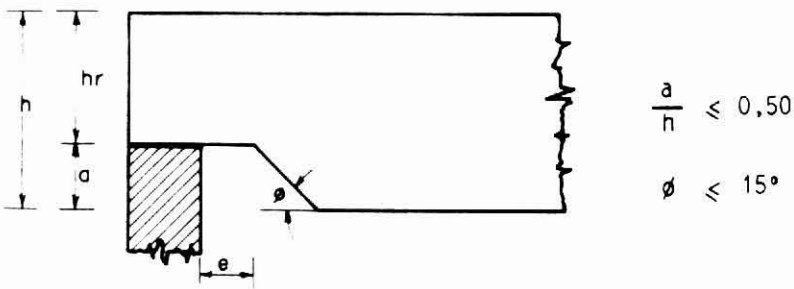


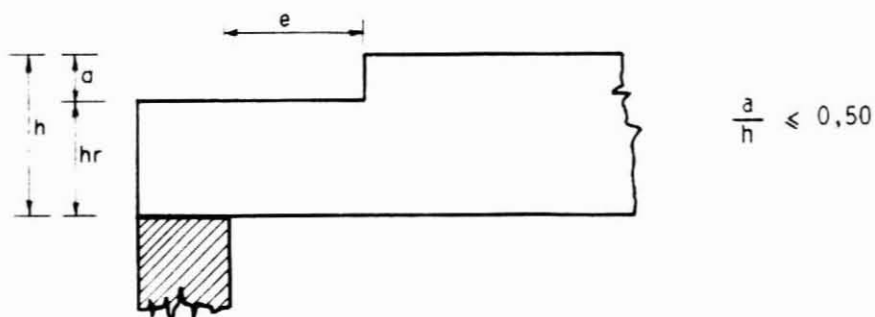
FIGURA Nº 10. Vigas con rebaje inferior.

TABLA Nº 38. FACTOR DE MODIFICACION POR REBAJE INFERIOR, K_r .

TIPO DE REBAJE INFERIOR	VALOR DE K_r	CONDICION
Rebaje recto (Ver Figura Nº 10 a)	$K_r = \left(\frac{h_r}{h}\right)^2$	Siempre que: $a \leq 0,50 h$
Rebaje inclinado (Ver Figura Nº 10 b)	$K_r = \frac{h_r}{h}$	



a) Rebaje recto



b) Rebaje inclinado

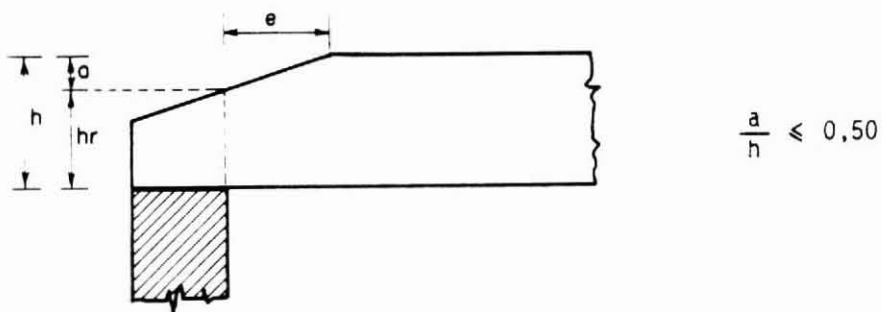


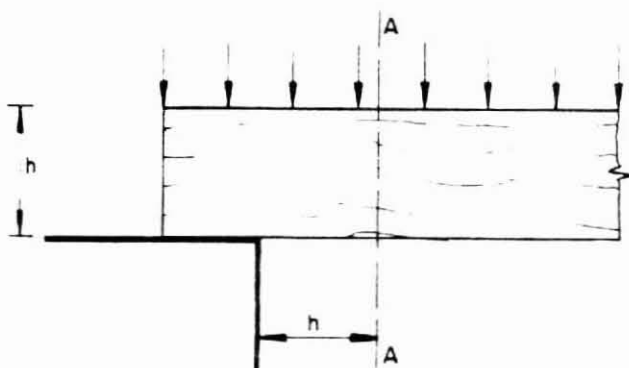
FIGURA N° 11. Vigas con rebaje superior.

TABLA N° 39. FACTOR DE MODIFICACION POR REBAJE SUPERIOR, K_r .

PARA EL CASO EN QUE	VALOR DE K_r	CONDICION
$e \leq h_r$ (Ver Figura N° 11)	$K_r = 1 - \frac{a}{h} \times \frac{e}{h_r}$	$a \leq 0,50 h$
$e > h_r$ (Ver Figura N° 11)	$K_r = \frac{h_r}{h}$	

d) Determinación del esfuerzo de corte, Q

En vigas soportadas por medio de un apoyo completo sobre un canto y con cargas aplicadas sobre el canto opuesto, se pueden despreciar todas las cargas ubicadas a una distancia no superior a la altura (h) de la pieza flexionada. Ver Figura N° 12.



Las cargas ubica
das a la izquie
ra de A-A pueden
ser omitidas.

FIGURA N° 12. Determinación del esfuerzo de corte, Q .

En el caso de una única carga móvil o de una carga móvil considerablemente mayor a las restantes, tal carga móvil se debe ubicar a distancias (medidas desde cada apoyo) iguales a la altura de la pieza flexionada, manteniendo las restantes en sus posi
ciones habituales. Cuando existan dos o más car
gas móviles, similares en magnitud y próximas en
ubicación, dichas fuerzas se deben ubicar en la po
sición que produzca el máximo esfuerzo de corte
(Q), despreciando el efecto de cualquier carga ubi
cada a una distancia de los apoyos no superior a
la altura de la pieza.

3.2.2.4. Verificación de las Tensiones de Compresión Normal

Las tensiones de compresión normal a las fibras (aplas
tamiento) en una viga de madera pueden ocurrir en los
apoyos de la viga o en puntos donde descargan otros

elementos estructurales sobre la vida. Ver Figura N° 13.

- a) La tensión de trabajo de compresión normal (f_{cn}) se calcula dividiendo la reacción (R) por el área de contacto (A_{ap}) existente entre los dos elementos.

$$f_{cn} = \frac{R_i}{A_{ap}}$$

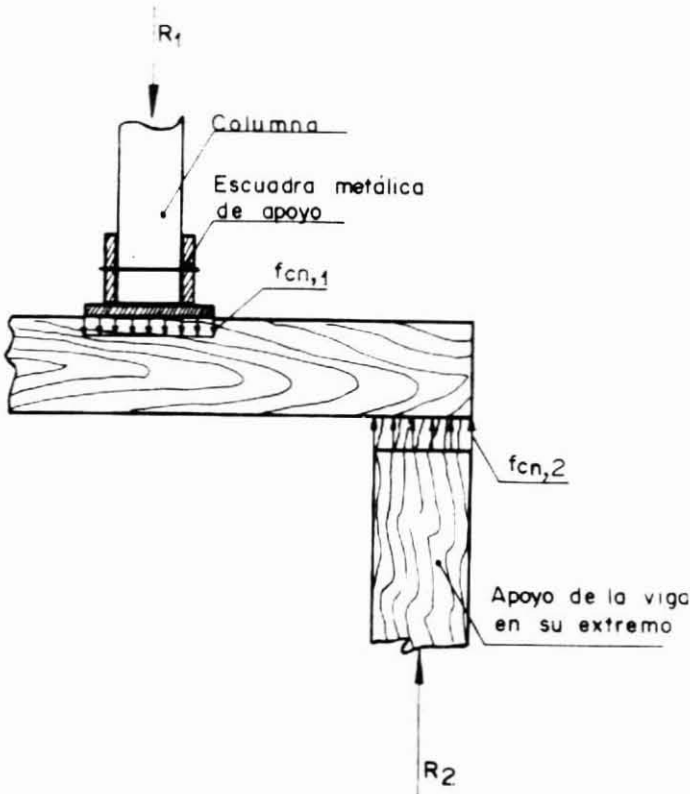


FIGURA N° 13. Compresión normal a las fibras en vigas.

Cuando las tensiones de aplastamiento tienen una dirección que forma un ángulo θ con la fibra de la pieza (ver Figura N° 14), la tensión de trabajo por aplastamiento debe cumplir:

$$\frac{f_{c,\theta}}{F_{c,\theta,dis}} < 1$$

Con :

$$f_{c,\theta} = \frac{R}{A_{ap,\theta}}$$

$F_{c,\theta,dis}$ = tensión de diseño por compresión en una dirección que forma un ángulo θ con la fibra de la madera, calculada según 3.5.1.b).

$f_{c,\theta}$ = tensión de trabajo por aplastamiento en una dirección que forma ángulo θ con las fibras de la pieza, calculada según 3.5.1.a).

R = reacción o carga aplicada.

$A_{ap,\theta}$ = área de aplastamiento.

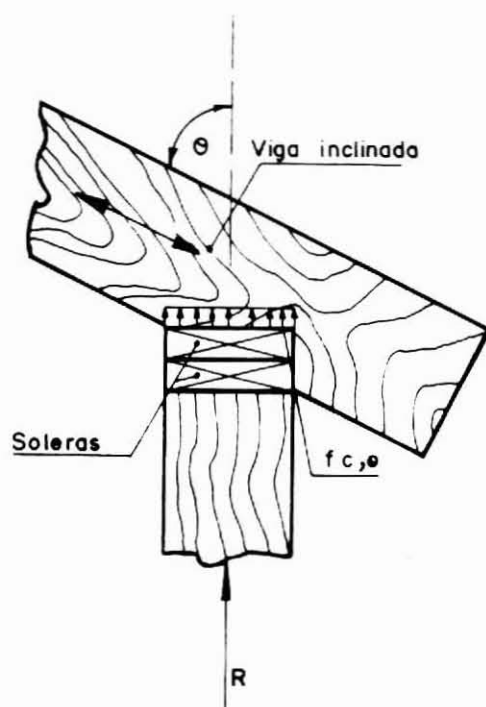


FIGURA Nº 14. Aplastamiento en una dirección que forma un ángulo θ con la fibra.

- b) La tensión de diseño de compresión normal ($F_{cn,dis}$) y de compresión inclinada respecto a la fibra ($F_{c,\theta,dis}$) se calculan de acuerdo a los procedimientos señalados en 3.4.1.b) y 3.5.1.b), respectivamente.

3.2.2.5. Verificación de la Deformación

- a) La flecha de una viga se calcula considerando su luz efectiva, condiciones de apoyo, tipo y magnitud de las cargas aplicadas, usando el análisis estructural.
- b) La deformación máxima admisible de un elemento sometido a flexión se debe fijar, en general de acuerdo al tipo de estructura, teniendo en cuenta la posibilidad de daño de los materiales de recubrimiento (tabiques, cielos, terminaciones, etc.) y las exigencias estéticas y funcionales. En ausencia de requisitos especiales para la deformación máxima admisible, se deben aportar los valores indicados en la Tabla N° 40.

TABLA N° 40. DEFORMACIONES MAXIMAS ADMISIBLES EN VIGAS DE MADERA.

TIPOS DE VIGAS	DEFORMACIONES MAXIMAS ADMISIBLES	
	SOBRECARGA	PESO PROPIO + SOBRECARGA
1. VIGAS DE TECHO		
1.1 Construcciones industriales		L/200
1.2 Oficinas o construcciones habitacionales.		
1.2.1 Con cielos enyesados o similares.	L/360	L/200
1.2.2 Sin cielos enyesados o similares.		L/200
2. VIGAS DE PISO		
2.1 Construcciones en general	L/360	L/300
2.2 Puentes carreteros.	L/360	

L = luz efectiva de la viga.

c) Deformaciones de flujo plástico en el tiempo (creep)

En piezas solicitadas en flexión y cuando las solicitaciones de naturaleza permanentes "g" excedan el 50% de la solicitación total "q", la verificación de flecha debe incorporar la componente por deformación por "creep", la que se puede suponer proporcional a la deformación elástica.

La expresión de la deformación total de una pieza flexionada, δ_{tot} , se calcula de acuerdo con la expresión:

$$\delta_{tot} = \delta_e \times (1 + \rho)$$

en que :

δ_e = deformación elástica instantánea determinada por la totalidad de las cargas que solicitan la pieza.

ρ = factor de creep.

El factor de creep, ρ , se puede calcular según la igualdad:

$$\rho = \frac{1}{K_\delta} - 1$$

Para madera con un contenido de humedad inferior a 20% se debe considerar:

$$K_\delta = \frac{3}{2} - \frac{g}{q}$$

Si el contenido de humedad es mayor o igual que 20%:

$$K_\delta = \frac{5}{3} - \frac{4}{3} \times \frac{g}{q}$$

- d) En vigas simplemente apoyadas cuya relación L/h resulte menor que 20 ($L/h < 20$) es recomendable incorporar, en la verificación de la flecha, la componente de deformación por corte (δ_Q) que en forma aproximada se puede estimar con la siguiente expresión:

$$\delta_Q = \frac{1,2 M}{G A}$$

en que :

M = momento flector máximo

G = módulo de corte

A = sección transversal de la viga.

3.2.3. Flexión Uniaxial en Vigas Compuestas

- 3.2.3.1. Los tipos de secciones transversales de vigas compuestas que se analizarán en este capítulo, son los incluidos en la Figura Nº 15.

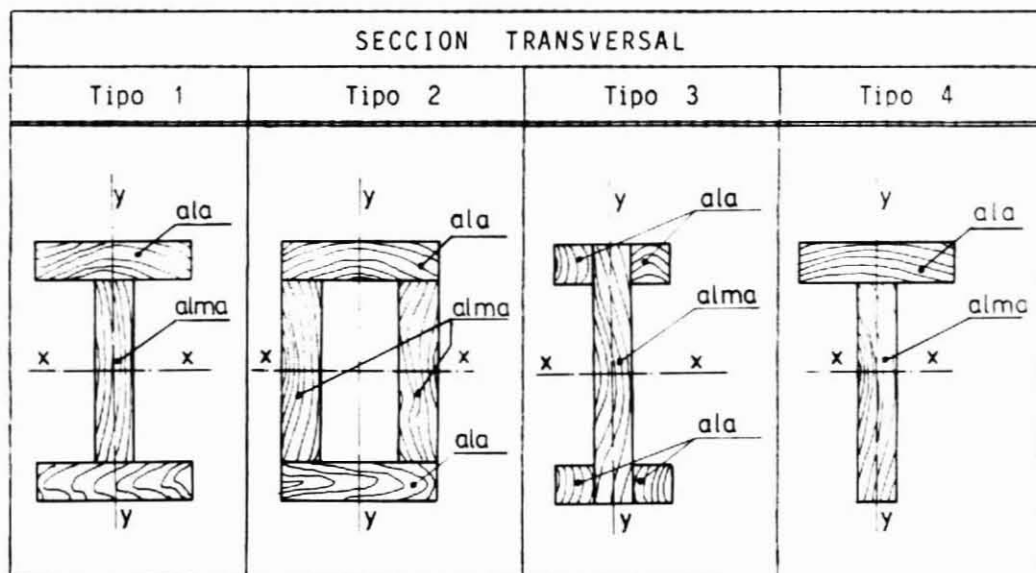


FIGURA Nº 15.

Tipos de secciones transversales de vigas compuestas.

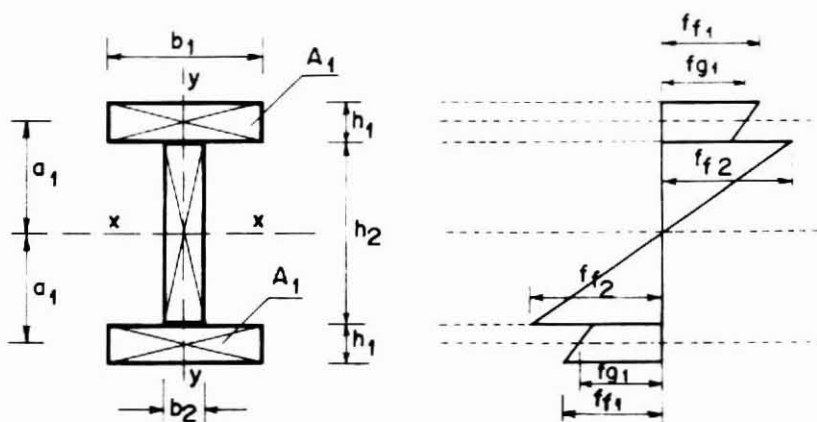
Las vigas compuestas deben ser, con excepción del Tipo 4 señalado en Figura Nº 15, simétricas con respecto al eje de flexión (x - x) y estar conectadas con elementos de unión flexibles tales como clavos, pernos, conectores, etc.

En este Manual se tratarán sólo las vigas compuestas con elementos de una misma madera, unidas con clavos.

Cuando una ala se conforme con dos piezas de madera aserrada (Tipo 3) o un alma se constituya con dos elementos de madera aserrada (Tipo 2), ambos elementos serán considerados como el ala o el alma, respectivamente.

3.2.3.2. La identificación de las diferentes magnitudes geométricas que configuran la sección transversal compuesta, el desarrollo supuesto para las tensiones de trabajo en flexión, sus magnitudes y la expresión que permite evaluarlas son las siguientes:

a) TIPO 1



$$f_{f_i} = \pm \frac{M}{I_{ef}} \left[\gamma \times a_i \frac{A_i}{A_{1d}} + \frac{h_i \times I_i}{2 \times I_{1d}} \right]$$

$$f_{f_2} = \pm \frac{M}{I_{ef}} \times \frac{h_2 \times I_2}{2 \times I_{2d}}$$

$$f_{g_1} = \pm \frac{M}{I_{ef}} \times \frac{\gamma \times a_1 \times A_1}{A_{1d}}$$

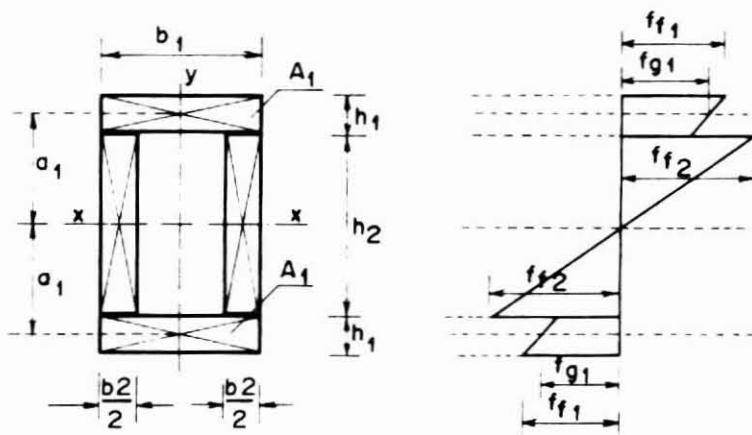
en que :

- M = momento flector.
- f_{f_1} = tensión de trabajo de flexión, en la fibra ex tr e m a del ala.
- f_{f_2} = tensión de trabajo de flexión, en la fibra ex tr e m a del alma.
- f_{g_1} = tensión de trabajo de tracción, determinada en el centro de gravedad del ala traccionada.
- I_2, I_{2d} = momentos de inercia de los componentes del al ma (brutos y debilitados, respectivamente) con respecto al eje x - x.
- I_1, I_{1d} = momentos de inercia de los componentes del ala (brutos y debilitados, respectivamente) re f e r i d o s a su eje principal paralelo al eje de flexión.
- I_{ef} = momento de inercia eficaz de la sección trans versal bruta, calculado según 3.2.3.3.
- A_1, A_{1d} = superficie de las secciones transversales (brutas y debilitadas, respectivamente) de las alas.
- γ = coeficiente de reducción en el cálculo de I_{ef} (ver 3.2.3.3.).
- a_1 = distancia entre los ejes de gravedad pr incipa les de las secciones transversales no debili tadas y el eje neutro de flexión.
- h_1 = altura del ala.

NOTA : Los momentos de inercia de los componentes de sección transversal debilitados pueden re f e r i r s e a los ejes principales de la sección transversal bruta. En vigas clavadas, el cuo ci e n te entre las propiedades estáticas de la sección bruta y la sección debilitada pueden considerarse igual a la unidad, siempre que el clavado se realice con perforación gufa.



b) TIPO 2



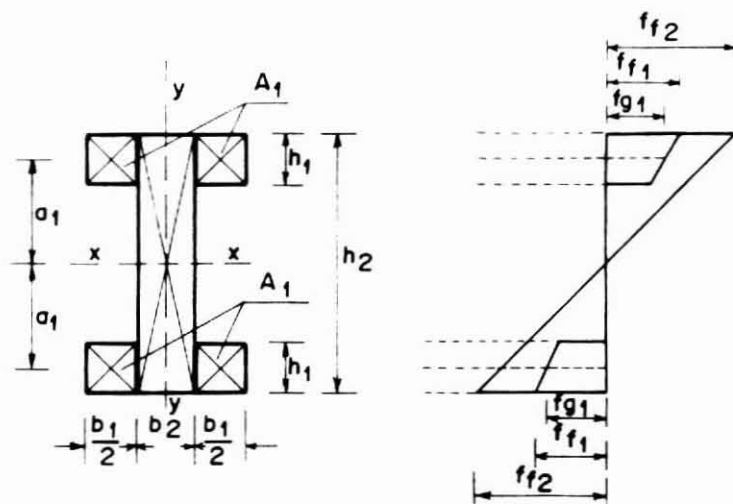
$$f_{f1} = \pm \frac{M}{I_{ef}} \left[\gamma \times a_1 \times \frac{A_1}{A_{1d}} + \frac{h_1 \times I_1}{2 \times I_{1d}} \right]$$

$$f_{f2} = \pm \frac{M}{I_{ef}} \times \frac{h_2 \times I_2}{2 \times I_{2d}}$$

$$f_{g1} = \pm \frac{M}{I_{ef}} \times \frac{\gamma \times A_1 \times a_1}{A_{1d}}$$

Los términos definidos tienen el significado que se incluye en el Tipo 1.

c) TIPO 3



$$f_{f_1} = \pm \frac{M}{I_{ef}} \left[\gamma \times a_1 \times \frac{A_1}{A_{1d}} + \frac{h_1 \times I_1}{2 \times I_{1d}} \right]$$

$$f_{f_2} = \pm \frac{M}{I_{ef}} \times \frac{h_2 \times I_2}{2 \times I_{2d}}$$

$$f_{g_1} = \pm \frac{M}{I_{ef}} \times \frac{\gamma \times A_1 \times a_1}{A_{1d}}$$

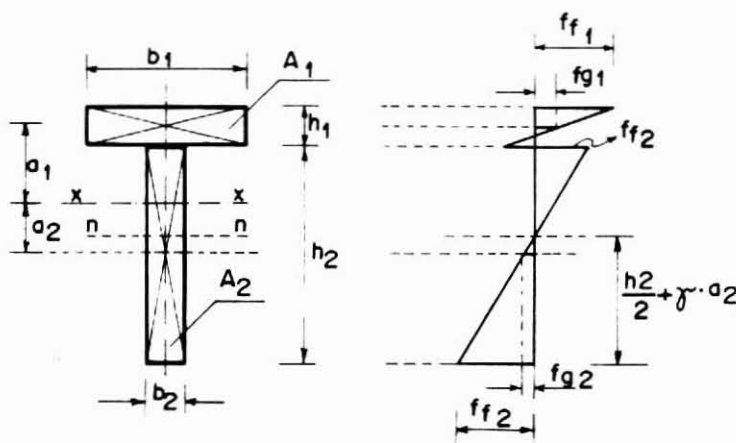
Los términos definidos tienen el significado que se incluye en el Tipo 1.

d) TIPO 4

En este tipo de sección transversal se tiene que:

$$h_1 = 0 \quad b_1 = 0 \quad I_1 = 0 \quad A_1 = 0$$

por lo que las expresiones para determinar las tensiones de trabajo son las siguientes:



Si: n - n = eje neutro de la sección transversal:

$$f_{f_1} = \pm \frac{M}{I_{ef}} \left[\frac{\gamma \times a_1 \times A_1}{A_{1d}} + \frac{h_1 \times I_1}{2 \times I_{1d}} \right]$$

$$f_{g_1} = \pm \frac{M}{I_{ef}} \times \frac{\gamma \times a_1 \times A_1}{A_{1d}}$$

$$f_{g_2} = \pm \frac{M}{I_{ef}} \times \frac{\gamma \times a_2 \times A_2}{A_{2d}}$$

$$f_{f_2} = \pm \frac{M}{I_{ef}} \left[\frac{\gamma \times a_2 \times A_2}{A_{2d}} + \frac{h_2 \times I_2}{2 \times I_{2d}} \right]$$

en donde :

f_{f_1} , M , I_{ef} , γ , a_1 , A_1 , A_{1d} , h_1 , I_1 , I_{1d} tienen el significado dado en el Tipo 1.

f_{f_2} = tensión de trabajo en flexión en la fibra extrema del elemento A_2 .

f_{g_1} = tensión de trabajo en compresión, determinada en el centro de gravedad del elemento A_1 , trabajando en compresión.

f_{g_2} = tensión de trabajo en tracción, determinada en el centro de gravedad del elemento A_2 , trabajando en tracción.

a_2 = distancia del centroide del elemento A_2 , al eje de flexión.

A_2, A_{2d} = superficie de la sección transversal (bruta y debilitada, respectivamente) del componente A_2 .

h_2 = altura del componente A_2 .

I_2, I_{2d} = momentos de inercia de la sección transversal del elemento A_2 (bruta y debilitada, respectivamente), respecto a su eje principal paralelo al eje de flexión.

3.2.3.3. Cálculo del Momento de Inercia Eficaz (I_{ef})

El momento de inercia eficaz, I_{ef} , de la sección transversal bruta para los tipos de secciones transversales incluidos en Figura N° 15 se determina mediante la expresión:

$$I_{ef} = \sum_{i=1}^n (I_i) + \gamma \sum_{i=1}^n (A_i \times a_i^2)$$

Con : $\gamma = \frac{1}{1 + k}$

en que : $k = \frac{\pi^2 \times E_f \times A_1 \times s'}{L^2 \times C}$ (Para Tipos 1, 2 y 3 de Figura N° 15)

y : $k = \frac{\pi^2 \times E_f \times A_1 \times A_2 \times s'}{L^2 (A_1 + A_2) C}$ (Para Tipo 4 de Figura N° 15)

en donde :

I_i = momento de inercia de los componentes individuales de la sección transversal, respecto a su eje principal, paralelo a eje de flexión.

A_i = sección transversal de los componentes individuales de la sección transversal compuesta.

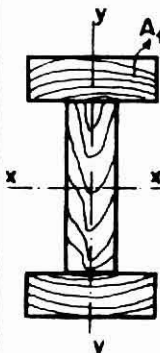
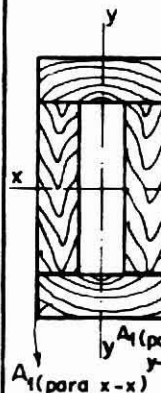
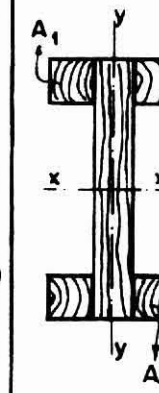
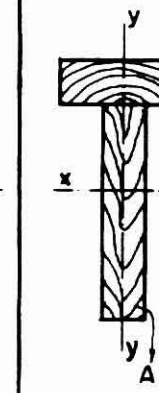
E_f = módulo de elasticidad admisible de los componentes individuales de la sección transversal compuesta, según 2.4.4.

s' = espaciamiento medio de los elementos de unión, suponiendo una disposición en una misma hilera, según Figura N° 76.

L = distancia entre apoyos (luz).

C = módulo de corrimiento de los elementos de unión, determinado según la Tabla N° 41.

TABLA N° 41. VALORES DE DISEÑO PARA EL MODULO DE CORRIMIENTO, C, EN N/mm.

EJE REGULADOR DE LA FLEXION O EL PANDEO RESPECTIVAMENTE	ELEMENTO DE UNION		SECCION TRANSVERSAL			
			Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
						
x - x	Clavos a Cizalle	Simple	600	600	900	600
		Doble	700 por plano de contacto	700 por plano de contacto	900 por plano de contacto	-
y - y		Simple	-	900	600	-
		Doble	-	900 por plano de contacto	700 por plano de contacto	-
x - x e y - y	Conectores, pernos embutidos y barras de acero.		0,7 P _{dis}			-

NOTA : P_{dis} = Capacidad de carga de diseño determinada para una sección transversal sometida a cizalle.

En el cálculo de k no se deben considerar reducciones por concepto de humedad sobre el módulo de elasticidad (E_f) y el módulo de corrimiento (C).

En vigas continuas y cuando se desee prescindir de un cálculo exacto, el valor de k, que se obtiene con la ex

presión entregada en el párrafo 3.2.3.3., se puede de terminar considerando una luz efectiva equivalente a $\frac{4}{5}$ de la luz real.

En la verificación de tensiones sobre apoyos intermedios de vigas continuas se debe considerar la menor de las luces concurrentes.

En vigas en voladizo se debe calcular con una luz $L = 2a$, siendo "a" la longitud del voladizo.

3.2.3.4. Verificación de Tensiones

En las vigas compuestas analizadas se debe verificar:

$$a) \quad \frac{f_{f_1}}{F_{f,dis}} \leq 1 \quad ; \quad \frac{f_{f_2}}{F_{f,dis}} \leq 1$$

en donde :

f_{f_1} y f_{f_2} = tensiones de trabajo (de borde) en flexión.

$F_{f,dis}$ = tensión de diseño en flexión, calculada según 3.2.2.2.b).

$$b) \quad \frac{f_{g_1}}{F_{tp,dis}} \leq 1 \quad ; \quad \frac{f_{g_2}}{F_{tp,dis}} \leq 1 \quad \text{y/o}$$

$$c) \quad \frac{f_{g_1}}{F_{cp,dis}} \leq 1 \quad ; \quad \frac{f_{g_2}}{F_{cp,dis}} \leq 1$$

en donde :

f_{g_1} y f_{g_2} = tensiones de trabajo centroidales de los elementos A_1 y A_2 , respectivamente.

$F_{tp,dis}$ = tensión de diseño en tracción, calculada según 3.6.1.b).

$F_{cp,dis}$ = tensión de diseño en compresión, calculada según 3.3.2.1.b).

$$d) \frac{f_{cz,m\acute{a}x}}{F_{cz,dis}} \leq 1$$

en donde :

$f_{cz,m\acute{a}x}$ = tensión de trabajo en cizalle, en el plano de la fibra neutra del alma calculada según 3.2.3.5.

$F_{cz,dis}$ = tensión de diseño en cizalle, calculada según 3.2.2.3.b).

3.2.3.5. La Tensión de Trabajo de Cizalle en el plano de la fibra neutra del alma, $f_{cz,m\acute{a}x}$, se obtiene con las siguientes expresiones:

a) Para secciones transversales del Tipo 1, 2 y 3 de la Figura N° 15, con eje de flexión x - x, y

b) Para las secciones transversales Tipo 2 y 3 de Figura N° 15 con eje de flexión y - y, se debe usar:

$$f_{cz,m\acute{a}x} = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{b_2 \times I_{ef}} (\gamma S_1 + S_2)$$

c) Para las secciones transversales compuestas por dos elementos (Tipo 4 de Figura N° 15), con eje de flexión x - x, usar:

$$f_{cz,m\acute{a}x} = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{b_2 \times I_{ef}} \times S_2$$

en que : $b_2 < b_1$

En estas expresiones se tiene que:

$$i) S_1 = A_1 \times a_1$$

$$ii) S_2 = \frac{b_2 \times h_2^3}{8}$$

y es el momento estático de la mitad superior o inferior del alma, referido al eje x-x que pasa por el centro de gravedad de la sección transversal componente.

$$iii) S_2 = \frac{b_2}{2} \left(\frac{h_2}{2} + \gamma \times a_2 \right)^2$$

y es el momento estático del sector inferior al eje neutro de la componente de la sección transversal de superficie A_2 (ver 3.2.3.2 d) referido al eje neutro.

3.2.3.6. La unión de las piezas que conforman una viga compuesta se debe diseñar considerando el flujo de cizalle máximo, $t_{cz,ef,m\acute{a}x}$, que se genera sobre una junta de contacto entre los componentes de la sección transversal. Este se calcula con el momento de inercia eficaz (I_{ef}) y la fuerza de corte máximo ($Q_{m\acute{a}x}$) usando la expresión:

$$t_{cz,ef,m\acute{a}x} = \frac{Q_{m\acute{a}x} \times \gamma \times S_1}{I_{ef}}$$

en que :

$S_1 = A_1 \times a_1$ = momento estático de cada ala, referido al eje que pasa por el centro de gravedad de la sección transversal compuesta.

El espaciamiento requerido, e_{req} , entre los elementos de unión queda dado por:

$$e_{req.} = \frac{n \times P_{dis}}{t_{cz,ef,m\acute{a}x}}$$

en que :

n = número de hileras en que se disponen los elementos de unión.

P_{dis} = capacidad admisible de carga de cada elemento de unión, determinado según capítulo 6.

Los elementos de unión se deben distribuir en forma uniforme en toda la longitud de la viga, independientemente del desarrollo del esfuerzo de corte a lo largo de ella.

3.2.3.7. En la Verificación de la Deformación Máxima, de acuerdo a lo señalado en 3.2.2.5. se debe considerar el momento de inercia eficaz (I_{ef}). Además, se debe considerar el mayor módulo de corrimiento C que resulte entre:

- i) 1,25 veces los valores de la Tabla N° 41; y
- ii) los valores de la Tabla N° 94.

En vigas compuestas con las secciones transversales señaladas en Figura N° 15, se debe evaluar la componente de flecha por corte, considerando sólo el aporte resistente del alma.

En vigas simplemente apoyadas, la componente de la flecha máxima por corte ($\delta_{Q,m\acute{a}x}$) se puede estimar, en forma aproximada, con la expresión:

$$\delta_{Q,m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{G \times A_2}$$

en que :

$M_{m\acute{a}x}$ = momento flector máximo.

G = módulo de corte.

A_2 = sección transversal del alma.

3.2.3.8. La estabilidad lateral de una viga compuesta se debe controlar considerando el ala comprimida como una columna que tiende a pandearse entre los puntos de apoyo.

Cuando se desee prescindir de una verificación exacta se deben materializar las condiciones de apoyo lateral establecidas en Tabla N° 42, en función de la razón máxima de los momentos de inercia (I_x/I_y^*) de la sección transversal total, supuesta homogénea.

TABLA N° 42. VOLCAMIENTO. RAZONES MAXIMAS I_x/I_y^* DE UNA VIGA COMPUESTA.

SI RAZON MAXIMA I_x/I_y^* ES	GRADO DE SUJECION LATERAL
Hasta 5	1) Sin apoyos laterales.
5 a 10	2) Ala inferior fijada lateralmente en los apo <u>y</u> os.
10 a 20	3) Apoyos fijados lateralmente a través de to <u>da</u> la sección transversal en planos norma <u>l</u> es al eje de la viga.
20 a 30	4) Se fija un canto (superior o inferior), ade <u>m</u> ás de las sujeciones señaladas en 3).
30 a 40	5) Sujeción señalada en 4) más arriostramiento en diagonal, colocado en planos verticales (normales al eje de la viga) ubicados a dis <u>t</u> ancias no mayores que 2,4 m.
Más de 40	6) El movimiento lateral del canto superior de la viga impedido por un diafragma rígido ubicado a todo el largo de la viga.

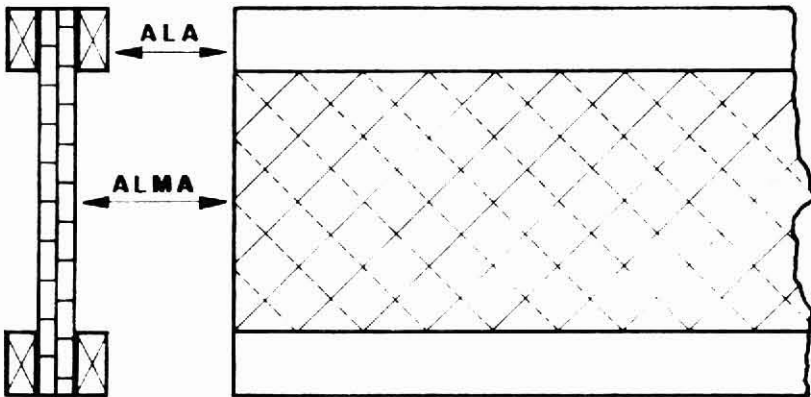
* I_x e I_y son los momentos de inercia correspondientes a la sección transversal supuesta homogénea y referidos a los ejes principales de inercia máximo y mínimo.

3.2.4. Flexión en Vigas de Alma Llena Entablada

3.2.4.1. Tipos de Vigas de Alma Llena Entablada

Las vigas de alma llena entabladas tienen el alma constituida por dos entablados diagonales, contrapuestos, clavados a las alas y entre sí (Tipos A y B de Figura Nº 16).

TIPO A



TIPO B

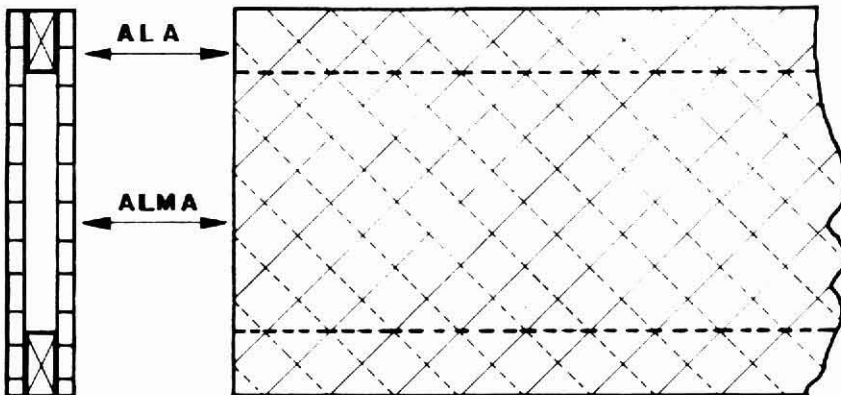


FIGURA Nº 16. Tipos de vigas de alma llena entablada.

En este tipo de vigas no se considera el aporte del al
ma en la determinación del momento de Inercia Eficaz
(I_{ef}), el cual se puede calcular, en forma aproximada,
con la expresión:

$$I_{ef} = 2 \gamma \times A_1 \times a_1^2$$

3.2.4.2. Verificación de Tensiones

En las vigas de alma llena entablada se debe verifi
car:

$$\frac{f_{f,b}}{F_{f,dis}} \leq 1 ; \frac{f_{cp,g_1}}{F_{cp,\lambda,dis}} \leq 1 ; \frac{f_{tp,g_1}}{F_{tp,dis}} \leq 1$$

$f_{f,b}$ = tensión de trabajo en flexión en el borde exteri
rior de las alas, evaluada según 3.2.3.2.a).

$F_{f,dis}$ = tensión de diseño en flexión, calculada seg
ún 3.2.2.2.b).

f_{cp,g_1} = tensión de trabajo en compresión, determinada
en el centro de gravedad de las alas comprim
idas y evaluada según 3.2.3.2.a).

f_{tp,g_1} = tensión de trabajo en tracción, determinada
en el centro de gravedad de las alas traccion
adas, evaluada según 3.2.3.2.a) TIPO 1.

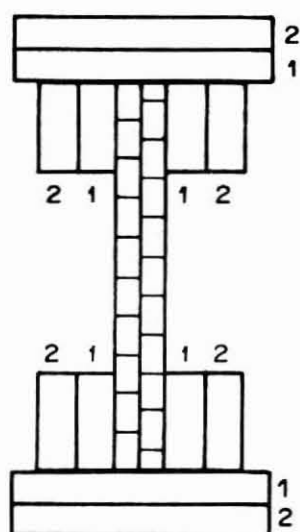
$F_{cp,\lambda,dis}$ = tensión de diseño en compresión paralela,
calculada según 3.3.2.1.b).

$F_{tp,dis}$ = tensión de diseño en tracción paralela, calcul
ada según 3.6.1.b).

La verificación tensional anteriormente señalada se de
be efectuar considerando la flexibilidad de los elemento
s de unión.

Cuando cada cordón esté constituido por dos o más piez

zas individuales y no se desee desarrollar una verificación exacta, se debe tomar en los cálculos las áreas de las piezas individuales multiplicadas por los factores ξ definidos en la Figura N° 17. Desde el punto de vista de la verificación, en el cálculo no se deben tomar, como efectivas, más de dos piezas individuales dispuestas consecutivamente, tanto en posición vertical como horizontal.



Para pieza 1 : $\xi = 1,0$

Para pieza 2 : $\xi = 0,8$

FIGURA N° 17. Sección transversal compuesta de una viga clavada de alma llena.

Las tablas del alma deben verificarse para la fuerza axial que sobre ellas induce el flujo de cizalle longitudinal. Debe verificarse, además, la seguridad al pandeo de las tablas del alma solicitadas por compresión, salvo que se encuentren suficientemente conectadas con las tablas traccionadas.

En vigas donde, además de las fuerzas axiales inducidas por flexión, existen otras fuerzas axiales (por ejemplo: en marcos), no se debe considerar la colaboración del entablado del alma para resistir dichas fuerzas axiales adicionales.

La estabilidad lateral de una viga de alma llena entablada, se debe determinar de acuerdo con la Tabla N° 42.

3.2.5. Flexión en Vigas Enrejadas

3.2.5.1. Tipos de Vigas Enrejadas

Las vigas enrejadas de cordones paralelos que se esquematizan en la Figura N° 18, deben tener elementos de unión flexibles en la unión de las barras.

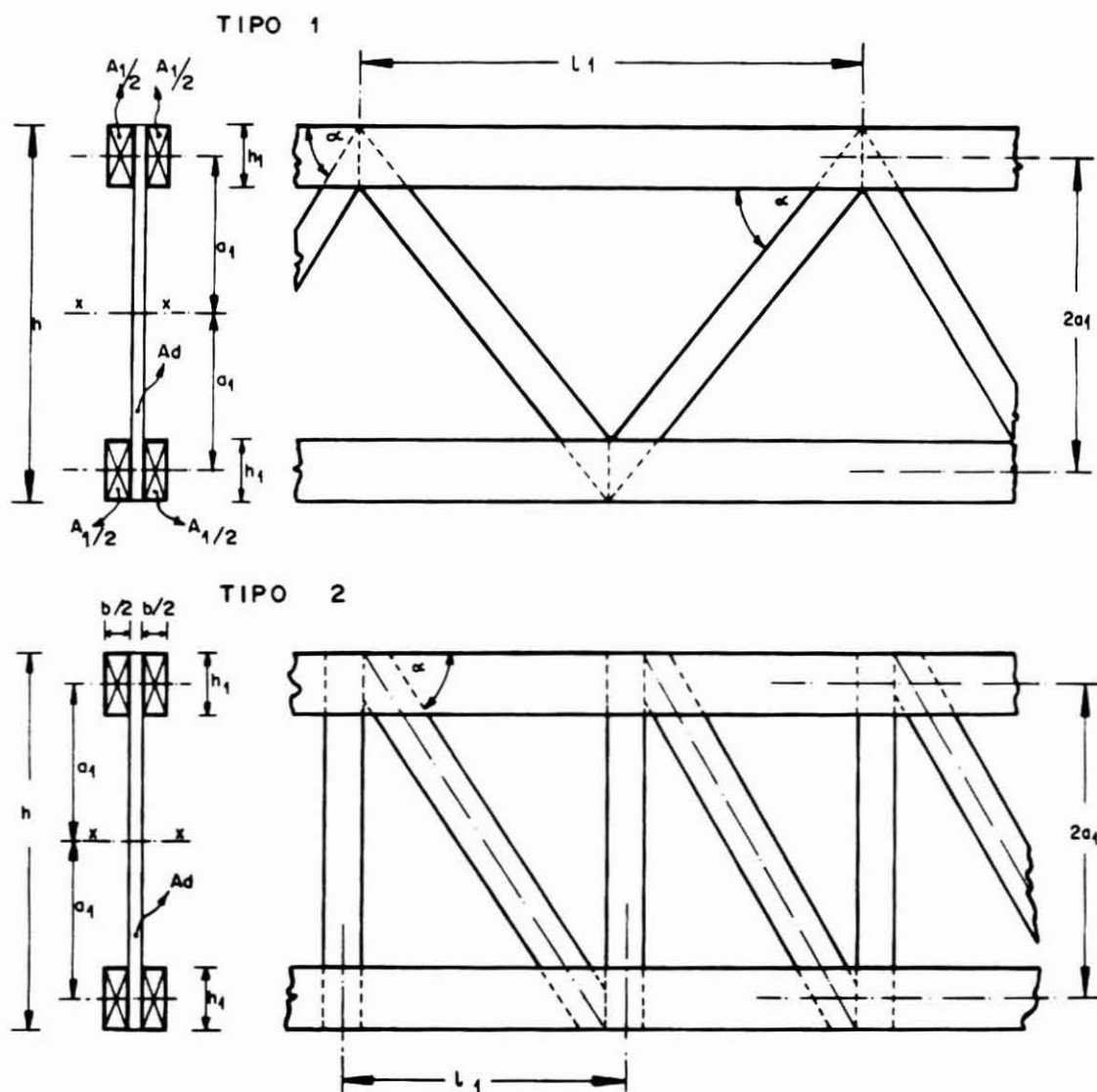


FIGURA N° 18. Vigas enrejadas con cordones paralelos.

En este tipo de vigas el Momento de Inercia Eficaz (I_{ef}) adopta la expresión:

$$I_{ef} = 2 b \times h_1 \times a_1^2 \left(\frac{h_1}{12 a_1^2} + \gamma \right)$$

en que :

$$\gamma = \frac{1}{1 + k}$$

$$y \quad : \quad k = \frac{\pi^2 \times E_f \times A_1 \times \ell_1}{L^2 \times C_{eq.}}$$

en donde:

ℓ_1 = distancia entre unión barra-cordón paralelo.

$C_{eq.}$ = módulo de corrimiento equivalente obtenido con las expresiones siguientes:

i) Para el TIPO 1 (Figura N° 18)

$$\frac{1}{C_{eq}} = \frac{1}{2 \cos^2 \alpha} \left(\frac{a_1}{E_f \times A_d \times \sin \alpha} + \frac{1}{n_d \times C} \right)$$

ii) Para el TIPO 2 (Figura N° 18)

$$\frac{1}{C_{eq}} = \frac{1}{\cos^2 \alpha} \left[\frac{a_1}{E_f \times A_d \times \sin \alpha} + \frac{a_1 \times \sin^2 \alpha}{E_f \times A_m} + \frac{1}{C} \left(\frac{1}{n_d} + \frac{\sin^2 \alpha}{n_m} \right) \right]$$

en que :

n_d, n_m = cantidad de elementos de unión requeridos para el traspaso de las fuerzas que solicitan las diagonales y montantes, respectivamente;

A_d, A_m = sección transversal de diagonales y montantes, respectivamente;

C = módulo de corrimiento del elemento

de unión utilizado para fijar diagonales y montantes, según Tabla N° 41.

E_f = módulo de elasticidad admisible de los elementos que componen la viga enrejada, evaluado según 2.4.4.

Cuando montantes y/o diagonales se conforman con dos o más piezas individuales, las áreas de la sección transversal (A_d y A_m) y la cantidad de elementos de unión (n_d y n_m) que se deben considerar en las expresiones anteriores, son las totales.

3.2.5.2. Verificación de Tensiones

Si la altura (h_1) de los cordones (ver Figuras N° 18 y N° 19) excede $1/7$ de la altura (h) de la viga se debe proceder con la verificación de las tensiones de flexión en los cordones.

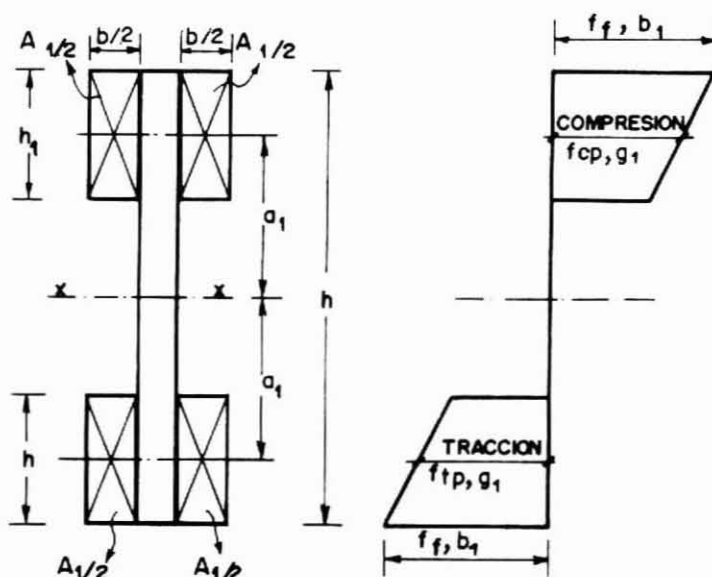


FIGURA N° 19. Diagrama de tensiones en vigas enrejadas.

La verificación contempla las siguientes tensiones :

$$\frac{f_{f,b_1}}{F_{f,dis}} \leq 1 ; \quad \frac{f_{cp,g_1}}{F_{cp,dis}} \leq 1 ; \quad \frac{f_{tp,g_1}}{F_{tp,dis}} \leq 1$$

en que :

f_{f,b_1} = tensión de trabajo de flexión en la fibra de borde de los cordones, calculada según 3.2.3.2.c) TIPO 3.

f_{cp,g_1} = tensión de trabajo axial en el centro de gravedad del cordón comprimido, evaluado según 3.2.3.2.c).

f_{tp,g_1} = tensión de trabajo axial en el centro de gravedad del cordón traccionado, evaluado según 3.2.3.2.c).

$F_{f,dis}$ = tensión de diseño en flexión calculada según 3.2.2.2.b).

$F_{cp,dis}$ = tensión de diseño en compresión paralela, considerando como longitud de pandeo la distancia entre puntos de fijación lateral del cordón comprimido, calculada según 3.3.2.1.b).

$F_{tp,dis}$ = tensión de diseño en tracción paralela, calculada según 3.6.1.b).

3.2.6. Arriostramientos Laterales

Los elementos constructivos dispuestos para servir de apoyo contra desplazamientos laterales, tanto de vigas como de cordones comprimidos de vigas enrejadas, se deben diseñar de acuerdo con las siguientes recomendaciones que corresponden a soluciones aproximadas de situaciones generales quedando abierta la posibilidad de desarrollar una solución exacta para cada caso particular.

3.2.6.1. Vigas de Sección Transversal Rectangular

Cuando la relación altura/espesor no excede el valor 10, puede considerarse el efecto equivalente a una carga, " q_s ", uniformemente distribuida, actuando en ambos sentidos según la dirección normal al plano de la estructura arriostrada, de magnitud:

$$q_s = \frac{m \times M_{\text{máx}}}{350 \times \ell \times b}$$

Con :

m = número de vigas que se deben arriostrar.

$M_{\text{máx}}$ = momento flector máximo de una viga individual in
ducido por las cargas verticales.

ℓ = distancia entre apoyos de la construcción arriostr
ante.

b = ancho de la viga.

El arriostramiento debe apoyar lateralmente el borde flexo-comprimido de la viga. No es recomendable utilizar relaciones altura/espesor mayores que 10.

3.2.6.2. Cordón Comprimido de Vigas Enrejadas

En este tipo de elementos se puede considerar el efecto equivalente a una carga " q_s " uniformemente distribu
ida actuando en ambos sentidos según la dirección normal al plano de la estructura arriostrada, de magnitud:

$$q_s = \frac{m \times N_c}{30 \times \ell}$$

en que :

m = número de cordones que se deben arriostrar.

N_c = compresión media en el cordón, para el estado de cargas más desfavorable, y

ℓ = distancia entre apoyos de la construcción arriostr
ante.

3.2.6.3. Efecto Simultáneo de Inestabilidad Lateral y Solicitud de Viento

Las construcciones arriostrantes solicitadas por cargas de viento que sirvan, simultáneamente, como elementos estabilizadores de cordones comprimidos de enrejados o vigas con luces no superiores a 30 m, pueden ser consider

deradas para la neutralización de una carga lateral que a lo más ascienda a la mitad del valor de la solicita
ción inducida por el viento. Ante cargas laterales que superen este límite, el excedente debe ser neutraliza
do por arriostramientos especiales o bien, las contra
ventaciones se deben diseñar considerando esta carga adicional.

Cuando la luz exceda 40 metros, se deben considerar las cargas de viento y laterales completas. Para luces com
prendidas entre 30 y 40 metros se podrá interpolar li
nealmente entre las cargas resultantes de aplicar am
bos criterios.

Para efectos del dimensionamiento de las líneas de apun
talamientos que fijan las vigas o cordones comprimidos al sistema arriostrante, se deben considerar, adicional
mente, lo establecido en 3.3.6. de modo que la situa
ción más exigente controle el diseño.

3.2.6.4. Control de Deformaciones y de Distribución de Arriostramiento

Bajo la acción de la carga de diseño la deformación ho
rizontal de una construcción arriostrante no debe so
brepasar $1/1000$ de la luz. Se podrá prescindir de esta verificación de deflexión cuando la relación altura/luz de la construcción arriostrante sea mayor que $1/12$.

En consideración tanto a las deformaciones de los ele
mentos constructivos dispuestos entre las construccio
nes arriostrantes, como a la flexibilidad de los ele
mentos de unión en estos sectores, para menos de dos construcciones arriostrantes y cuando no se desee rea
lizar una verificación exacta, la distancia libre entre arriostramientos vecinos no debe exceder de 25 metros.

3.3. Elementos en Compresión Paralela a las Fibras

3.3.1. Generalidades

Las especificaciones que siguen son aplicables sobre piezas estructurales solicitadas en forma centrada (con respec

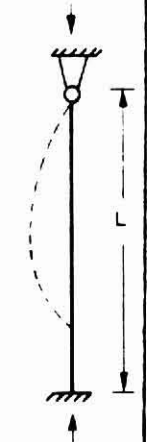
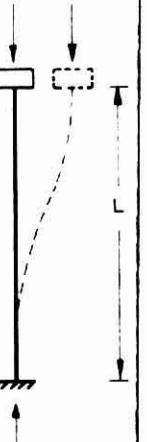
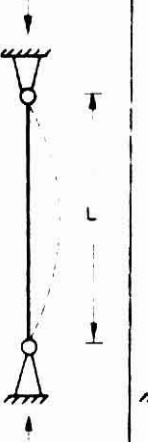
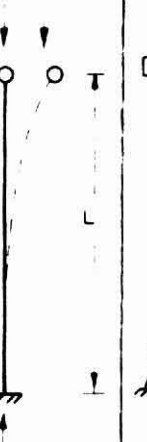
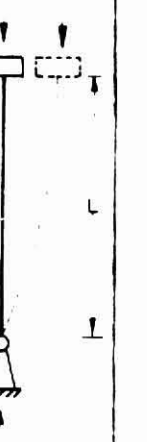
to a su eje longitudinal) por fuerzas de compresión orientadas según la dirección de la fibra.

a) Longitud Efectiva de Pandeo, ℓ_p

La longitud efectiva de pandeo, ℓ_p , debe considerarse como la distancia entre dos puntos de inflexión adyacentes, entre los cuales el elemento comprimido se deforma adoptando una curvatura simple.

Para piezas comprimidas rectas, sujetas en sus extremos por medio de elementos de unión mecánicos (clavos, conectores, pernos, etc.) los valores de " ℓ_p " pueden adoptarse de la Tabla Nº 43, en la cual la longitud real de la pieza se ha designado como L, o bien de las recomendaciones establecidas en Anexo A.

TABLA Nº 43. LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO, ℓ_p , DE PIEZAS COMPRI
MIDAS.

CONFIGURACION DE PANDEO						
VALORES PARA ℓ_p/L	0,70	0,85	1,50	1,0	2,50	2,50
CONDICIONES DE APOYO	 : Impedimento de giros y desplazamientos.  : Libertad de giro, impedimento de desplazamiento.  : Impedimento de giro, libertad de desplazamiento.  : Libertad de giros y desplazamientos.					

b) Esbeltez, λ

Se define como la razón entre la longitud efectiva de pandeo (l_p) y el radio de giro (i) que condiciona el pandeo, es decir:

$$\lambda = \frac{l_p}{i}$$

La esbeltez debe cumplir las siguientes restricciones:

- i) $\lambda \leq 170$ Para piezas principales.
- ii) $\lambda \leq 200$ Para elementos constituyentes de sistemas de arriostramientos que quedan comprimidos sólo bajo los efectos de viento y sismo.

3.3.2. Compresión Paralela en Piezas Simples

3.3.2.1. Verificación de Tensiones

Para una columna simple solicitada en compresión paralela a la fibra debe verificarse que:

$$\frac{f_{cp}}{F_{cp,\lambda,dis}} \leq 1$$

Con :

f_{cp} = tensión de trabajo de compresión paralela, determinada según 3.3.2.1.a).

$F_{cp,\lambda,dis}$ = tensión de diseño en compresión paralela, determinada según 3.3.2.1.b).

- a) La tensión de trabajo en compresión paralela (f_{cp}) se determina con la expresión:

$$f_{cp} = \frac{N}{A}$$

en que : N = carga axial aplicada.

A = área de la sección transversal.

b) La tensión de diseño en compresión paralela ($F_{cp,\lambda,dis}$) se calcula con la expresión:

$$F_{cp,\lambda,dis} = F_{cp} \times K_H \times K_D \times K_T \times K_C \times K_Q \times K_\lambda$$

Con : F_{cp} = tensión admisible de compresión paralela determinada según 2.4.4.

K_H, K_D, K_T, K_C, K_Q = factores de modificación de aplicación general (ver párrafo 2.4.5.1).

K_λ = factor de modificación por esbeltez de terminado según 3.3.2.2.

3.3.2.2. Factor de Modificación por Esbeltez, K_λ

Para elementos estructurales solicitados en compresión paralela, tales que:

i) $\lambda < 5$: se acepta un factor de modificación por esbeltez igual a la unidad ($K_\lambda = 1,0$).

ii) $\lambda \geq 5$: se presentan problemas de inestabilidad lateral (pandeo) por lo que se debe calcular el factor de modificación por esbeltez utilizando la expresión:

$$K_\lambda = \left[A - \sqrt{A^2 - B} \right]$$

$$\text{Con : } A = \frac{B \times c (1 + \lambda/200) + 1}{2c}$$

$$B = \frac{4 \times E_{f,dis}}{c \times \lambda^2 \times F'_{cp,dis}}$$

Con : c = coeficiente de proporcionalidad y cuyos valores se obtienen de la Tabla N° 44.

$E_{f,dis}$ = módulo de elasticidad de diseño, calculado según 2.4.6.

$F'_{cp,dis}$ = tensión de diseño en compresión paralela y que no incluye el factor de modifica

ción K_{λ} ni el factor de modificación por traba
 bajo conjunto K_c (ver párrafo 3.3.2.1.b).

TABLA Nº 44. VALORES DEL COEFICIENTE DE PROPORCIONALIDAD, c .

CLASIFICACION VISUAL		COEFICIENTE DE PROPORCIONALIDAD
GRADO ESTRUCTURAL	RAZON DE RESISTENCIA	
Nº 1	0,75	0,85
Nº 2	0,60	0,85
Nº 3	0,48	0,80
Nº 4	0,36	0,80

NOTA: Para Pino radiata, $c = 0.80$.

3.3.3. Compresión Paralela en Piezas de Sección Transversal Compuestas

3.3.3.1. Tipos de Secciones Transversales Compuestas

La norma chilena NCh 1198 incluye los siguientes tipos:

- Piezas compuestas no espaciadas, en las que se con
sideran los tipos de secciones transversales inclui
dos en la Figura Nº 15.
- Piezas compuestas espaciadas con las formas cons
tructivas esquematizadas en las Figuras Nº 20 y
Nº 21.

3.3.3.2. Piezas Compuestas no Espaciadas

- En piezas no espaciadas con secciones transversa
les según Figura Nº 15, la verificación del pand
eo con respecto al eje $x-x$ se debe realizar con
siderando el momento de inercia eficaz calculado
según 3.2.3.3.

En piezas no espaciadas con secciones transversa
les según Tipos 1 y 4, de la Figura Nº 15, la ve
rificación del pandeo según el eje $y-y$, se debe
realizar considerando un momento de inercia igual

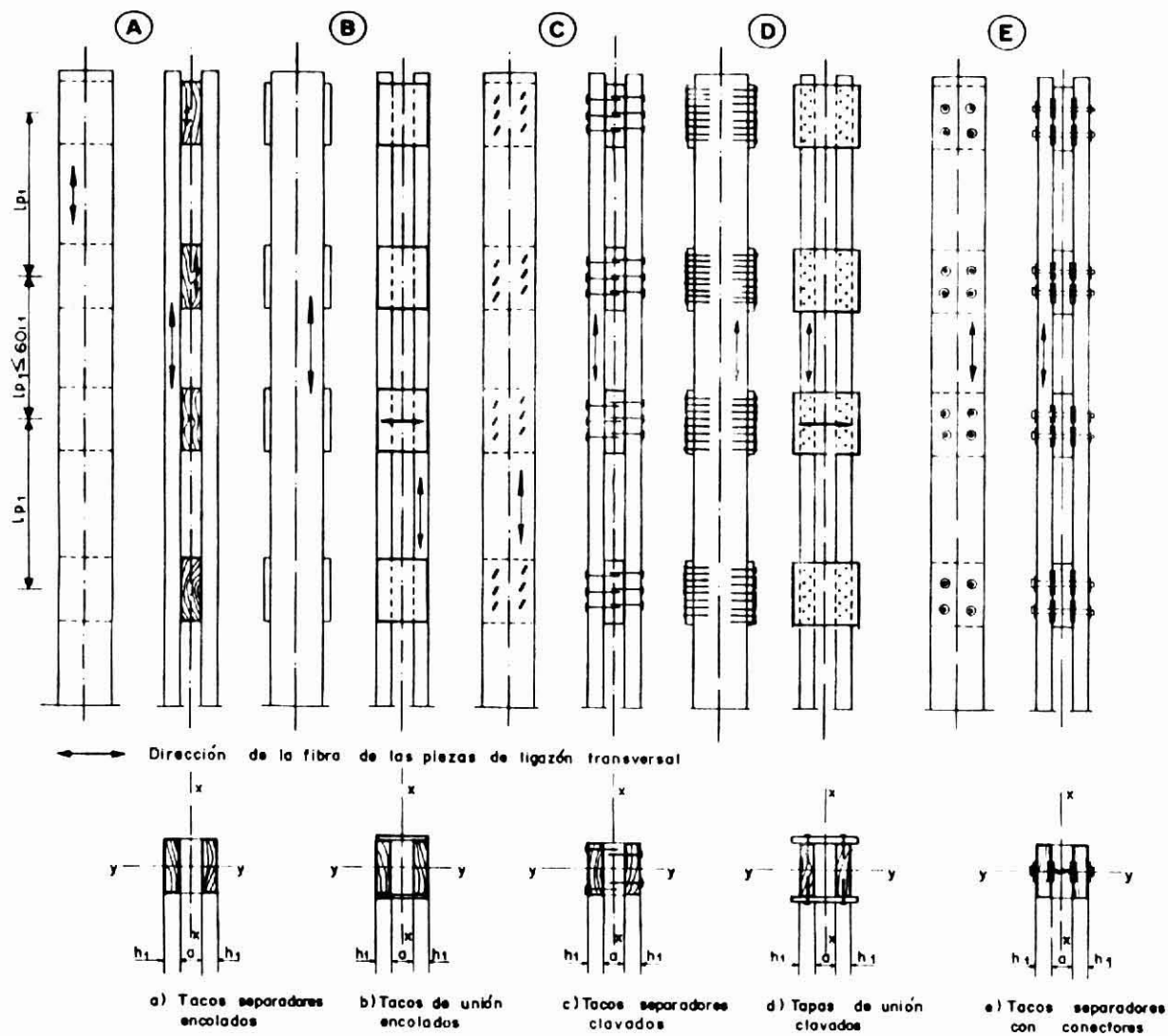


FIGURA Nº 20. Columnas compuestas espaciadas y tacos separadores.

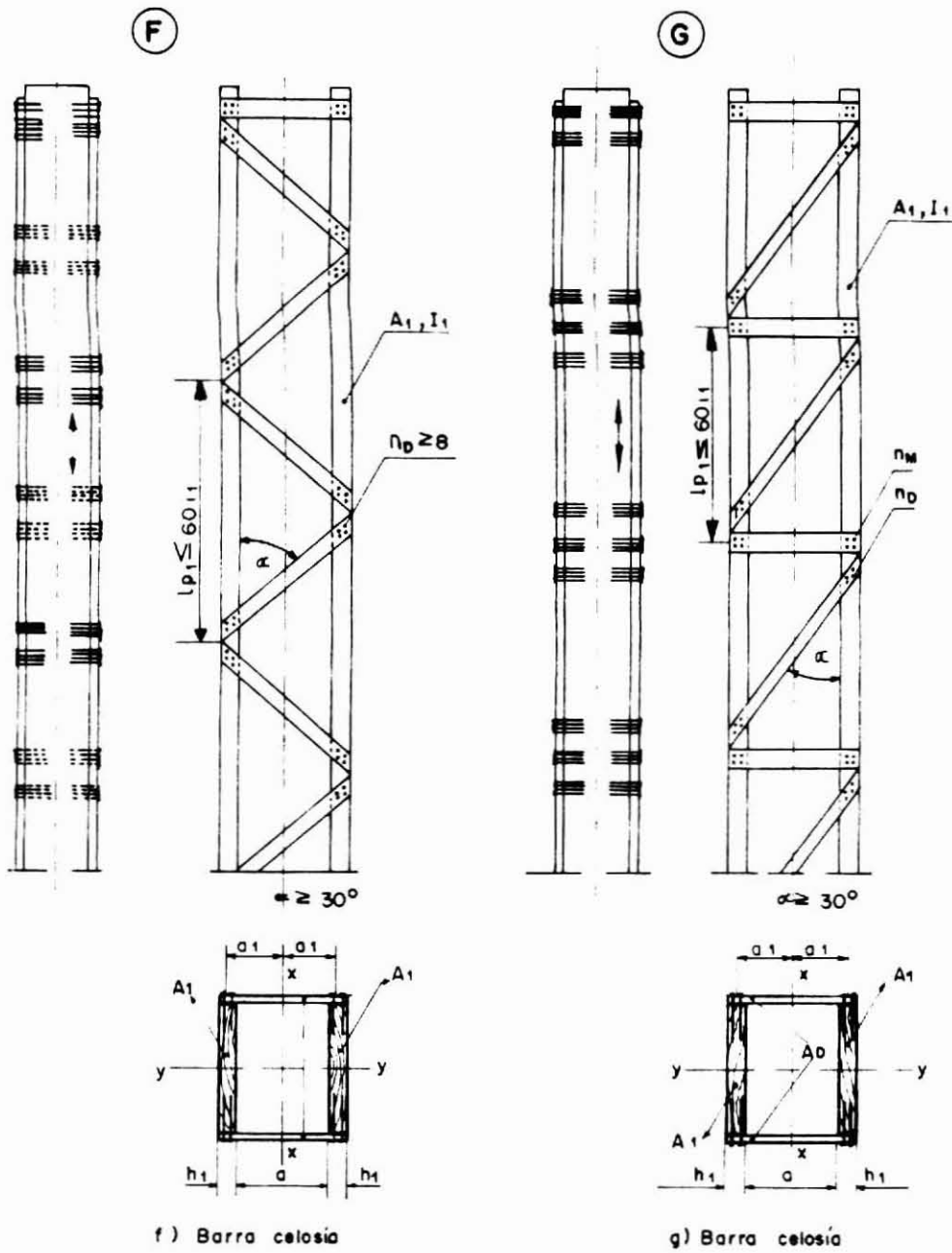


FIGURA N° 21. Columnas compuestas espaciadas, reticuladas.

a la sumatoria de los momentos de inercia de las piezas que conforman la sección de la columna.

Para los tipos de sección transversal 2 y 3 de la Figura N° 15, la verificación del pandeo según el eje y-y, se debe realizar considerando el momento de inercia eficaz, calculado según 3.2.3.3.

- ii) Cuando las secciones transversales compuestas de la Figura N° 15 se materializan con uniones en forma continua (con adhesivo), el momento de inercia eficaz es igual al momento de inercia homogéneo ($I_{ef} = I_{homogéneo}$).
- iii) Si en la conexión de las piezas individuales se utilizan elementos de unión flexibles, el momento de inercia eficaz (I_{ef}) se debe calcular en forma análoga a lo establecido para vigas de sección transversal compuesta (ver 3.2.3.3). En las expresiones establecidas para k , en lugar de la luz (L) se debe incorporar la longitud de pandeo (ℓ_p) correspondiente, determinándose los valores del módulo de corrimiento (C) de los elementos de unión, con la Tabla N° 41.
- iv) Con el valor de I_{ef} , se calcula la esbeltez eficaz (λ_{ef}) y el correspondiente factor de modificación por pandeo (K_λ).
- v) Los elementos de unión se deben diseñar suponiendo un esfuerzo de corte que se supone de magnitud constante en toda la longitud de la columna y cuya expresión es:

$$Q_i = \frac{N}{60 \times K_{\lambda,ef}}$$

en que :

N = esfuerzo de compresión que solicita la pieza compuesta.

$K_{\lambda,ef}$ = factor de modificación por pandeo evaluado con la esbeltez eficaz, λ_{ef} .



Para $\lambda_{ef} \leq 60$, el valor de Q_i se puede reducir en la razón $\lambda_{ef}/60$ con una reducción máxima del 50%.

- vi) El cálculo del flujo de cizalle eficaz máximo ($t_{cz,ef,m\acute{a}x}$) se desarrolla de acuerdo con la expresión indicada en 3.2.3.6.
- vii) La determinación del espaciamiento requerido (e_{req}) entre los elementos de unión, se efectúa de acuerdo con 3.2.3.6.

3.3.3.3. Piezas Compuestas Espaciadas

- i) Las especificaciones que siguen son aplicables sobre las columnas conformadas por piezas espaciadas y tacos separadores (Tipos A, C y E de la Figura N° 20) que se construyen con razones de espaciamiento: $a/h_1 \leq 3$, o con tapas de unión (Tipos B y D de la Figura N° 20) para razones de espaciamiento: $3 < a/h_1 < 6$.

Sobre la correspondiente unión transversal de estas columnas (tacos separadores o tapas de unión) actúa una fuerza de cizalle T, cuya magnitud puede determinarse, aproximadamente, como:

$$a) \quad T = \frac{Q_i \times \ell p_1}{2a_1} \quad \text{Para columnas constituidas por dos piezas individuales (m=2). Ver Figura N° 22 A.}$$

$$b) \quad T = \frac{0,5 \times Q_i \times \ell p_1}{2a_1} \quad \text{Para columnas constituidas por tres piezas individuales (m=3). Ver Figura N° 22 B.}$$

$$c) \quad \left. \begin{array}{l} T' = \frac{0,4 \times Q_i \times \ell p_1}{2a_1} \\ T'' = \frac{0,3 \times Q_i \times \ell p_1}{2a_1} \end{array} \right\} \quad \text{Para columnas constituidas por cuatro piezas individua} \\ \text{les (m=4). Ver Figura N° 22C.}$$

- ii) En la verificación del pandeo con respecto al eje Y-Y (ver Figuras N° 20 y N° 21), la sección transversal compuesta se debe considerar como una pie

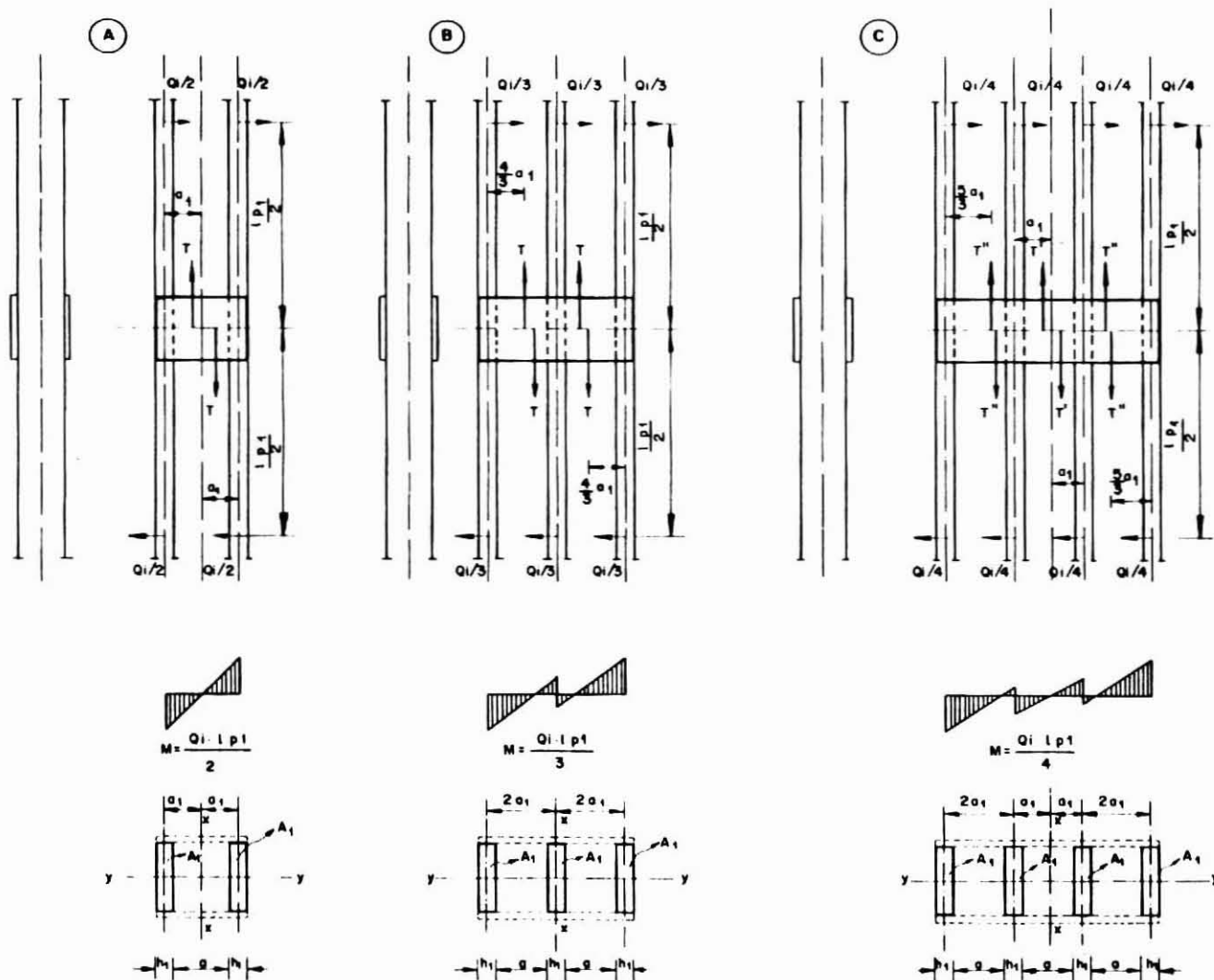


FIGURA Nº 22. Esfuerzo de cizalle, T , sobre tacos de columnas compuestas espaciadas.

za simple cuyo momento de inercia I_y corresponde a la suma de los momentos de inercia de las piezas individuales.

- iii) En los elementos Tipos A, B, C, D y E de la Figura N° 20, el pandeo con respecto al eje principal X-X se verifica considerando la esbeltez eficaz, $\lambda_{ef,x}$, calculada con la expresión:

$$\lambda_{ef,x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{m}{2} \times \Psi \times \lambda_1^2}$$

en que :

$$\lambda_x = \frac{\ell_{p,x}}{i_x} = \text{esbeltez de la sección transversal total, respecto al eje X-X.}$$

i_x = radio de giro calculado al considerar el momento de inercia de la pieza, referido al eje X-X.

m = número de piezas individuales que conforman la sección transversal de la columna compuesta.

Ψ = factor de flexibilidad que depende de la materialización de la unión transversal entre piezas individuales, según lo establece la Tabla N° 45.

$\lambda_1 = \ell_{p_1}/i_1$ = esbeltez de la pieza individual, medida entre uniones transversales y evaluada respecto a su eje principal menor.

ℓ_{p_1} = longitud de pandeo de la pieza individual definida como la distancia entre centros de uniones transversales.

i_1 = radio de giro mínimo de la pieza individual.



TABLA Nº 45. **FACTOR DE FLEXIBILIDAD, Ψ .**

TIPO DE UNION TRANSVERSAL	ELEMENTO DE UNION	FACTOR DE FLEXIBILIDAD Ψ
TACOS SEPARADORES	Adhesivo	1,0
	Conectores	2,5
	Clavos, tornillos, tira fondos, grampas, barras de acero. (Para pernos ver 3.3.3.3 iv).	3,0
TAPAS DE UNION	Adhesivo	3,0
	Clavos	4,5

En el cálculo de las variables anteriormente señaladas se debe cumplir:

- a) $\lambda_1 \leq 60$
- b) $\ell_{p_1} \leq \ell_{p,x}/3$

Para esbelteces $\lambda_1 < 30$, en la evaluación de λ_{ef} se debe considerar $\lambda_1 = 30$.

- iv) Si los tacos separadores se fijan exclusivamente mediante pernos se puede considerar $\Psi = 3,0$ siempre que se trate de elementos para construcciones provisionales o de andamiaje. En este caso debe existir accesibilidad a la unión, una vez construida, a fin de permitir un reapriete de los pernos.

En cualquier otra situación, las columnas compuestas unidas con pernos se deben verificar como una agrupación de piezas individuales que no trabajan en conjunto.

- v) Para razones de espaciamientos mayores ($6 < \lambda_1 \leq 10$) se deben preferir las columnas espaciadas reticuladas, como las esquematizadas en los Tipos F y G de la Figura N° 21.

En estas columnas la esbeltez eficaz (λ_{ef}) se puede calcular según la expresión dada en 3.3.3. iii), reemplazando el término " λ_1 " por:

$$i) \frac{4 \pi^2 \times E_f \times A_1}{a_1 \times n_D \times C_D \times \sin 2 \alpha}$$

si la columna es del Tipo F de la Figura N° 21, o por la expresión:

$$ii) \frac{4 \pi^2 \times E_f \times A_1}{a_1 \times \sin 2 \alpha} \left(\frac{1}{n_D \times C_D} + \frac{\sin^2 \alpha}{n_M \times C_M} \right)$$

si la columna es del Tipo G de la Figura N° 21.

en que :

A_1 = sección transversal de la pieza individual.

C_D = módulo de corrimiento del elemento de unión empleado para fijar las diagonales, obtenido de la Tabla N° 41.

C_M = id. para los montantes.

α = ángulo de inclinación de las barras diagonales. Debe ser mayor o igual que 30°.

n_D = cantidad de elementos de unión que se requiere para traspasar la fuerza total que solicita cada diagonal.

n_M = id. para los montantes.

$E_{f,dis}$ = módulo de elasticidad en flexión de



las piezas individuales, según Tabla Nº 18. No incorpora corrección por humedad.

a_i = distancia del centroide de cada pieza individual al eje de gravedad principal de la sección transversal compuesta.

3.3.3.4. Uniones Transversales

- a) Los tacos separadores, las tapas de unión, las barras de relleno y sus respectivas uniones deben diseñarse considerando el esfuerzo de corte Q_i , de terminado según 3.3.3.2.v).
- b) El número de tramos que se deben disponer en la columna debe ser igual o superior a tres, ubicando uniones transversales al menos en los puntos tercios de la longitud de la columna.
- c) Las columnas diseñadas con tacos separadores o tapas de unión y las reticuladas deben poseer, además, una unión transversal en cada extremo, salvo que en cada unión intermedia se dispongan, por lo menos, dos conectores ubicados consecutivamente en el sentido longitudinal o bien, 4 clavos alineados longitudinalmente.
- d) La unión transversal mínima entre una pieza individual y el taco o tapa debe constar de al menos dos conectores o cuatro clavos.
- e) Si se emplean tacos separadores encolados, la longitud de éstos debe ser igual o mayor que el doble de la distancia libre entre piezas individuales.
- f) Cuando la razón de espaciamiento, s/h_c , sea menor o igual que dos, se puede prescindir de la verificación del momento flector que la fuerza de cizalla (T) induce sobre los tacos separadores.

3.3.4. Empalmes

En empalmes de barras comprimidas que se materialicen como uniones de tope con una suficiente precisión de ajuste, se deben asegurar posicionalmente los extremos de las piezas empalmadas mediante la colocación de elementos que eviten desplazamientos laterales (cubrejuntas, tarugos metálicos, etc.). Cuando la precisión de la ejecución asegure el traspaso de las fuerzas por contacto directo, de acuerdo a las restricciones establecidas en 3.3.5., los elementos de unión requeridos para la fijación se determinan considerando la mitad de la fuerza de compresión. En caso contrario el diseño se debe efectuar con el total de la fuerza. Esta solución es aplicable sólo en los cuartos extremos de la longitud de pandeo de la columna.

Cuando el empalme se ubique en cualquier otra posición deben usarse cubrejuntas dimensionadas de modo que la suma de los momentos de inercia de las piezas usadas (referidos a su eje principal de inercia, paralelo al eje de pandeo) sea igual o mayor que el momento de inercia de la pieza empalmada con respecto al eje de pandeo.

3.3.5. Aplastamiento en Columnas

La tensión de aplastamiento en apoyos solicitados según la dirección de la fibra, se evalúa considerando el área neta de aplastamiento debiendo controlarse que dicha tensión no exceda el 75% del valor de la tensión de diseño en compresión paralela, $F_{cp,dis}$, valor éste calculado sin aplicar el factor de modificación K_λ , ver párrafo 3.3.2.1.b).

3.3.6. Arriostramientos de Elementos Comprimidos

Las piezas que se empleen para subdividir la longitud de pandeo en puntos intermedios de un elemento comprimido, se deben diseñar para una fuerza de apuntalamiento de magnitud K , que para piezas comprimidas de madera aserrada asciende a:

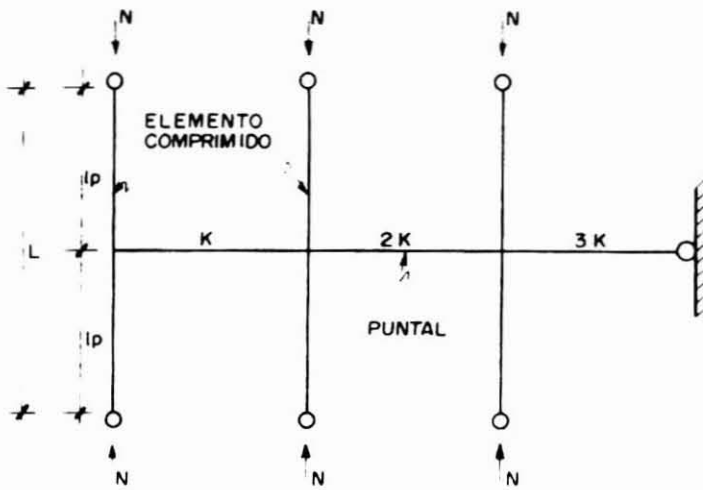
$$K = N/50$$

y para madera laminada encolada a:

$$K = N/100$$

En estas expresiones N corresponde a la máxima fuerza de compresión que solicita las barras apoyadas por el puntal.

Si un puntal debe apoyar simultáneamente varias barras comprimidas, deben sumarse las correspondientes fuerzas de apuntalamiento en cada uno de los sectores. Ver Figura N° 23.



Apoyo del puntal, por ejemplo por un sistema de arriostamiento, muros de albañilería, elemento de hormigón armado o similares.

FIGURA N° 23. Apuntalamiento individual de piezas comprimidas.

3.4. Elementos en Compresión Normal a la Dirección de la Fibra

3.4.1. Verificación de Tensiones

Para elementos comprimidos en dirección normal a la dirección de las fibras de la madera, debe controlarse que:

$$\frac{f_{cn}}{F_{cn,dis}} \leq 1$$

en donde : f_{cn} = tensión de trabajo en compresión normal a la fibra, determinada según 3.4.1.a).

$F_{cn,dis}$ = tensión de diseño de compresión normal a la fibra, determinada según 3.4.1.b).

a) La tensión de trabajo en compresión normal (f_{cn}) se determina con:

$$f_{cn} = \frac{P}{A_{apl.}}$$

en que : P = sollicitación en compresión normal o de aplastamiento.

$A_{apl.}$ = área neta aplastada.

b) La Tensión de Diseño en Compresión Normal a la Fibra ($F_{cn,dis}$) se determina con la expresión:

$$F_{cn,dis} = F_{cn} \times K_H \times K_T \times K_C \times K_Q \times K_{cn}$$

en que : F_{cn} = tensión admisible en compresión normal, determinada según 2.4.4.

K_H, K_T, K_C, K_Q = factores de modificación explicados en 2.4.5.1.

K_{cn} = factor de modificación por aplastamiento, determinado según 3.4.2.

3.4.2. Factor de Modificación por Aplastamiento, K_{cn}

En todo elemento sollicitado en compresión normal a la fibra y cuya superficie aplastada está distanciada de otra en una magnitud (d) mayor o igual que 150 mm, se puede incrementar el valor de tensión admisible en compresión normal siempre que se cumplan las siguientes restricciones, (ver Figura N° 24).

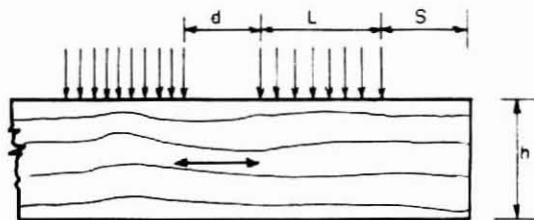


FIGURA N° 24. Superficie sollicitada en compresión normal.

i) la longitud (ℓ) o diámetro de la superficie aplastada del elemento, medida en dirección de la fibra, no excede de 150 mm:

$$\ell \leq 150 \text{ mm}$$

ii) la distancia (S) entre la superficie aplastada y el extremo del elemento (ver Figura N° 23), medida en la dirección de la fibra, cumple con:

$$\begin{array}{ll} S \geq 100 \text{ mm} & \text{si : } h > 60 \text{ mm} \\ S > 75 \text{ mm} & \text{si : } h \leq 60 \text{ mm} \end{array}$$

El factor de modificación (K_{cn}) que incrementa la ten
sión admisible de compresión normal queda expresado por:

$$K_{cn} = \left(\frac{150}{l} \right)^{1/4} \leq 1,80$$

Si en una pieza no se satisfacen los requisitos estable
cidos anteriormente, el factor de modificación por aplastamien
to toma el valor:

$$K_{cn} = 0,80$$

3.5. Elementos en Compresión Inclinada respecto a la Fibra de la Madera

3.5.1. Verificación de Tensiones

Para elementos comprimidos con carga cuya dirección
forma un ángulo con la fibra de la madera, debe controlarse que:

$$\frac{f_{c,\theta}}{F_{c,\theta,dis}} \leq 1$$

$f_{c,\theta}$ = tensión de trabajo en compresión inclinada
respecto a la fibra, determinada según
3.5.1.a).

$F_{c,\theta,dis}$ = tensión de diseño en compresión inclinada
respecto a la fibra, determinada según
3.5.1.b).

a) La tensión de trabajo en compresión desangulada respecto a
la fibra ($f_{c,\theta}$) se determina con la expresión:

$$f_{c,\theta} = \frac{P_{\theta}}{A_{ap,\theta}}$$



en donde :

P_{θ} = carga inclinada, en un ángulo θ , respecto a la fibra.

$A_{ap,\theta}$ = área neta aplastada, que forma un ángulo θ con la sección transversal de la pieza. Ver Figura Nº 25.

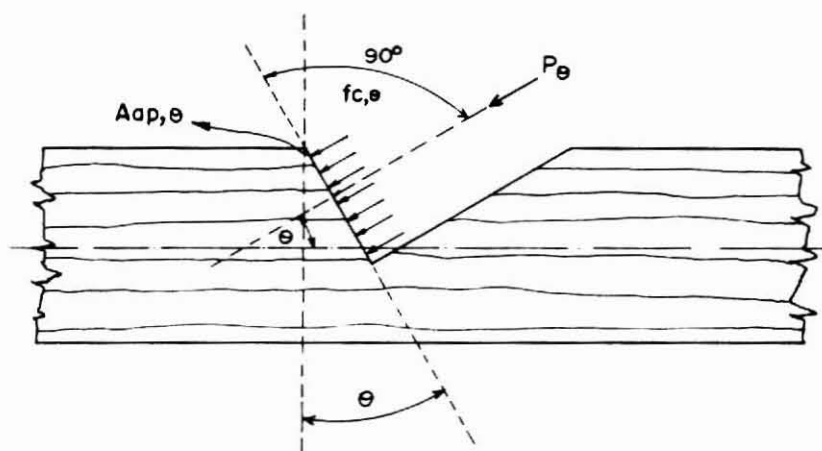


FIGURA Nº 25. Carga de compresión inclinada en un ángulo θ , respecto a la fibra de la madera.

- b) La tensión de diseño en compresión inclinada en un ángulo θ respecto a la fibra, $(F_{c,\theta,dis})$ se calcula aplicando la fórmula de Hankinson.

$$F_{c,\theta,dis} = \frac{F_{cp,dis} \times F_{cn,dis}}{F_{cp,dis} \times \sin^2 \theta + F_{cn,dis} \times \cos^2 \theta}$$

Con :

$F_{cp,dis}$ = tensión de diseño en compresión paralela, determinada según 3.3.2.1.b).

$F_{cn,dis}$ = tensión de diseño en compresión normal, de
terminada según 3.4.1.b).

θ = ángulo formado por la dirección de la carga
y la dirección de la fibra. Ver Figura N° 25.

La tensión de diseño determinada para una carga incli
nada ($F_{c,\theta,dis}$) se usa sólo para comprobar tensiones locales.

3.6. Elementos en Tracción según la Dirección de la Fibra

3.6.1. Verificación de Tensiones

Para elementos solicitados en tracción, según la direcci
ción de la fibra, se debe controlar:

$$\frac{f_{tp}}{F_{tp,dis}} \leq 1$$

en que :

f_{tp} = tensión de trabajo en tracción paralela a las
fibras, determinada según 3.6.1.a).

$F_{tp,dis}$ = tensión de diseño de tracción paralela a la
fibra, según 3.6.1.b).

- a) La tensión de trabajo en tracción paralela a la fibra (f_{tp})
se determina con la expresión:

$$f_{tp} = \frac{P}{A_n}$$

en donde :

P = sollicitación en tracción paralela a la fibra.

A_n = área neta, que en ningún caso debe ser inferior
al 75% de la sección transversal bruta.

- b) La tensión de diseño en tracción paralela a la fibra ($F_{tp,dis}$) se determina con la expresión:

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \times K_H \times K_D \times K_T \times K_C \times K_Q \times K_{ct}$$

en que :

F_{tp} = tensión admisible en tracción paralela a la fibra, determinada según 2.4.4.

K_{ct} = factor de modificación por concentración de tensiones, determinado según 3.6.2.

Los restantes factores de modificación han sido explicados en 2.4.5.

3.6.2. Factor de Modificación por Concentración de Tensiones, K_{ct}

Este factor de modificación considera el efecto de las concentraciones de tensiones en regiones traccionadas de madera con perforaciones, vaciados, entalladuras, etc. Los valores de este factor de modificación se pueden obtener de la Tabla Nº 46.

TABLA Nº 46. FACTOR DE MODIFICACION POR CONCENTRACION DE TENSIONES, K_{ct} .

TIPO DE DEBILITAMIENTO	K_{ct}
• Perforaciones pequeñas y uniformemente distribuidas (clavos)	0,8
• Perforaciones individuales mayores (pernos)	0,7
• Conectores de anillos	0,5
• Ranuras longitudinales con espesores no mayores que 5 mm	0,8
• Ranuras longitudinales con espesores no mayores que 10 mm	0,7

3.6.3. Empalmes y Uniones

Los empalmes y uniones se materializan respetando la simetría con respecto al o los ejes del elemento traccionado. Las piezas laterales que queden solicitadas excéntricamente se diseñan para 1,5 veces la fuerza de tracción correspondiente.

3.7. Dimensionamiento de Piezas Sometidas a Esfuerzos Combinados

3.7.1. Flexión en dos Ejes Principales de Inercia

Los elementos sometidos a esfuerzos de flexión en dos planos principales de inercia se diseñan de modo que se verifique la expresión siguiente:

$$\frac{f_{f,x}}{F_{f,dis,x}} + \frac{f_{f,y}}{F_{f,dis,y}} \leq 1$$

en que :

$f_{f,x} ; f_{f,y}$ = tensiones de trabajo en flexión referidas a los ejes x-x e y-y, respectivamente, según 3.2.2.2.a).

$F_{f,dis,x} ; F_{f,dis,y}$ = tensiones de diseño de flexión, referidas a los ejes x-x e y-y, respectivamente y calculadas de acuerdo a 3.2.2.2.b).

3.7.2. Flexión y Tracción Axial

Las piezas solicitadas simultáneamente por flexión y tracción axial se dimensionan de modo que se cumplan las expresiones siguientes:

1) Para la zona traccionada :

$$\frac{f_{tp}}{F_{tp,dis}} + \frac{f_f}{F_{ft,dis}} \leq 1$$

ii) Para la zona comprimida :

$$\frac{f_f - f_{tp}}{F_{fv,dis}} \leq 1$$

en que :

f_{tp} = tensión de trabajo por tracción paralela, según 3.6.1.a).

f_f = tensión de trabajo por flexión, según 3.2.2.2.a).

$F_{tp,dis}$ = tensión de diseño en tracción paralela, según 3.6.1.b).

$F_{ft,dis}$ = tensión de diseño en flexión en el borde traccionado y calculado según 3.2.2.2.b).

$F_{fv,dis}$ = tensión de diseño en flexión considerando efectos de inestabilidad y calculado según 3.2.2.2.b).

3.7.3. Flexión y Compresión Paralela

Las piezas sometidas simultáneamente a flexión y compresión paralela a la fibra, según se ilustra en la Figura N° 26, se dimensionan de manera que se verifique la siguiente expresión:

$$\frac{f_{cp}}{F_{cp,\lambda,dis}} + \frac{f_{f,x} + f_{cp}(6+1,5 \times J_x)(e_x/b_x)}{F_{f,dis,x} - J_x \times f_{cp}} + \frac{f_{f,y} + f_{cp}(6+1,5 \times J_y)(e_y/b_y)}{F_{f,dis,y} - J_y \times f_{cp}} \leq 1$$

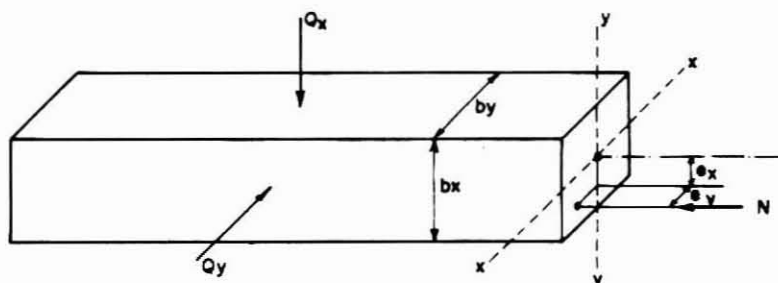


FIGURA N° 26. Flexión bi-axial y compresión excéntrica.

Con :

- f_{cp} = tensión de trabajo por compresión paralela a la fibra, según 3.3.2.1.a).
- $f_{f,x} ; f_{f,y}$ = tensiones de trabajo por flexión, según ejes x-x e y-y, respectivamente, según 3.2.2.2.a).
- $F_{cp,dis}$ = tensión de diseño en compresión paralela, según 3.3.2.1.b).
- $F_{f,dis,x} ; F_{f,dis,y}$ = tensiones de diseño en flexión según ejes x-x e y-y, respectivamente, según 3.2.2.2.b).
- e_x, e_y = excentricidades de la carga axial (N) perpendiculares a las x-x e y-y, respectivamente.
- b_x, b_y = dimensiones de la escuadría (sección transversal) perpendiculares a los ejes x-x e y-y, respectivamente.
- J_x, J_y = según Tabla Nº 47.

TABLA Nº 47. PROCEDIMIENTO PARA EL CALCULO DE J_x, J_y .

SI	VALOR DE J_i ($i=x,y$)	CON
$\lambda_i \leq 35$	$J_i = 0$	$\lambda_o = 2,324 \sqrt{\frac{E_{f,dis}}{F_{cp,dis}}}$ $\lambda_i = \frac{L_p}{i_i}$ $(i = x, y)$
$35 < \lambda_i \leq \lambda_o$	$J_i = \frac{\lambda_i - 35}{\lambda_o - 35}$	
$\lambda_o \leq \lambda_i$	$J_i = 1$	

en que :

- λ_o = esbeltez característica.
- λ_i = esbeltez.
- $E_{f,dis}$ = módulo de elasticidad de diseño, según 2.4.6.
- $F_{cp,dis}$ = tensión de diseño en compresión paralela, no incluido el factor de modificación por esbeltez, K_λ , según 3.3.2.1.b).



CAPITULO CUARTO

4.0 DIMENSIONAMIENTO DE PIEZAS ESTRUCTURALES DE SECCION TRANSVERSAL CIRCULAR, CONSTANTE O VARIABLE, DE PINO RADIATA Y EUCALIPTO

4.1. Generalidades

4.2. Tensiones Admisibles y Módulo de Elasticidad

4.3. Propiedades Geométricas

4.4. Factores de Modificación

4.5. Elementos de Sección Circular en Flexión

4.6. Elementos de Sección Circular en Compresión



4.0 DIMENSIONAMIENTO DE PIEZAS ESTRUCTURALES DE SECCION TRANSVERSAL CIRCULAR, CONSTANTE O VARIABLE, DE PINO RADIATA Y EUCALIPTO

4.1. Generalidades

Si se emplean piezas de sección transversal circular, constantes o variables, como elementos estructurales, sin otra elaboración que el descortezado, como es el caso de postes, pilotes o componentes de una estructura, el procedimiento de diseño debe ser el establecido en el Capítulo Tercero con excepción de las consideraciones que se establecen en este capítulo.

Las piezas estructurales de sección transversal circular se considerarán en estado verde o seco, de acuerdo al contenido de humedad que ellas tengan en el momento de la fabricación o instalación y a la humedad que alcancen en servicio, según lo establecido en la Tabla Nº 48.

TABLA Nº 48. CONDICION ASUMIDA PARA LA DETERMINACION DE TENSIONES, MODULO DE ELASTICIDAD, DISEÑO DE UNIONES Y DIMENSIONES DE PIEZAS CON SECCION TRANSVERSAL CIRCULAR.

CONDICION DE LA MADERA EN LA FABRICACION O INSTALACION	CONDICION DE LA MADERA EN SERVICIO	CONDICION ASUMIDA PARA LA DETERMINACION DE TENSIONES ADMISIBLES Y MODULO ELASTICO	CONDICION ASUMIDA PARA EL DISEÑO DE LAS UNIONES	DIMENSIONES A USAR EN EL DISEÑO (O DIMENSIONES REALES)
Verde	Verde	Verde	Verde	Verde
Verde	Seco	Verde	Verde	Verde
Seco	Seco	Seco	Seco	Seco
Seco	Verde	Verde (para el módulo elástico) y Seco para las tensiones.	Verde	Seco

4.2. Tensiones Admisibles y Módulo de Elasticidad

Las tensiones admisibles y módulo de elasticidad a usar en piezas con sección transversal circular son las incluidas en la Tabla N° 49.

TABLA N° 49. TENSIONES ADMISIBLES Y MODULO DE ELASTICIDAD PARA PIEZAS ESTRUCTURALES DE SECCION TRANSVERSAL CIRCULAR USADAS EN SU FORMA NATURAL Y EN ESTADO VERDE, EN MPa.

ESPECIE MADERERA	TENSION ADMISIBLE DE					MODULO DE ELASTICIDAD
	Flexión	Tracción Paralela	Compresión Paralela	Cizalle	Compresión Normal	
Pino radiata	13,8	8,3	5,4	0,71	2,45	6.423
Eucalipto	32,5	19,5	17,7	1,73	8,47	12.425

4.3. Propiedades Geométricas

Las propiedades geométricas de las secciones circulares de madera son las incluidas en la Tabla N° 50.

TABLA N° 50. PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES CIRCULARES.

DIAMETRO		Sección Transversal (cm²)	Momento de Inercia (cm⁴)	Módulo de Flexión (cm³)	Radio de Giro (cm)
(Pulg.)	(cm)				
4	10,2	81,1	523,1	103,0	2,5
4 1/2	11,4	102,6	837,8	146,6	2,9
5	12,7	126,7	1.277,0	201,1	3,2
5 1/2	14,0	153,3	1.869,6	267,7	3,5
6	15,2	182,4	2.647,9	347,5	3,8
6 1/2	16,5	214,1	3.647,2	441,8	4,1
7	17,8	248,3	4.905,7	551,8	4,4
7 1/2	19,1	285,0	6.464,7	678,7	4,8
8	20,3	324,3	8.368,8	823,7	5,1
8 1/2	21,6	366,1	10.665,5	988,0	5,4

Continúa

TABLA N° 50. (Continuación)

DIAMETRO		Sección Transversal (cm²)	Momento de Inercia (cm⁴)	Módulo de Flexión (cm³)	Radio de Giro (cm)
(Pulg.)	(cm)				
9	22,9	410,4	13.405,2	1.172,8	5,7
9 1/2	24,1	457,3	16.641,8	1.379,3	6,0
10	25,4	506,7	20.431,7	1.608,8	6,3
10 1/2	26,7	558,6	24.834,9	1.862,4	6,7
11	27,9	613,1	29.914,1	2.141,3	7,0
11 1/2	29,2	670,1	35.735,2	2.446,8	7,3
12	30,5	729,7	42.367,2	2.780,0	7,6
12 1/2	31,8	791,7	49.882,1	3.142,2	7,9
13	33,0	856,3	58.355,0	3.534,5	8,3
13 1/2	34,3	923,5	67.864,1	3.958,2	8,6
14	35,6	993,1	78.490,5	4.414,5	8,9
14 1/2	36,8	1.065,4	90.318,5	4.904,6	9,2
15	38,1	1.140,1	103.435,5	5.429,7	9,5
15 1/2	39,4	1.217,4	117.932,0	5.991,0	9,8
16	40,6	1.297,2	133.901,3	6.589,6	10,2
16 1/2	41,9	1.379,5	151.440,0	7.226,9	10,5
17	43,2	1.464,4	170.647,7	7.904,0	10,8
17 1/2	44,5	1.551,8	191.627,1	8.622,1	11,1
18	45,7	1.641,7	214.483,9	9.382,5	11,4
18 1/2	47,0	1.734,2	239.327,0	10.186,3	11,7
19	48,3	1.829,2	266.268,1	11.034,7	12,1
19 1/2	49,5	1.926,8	295.422,3	11.929,0	12,4
20	50,8	2.026,8	326.907,4	12.870,4	12,7
20 1/2	52,1	2.129,4	360.844,6	13.860,0	13,0
21	53,3	2.234,6	397.358,0	14.899,1	13,3
21 1/2	54,6	2.342,3	436.574,7	15.988,8	13,7

4.4. Factores de Modificación

4.4.1. De Aplicación General. Se deben aplicar los factores de modificación por duración de carga (K_D), por trabajo conjunto (K_C) y por tratamiento químico (K_Q).

4.4.2. De Aplicación Particular. Se aplicarán las siguientes:

4.4.2.1. Factor de Modificación por Desbastado o Alisaduras (K_d)

Cuando una pieza de madera de sección circular es transformada de su forma natural a una forma cilíndrica o cónica mediante un proceso mecánico (alisado o desbastado) o cuando se extrae material de la pieza para obtener una superficie plana, las tensiones admisibles y el módulo elástico deben multiplicarse por el valor que se presenta en la Tabla N° 51.

TABLA N° 51. FACTOR DE MODIFICACION POR DESBASTADO O ALISADURA (K_d).

APLICAR A TENSION ADMISIBLE DE	VALOR DE K_d	
	Pino radiata	Eucalipto
- Flexión	0,75	0,85
- Compresión Paralela	0,90	0,92
- Compresión Normal	1,00	1,00
- Cizalle	1,00	1,00
- Tracción Paralela	0,75	0,85
- Módulo de Elasticidad en Flexión	0,90	0,95

4.4.2.2. Factor de Modificación por Preservación que Involucre Tratamiento a Vacío y Presión (K_{pv})

Las tensiones admisibles y el módulo elástico de piezas que sean tratadas con métodos de preservación que involucren tratamientos a vacío y presión deben ser afectados por el factor que se entrega en la Tabla N° 52.

TABLA N° 52. FACTOR DE MODIFICACION POR PRESERVACION CON TRATAMIENTO A VACIO Y PRESION (K_{pv}).

APLICAR A TENSION ADMISIBLE DE	VALOR DE K_{pv}	
	Pino radiata	Eucalipto
- Flexión	0,85	0,75
- Compresión Paralela	0,90	0,80
- Compresión Normal	0,90	0,80
- Cizalle	0,90	0,80
- Tracción Paralela	0,85	0,75
- Módulo de Elasticidad en Flexión	0,95	0,90

4.4.2.3. Factor de Modificación por Uso en Estado Seco
(K_s)

Las tensiones admisibles y módulo de elasticidad de piezas de sección transversal circular utilizadas en estado seco, deben quedar afectadas por los factores que se entregan en la Tabla N° 53.

TABLA N° 53. FACTOR DE MODIFICACION POR USO EN ESTADO SECO.

APLICAR A TENSION ADMISIBLE DE	VALOR DE K_s	
	Pino radiata	Eucalipto
- Flexión	1,25	1,25
- Compresión Paralela	1,25	1,25
- Compresión Normal	1,25	1,25
- Cizalle	1,12	1,06
- Tracción Paralela	1,25	1,25
- Módulo de Elasticidad en Flexión	1,12	1,12

4.5. Elementos de Sección Circular en Flexión

4.5.1. La tensión de trabajo efectiva de flexión (f_f) para piezas de sección transversal circular se determina para el punto de momento máximo con la expresión:

$$f_f = \frac{32 \times M_{\text{máx}}}{\pi D^3} = \frac{32 \times \pi^2 \times M_{\text{máx}}}{C_\theta^3}$$

en que :

f_f = tensión de trabajo efectiva en flexión.

D = diámetro del poste en la sección transversal con momento máximo.

C_θ = perímetro del poste en la sección transversal con momento máximo.

$M_{\text{máx}}$ = momento de flexión máximo, que para un poste empotrado en terreno compactado se supone actuando a $1/4$ de la profundidad de empotramiento bajo la Línea de Tierra. Para un poste empotrado en hormigón, el momento máximo se considera actuando en la Línea de Tierra (superficie superior del hormigón).

4.6. Elementos de Sección Circular en Compresión

Deben ser verificadas las tensiones en el extremo superior y en la sección crítica del poste.

4.6.1. La tensión de trabajo efectiva en compresión paralela (f_{cp}) en el extremo superior del poste debe satisfacer la condición:

$$f_{cp} = \frac{P}{A_{ES}} \leq F'_{cp,dis}$$

en donde :

P = carga axial aplicada.

A_{ES} = sección transversal en el extremo superior del poste.



$F'_{cp,dis}$ = tensión de diseño en compresión paralela calculada con los factores de modificación especificados en 4.4.

4.6.2. La tensión de trabajo crítica en compresión paralela (f'_{cp}), será calculada mediante la expresión:

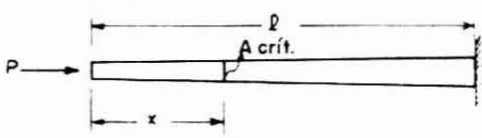
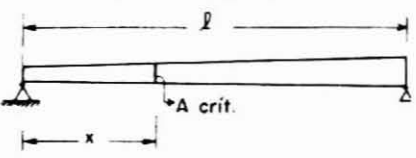
$$f'_{cp} = \frac{P}{A_{crit}}$$

Con :

P = definido en el subpárrafo 4.6.1.

A_{crit} = sección transversal crítica de un poste. Si él tiene inercia constante, corresponde a su sección; si tiene inercia variable, ver Tabla Nº 54.

TABLA Nº 54. UBICACION DE LA SECCION TRANSVERSAL CRITICA (A_{crit}) EN POSTES DE SECCION TRANSVERSAL CIRCULAR.

TIPO DE SECCION	TIPO DE APOYO	UBICACION x
VARIABLE		0,6 l
		0,43 l
	Otra condición	0,33 l
CONSTANTE	Cualquiera	Determinada por el Análisis <u>Es</u> tructural.

La tensión de trabajo crítica en compresión paralela a las fibras (f'_{cp}) debe cumplir con lo establecido en Tabla Nº 55.

TABLA N° 55. VERIFICACION DE TENSIONES EN LA SECCION CRITICA DE UN POSTE DE SECCION TRANSVERSAL CIRCULAR.

CONDICION DE λ	TIPO DE COLUMNA	VERIFICAR QUE
$\lambda \leq 10$	CORTA	$\frac{f'_{cp}}{F'_{cp,dis}} \leq 1$
$10 < \lambda \leq \lambda_o$	INTERMEDIA	$\frac{f'_{cp}}{F'_{cp,\lambda,dis}} \leq 1$ Con: $F'_{cp,\lambda,dis} = F_{cp,dis} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda}{\lambda_o} \right)^4 \right]$
$\lambda_o < \lambda \leq 44$	LARGA	$\frac{f'_{cp}}{F'_{cp,\lambda,dis}} \leq 1$ Con: $F'_{cp,\lambda,dis} = 0,225 \frac{E_{f,dis}}{\lambda^2}$

en que :

$F'_{cp,dis}$ = definida en el subpárrafo 4.6.1.

$$\lambda = \frac{l_p}{D}$$

en donde :

λ = esbeltez.

l_p = longitud de pandeo.

D = diámetro de la sección crítica.

$$\lambda_o = 0,58 \sqrt{\frac{E_{f,dis}}{F'_{cp,dis}}}$$

Con :

λ_o = esbeltez característica.

CAPITULO QUINTO

5.0 DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS ESPECIALES

5.1. Marcos

5.2. Cerchas

5.3. Diafragmas

5.4. Arriostramientos

5.5. Reglas de Dimensionamiento de Elementos
Comprimidos. Longitudes de Pandeo



5.0 DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS ESPECIALES

5.1. Marcos

5.1.1. Generalidades

Los marcos deberán analizarse de acuerdo con los métodos corrientes de cálculo estructural. El diseño deberá considerar el efecto de las solicitaciones especiales producidas por la fabricación, transporte y montaje, y las tensiones secundarias originadas por excentricidades, contracciones, etc.

5.1.2. Uniones

Las uniones deberán diseñarse a fin de garantizar el cumplimiento de las hipótesis de cálculo. Siempre que sea posible, los empalmes de momento se ubicarán en los puntos donde el momento de flexión sea mínimo.

5.1.3. Arriostramientos

Los marcos deberán arriostrarse para evitar el pandeo lateral de piezas comprimidas. Para tal efecto la longitud de pandeo se considerará igual a la distancia entre los puntos con momento de flexión nulo.

5.1.4. Deformaciones

Las deformaciones admisibles del marco y de sus elementos se fijarán, en general, de acuerdo al tipo de estructura y teniendo en cuenta la posibilidad de daño de los materiales y componentes constructivos que se apoyan en ellos, y las exigencias estéticas y funcionales.

5.1.5. Diseño

Una vez establecidas las diferentes solicitaciones, se fijarán las dimensiones de los distintos elementos estructurales según las prescripciones establecidas en los capítulos Cuarto y Quinto de este Manual.

Los casos más frecuentes que ocurren en la práctica lo constituyen marcos conformados con pilares y vigas de madera aserrada o cepillada o con postes como pilares y madera aserrada o cepillada como viga. Otro caso frecuente es el fabricado con madera laminada encolada.

5.1.6. Marcos con Postes

5.1.6.1. Generalidades

Consisten en postes de madera impregnada empotrados en suelo compactado o en hormigón que actúan como pilares del marco. Es posible también usar madera aserrada preservada o madera laminada encolada preservada, en lugar de postes. La perforación en la cual se ubica el poste provee tanto el soporte horizontal como vertical de la estructura. El empotramiento permite evitar la rotación de la base del poste con lo cual se proporciona todo o parte del arriostramiento que necesita la estructura. La viga del marco se conforma con madera aserrada o laminada encolada.

Las consideraciones que se deben adoptar al diseñar marcos con postes son los siguientes:

- i) Se debe ubicar un sistema de arriostramiento en el extremo superior del poste para reducir los momentos de flexión en la base, traspasando así las cargas horizontales a los apoyos por medio de las riostras. El diseño de edificios soportados por postes sin este arriostramiento requiere de un buen conocimiento de la resistencia del suelo con la finalidad de evitar deformaciones excesivas.
- ii) Verificar las tensiones de aplastamiento del terreno en contacto con el extremo inferior del poste. Una práctica común consiste en rellenar el hueco alrededor del poste con terreno natural bien compactado, arena o grava. Un relleno con hormigón o suelo-cemento resulta más efectivo pues conforma un mayor diámetro en el empotramien

to del poste. Al usar este sistema resultan menores las profundidades de empotramiento requeridas.

El relleno de hormigón aumenta el área cilíndrica de contacto lateral con el terreno, incrementando el roce y por lo tanto disminuyendo las tensiones de aplastamiento en la base de la fundación. Esta mayor capacidad de roce es también efectiva cuando existe succión sobre la estructura debido a la acción del viento.

- iii) A fin de aumentar la capacidad de aplastamiento en la zona comprendida entre la Línea de Tierra y el extremo inferior del poste se puede usar una fundación de hormigón. Esta debe diseñarse de modo que resista la carga aplicada y el efecto de "punzonamiento" del poste sobre el concreto. Las fundaciones de hormigón deben considerarse aún en suelos firmes tales como arcilla dura seca, arena gruesa firme o grava.

Las características generales del marco (altura, luz, etc.), quedan determinadas por el uso que tendrá la estructura.

5.1.6.2. Tensiones de Diseño

Las tensiones de diseño de los postes se calcularán con las indicaciones dadas en el Capítulo Cuarto. Las correspondientes a madera aserrada o cepillada con aquellas proporcionadas en el Capítulo Tercero.

5.1.6.3. Procedimiento de Diseño

- i) Determinación de las solicitaciones. La principal carga que afecta a un marco es la proveniente de la acción del viento con dirección horizontal. A ésta habrá que agregar las cargas verticales propias del peso propio y otras de tipo eventual.



- Determinación de la resultante de las solicitaciones horizontales sobre los postes y su ubicación respecto a la Línea de Tierra. Cuando se usa un sistema rígido en el extremo superior de los postes (el cual puede provenir de la techumbre) los postes del marco se deforman en forma similar en dicho extremo. Debido a que las solicitaciones de sotavento (lado contrario a la dirección del viento) pueden ser menores que las de barlovento (superficie que recibe el viento), el poste ubicado en sotavento ayuda a soportar las fuerzas de barlovento. A continuación se analizará el caso de un marco con dos pilares solicitados con cargas horizontales, uniformemente repartida, producto de la acción del viento.

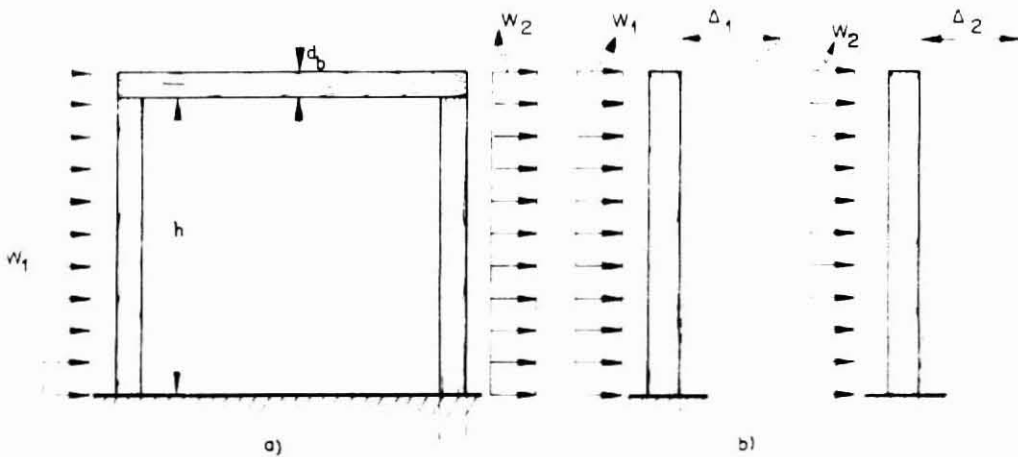


FIGURA N° 27. Diseño de un marco. Deformación.

- Aceptemos primero que los postes no están connectados entre sí y que cada uno de ellos se deforma separadamente (Figura N° 27 b).

Sea :

Δ_1 = deformación de barlovento (carga W_1)

Δ_2 = deformación de sotavento (carga W_2)

Siendo: $\Delta_1 > \Delta_2$



- Para que las deformaciones sean iguales es necesario restar una deformación (Δ_3) a Δ_1 y sumar el mismo valor a Δ_2 .

Luego: $\Delta_1 - \Delta_3 = \Delta_2 + \Delta_3$

Si : $\Delta_A = \Delta_1 - \Delta_3$

$\Delta_B = \Delta_2 + \Delta_3$

Se tendrá : $\Delta_A = \Delta_B$ (Ver Figura N° 28)

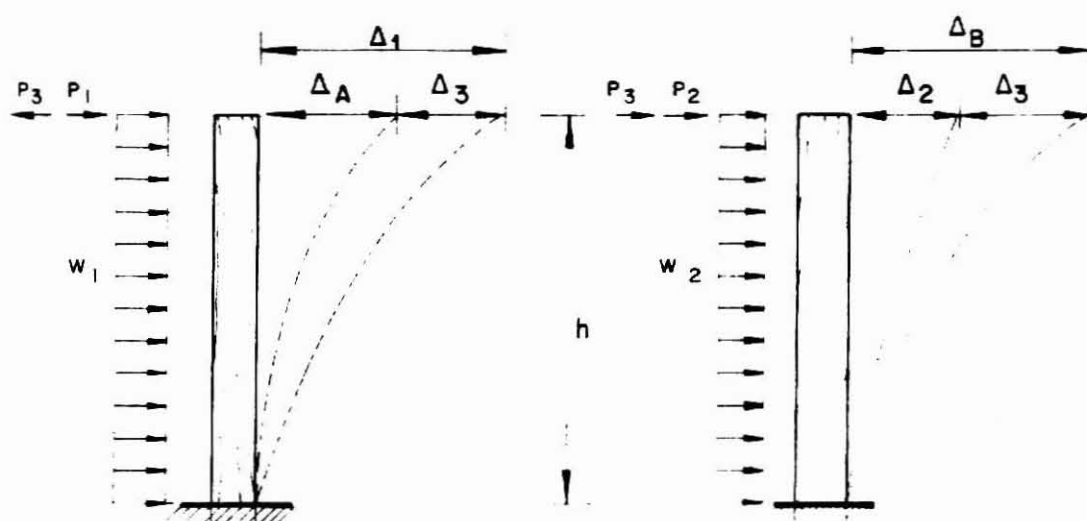


FIGURA N° 28. Comportamiento del marco con deformaciones iguales en cada pilar.

en que:

$$\Delta_1 = \frac{W_1 \times h^4}{8 EI} + \frac{W_1 \times d_b \times h^3}{3 EI}$$

$$\Delta_2 = \frac{W_2 \times h^4}{8 EI} + \frac{W_2 \times d_b \times h^3}{3 EI}$$

Con :

$$P_1 = W_1 \times d_b \quad (d_b = \text{altura de la viga horizontal})$$

$$P_2 = W_2 \times d_b$$

Si : P_3 = carga que provoca la deformación Δ_3

$$\Delta_3 = \frac{P_3 h^3}{3 EI}$$

Luego : $\Delta_1 - \Delta_3 = \Delta_2 + \Delta_3$

$$\frac{W_1 \times h^4}{8 EI} + \frac{W_1 d_b \times h^3}{3 EI} - \frac{P_3 \times h^3}{3 EI} = \frac{W_2 \times h^4}{8 EI} + \frac{W_2 \times d_b \times h^3}{3 EI} + \frac{P_3 \times h^3}{3 EI}$$

de donde :

$$P_3 = \frac{3h (W_1 - W_2)}{16} + \frac{d_b (W_1 - W_2)}{2}$$

La resultante (P) de las fuerzas sobre el poste más solicitado (barlovento) y su línea de acción ubicada a la distancia h' , medida con respecto a la línea de tierra es:

$$P = W_1 \times h + P_1 - P_3$$

$$h' = \frac{W_1 \times h^2}{2P} + \frac{(P_1 - P_3)}{P} \times h$$

- Cuando se usan riostras inclinadas que unen el pilar y la viga es posible aceptar, sin gran error, que en los puntos de inflexión las deformaciones son iguales.

Las solicitaciones que actúan sobre el poste de barlovento, en y bajo el punto de inflexión se pueden calcular en forma similar al procedimiento descrito para postes sin riostras (ver Figura N° 29).



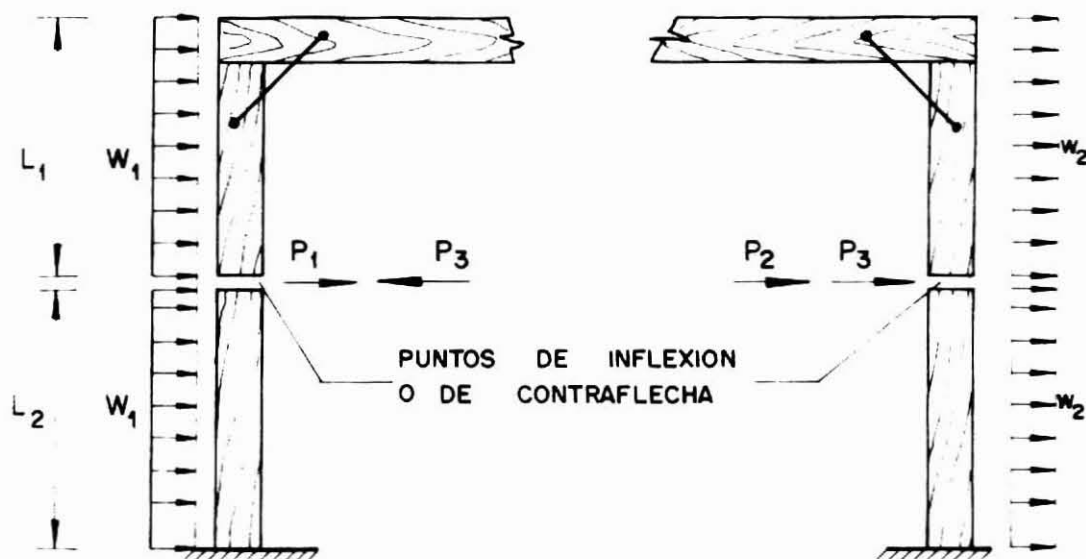


FIGURA Nº 29. Comportamiento de marco con riostras.

En este caso se obtiene:

$$P_1 = W_1 L_1$$

$$P_3 = \frac{L_1 (W_1 - W_2)}{2} + \frac{3 L_2 (W_1 - W_2)}{16}$$

$$P = W_1 \times (L_2 + L_1) - P_3$$

$$h' = \frac{(P_1 - P_3)}{P} \times L_2 + \frac{W_1 L_2^3}{P}$$

Con tales valores se determina el momento solicitante.

- ii) Determinación de las tensiones admisibles del terreno usando los antecedentes locales o según de la Tabla Nº 56.

iii) Estimación de la sección transversal del poste.

Con la ayuda de la Tabla N° 50 y las tensiones de diseño obtenidas según 5.1.6.2 será posible estimar el diámetro del poste que se necesita considerando, en esta primera etapa, sólo el momento solicitante.

Recordar que los diámetros dados en Tabla N° 50 normalmente se aplican al extremo superior (el más delgado) del poste. Si se necesitan dimensiones en otra zona de él se debe usar el valor de la conicidad de la especie considerada.

El tamaño del poste queda determinado, en mayor grado, por los esfuerzos de flexión, siendo menos influyentes los de compresión paralela. Sin embargo, estas sollicitaciones son interactivas y en el diseño final, habrá que aplicar la fórmula de interacción correspondiente.

iv) Determinación de la profundidad de empotramiento del poste.

El empotramiento que debe tener el poste, ya sea en terreno compactado o en una fundación de hormigón (ver Figura N° 30) se determina según las siguientes prescripciones:

a) Postes en terreno natural o compactado:

La profundidad (d_t) de postes colocados en terreno natural o compactado se determina iterando con la expresión:

$$d_t = \frac{k}{2} \left(1 + \sqrt{\frac{4,36 h}{k}} \right) \quad (\text{mm})$$

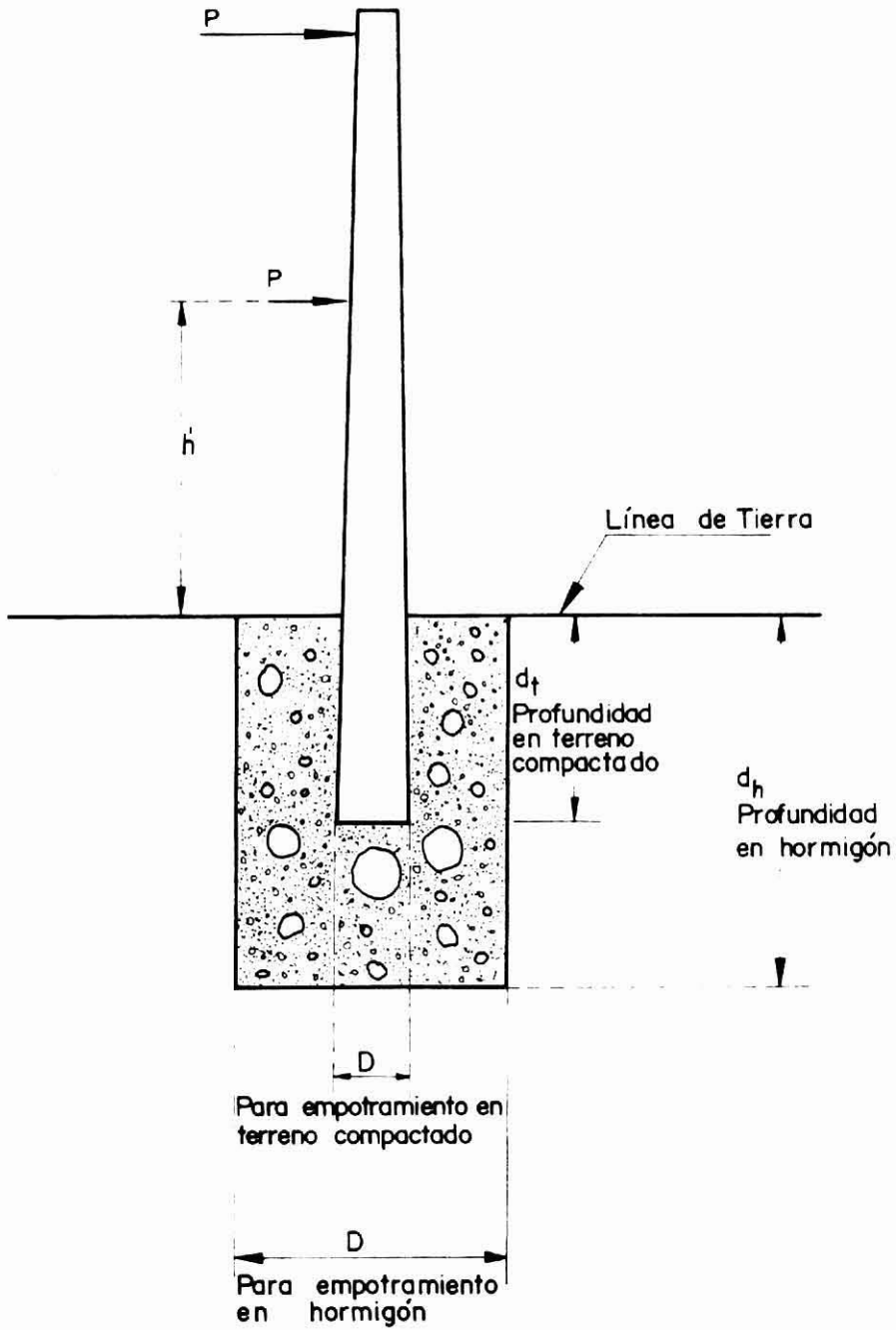


FIGURA N° 30. Poste empotrado.

en que :

$$k = \frac{2340 \times P}{S_1 \times D} \times 10^3$$

P = carga horizontal aplicada en el poste, kN;

S_1 = presión de aplastamiento lateral admisible del suelo, (en MPa), basada en una profundidad igual a un tercio de la profundidad de empotramiento del poste, calculada según:

$$i) \quad S_1 = \frac{S_0 \times d}{900} \quad \text{Si: } 300 < d \leq 3.600 \text{ mm}$$

$$ii) \quad S_1 = 4 \times S_0 \quad \text{Si: } d > 3.600 \text{ mm}$$

S_0 = ver Tabla N° 56, MPa/mm.

h = altura, sobre la línea de tierra, a la cual se aplica la carga horizontal P cuando el extremo superior del poste está libre, mm.

D = diámetro del extremo inferior del poste, mm, diagonal de un pilar cuadrado o diámetro de la envoltura cilíndrica de hormigón ubicada en el extremo empotrado del poste.

NOTA: La penetración mínima, d, debe ser 300 mm en terreno natural o relleno compactado.

b) Postes en hormigón:

La profundidad, d_h , de empotramiento de postes en fundaciones de hormigón se determina iterando con la fórmula:

$$d_h = 2,062 \sqrt{\frac{P \times h'}{S_3 \times D}}$$

en que :

P y D = tienen el significado expresado en a).

S_3 = presión de aplastamiento lateral admisible del suelo, en MPa, basada en una profundidad igual a la profundidad de empotramiento, calculada según:

$$i) S_1 = S_0 \times \frac{d}{300} \quad \text{Si: } 300 < d \leq 4.500 \text{ mm}$$

$$ii) S_1 = 15 \times S_0 \quad \text{Si: } d > 4.500 \text{ mm}$$

S_0 = ver Tabla N° 56, MPa/mm.

h' = altura sobre la línea de tierra a la cual se aplica la carga horizontal, P, cuando el extremo superior del poste está impedido de desplazarse, mm.

c) En determinadas situaciones resulta más conveniente el uso de las siguientes expresiones para:

i) Empotramiento en terreno compactado:

$$d_t = 13,26 \sqrt[3]{\frac{P (h + 0,93 d_t)}{S_4 \times D} \times 10^3} \text{ (mm)}$$

ii) Empotramiento en fundación de hormigón:

$$d_h = 10,97 \sqrt[3]{\frac{P \times h}{D \times S_4} \times 10^3} \text{ (mm)}$$

en que :

P, h, D y d_h = tienen el significado expresado en a).

$S_4 = S_0 \times K_D \times K_1$ = valor tabulado de S_0 , en MPa/mm, presión lateral del suelo) ajustado por duración de carga y desplazamiento máximo posible. Ver Tabla N° 56.

K_D = factor de modificación por duración de carga.

K_1 = factor de mayoración por desplazamiento.

$K_1 = 2$ si se cumple nota de Tabla Nº 56.

$K_1 = 1$ en cualquier otra situación.

TABLA Nº 56. TENSION MAXIMA ADMISIBLE Y PRESION LATERAL ADMISIBLE DEL SUELO A UNA PROFUNDIDAD.

CLASE DE MATERIAL	TENSION ADMISIBLE DEL SUELO MPa S_B	PRESION DE APLASTAMIENTO LATERAL ADMISIBLE DEL SUELO POR cm DE PROFUNDIDAD MPa/mm S_0
BUENO: Arena compacta de granulometría uniforme y grava. Arcilla dura. Arena fina de granulometría.	0,35	0,0196
MEDIO: Arena fina compactada. Arcilla medianamente dura - Arcilla arenosa compactada - Arena gruesa suelta con grava (con drenaje de modo que el agua no pueda estacionarse).	0,12	0,0098
POBRE: Arcilla blanda - Arcillosa con barro - Arena pobremente compactada - Arcillas que contienen grandes cantidades de sedimento (tarrones que se saturan durante períodos húmedos).	0,073	0,0049

NOTA: En el cálculo de S_4 se acepta duplicar el valor tabulado para S_0 , en postes aislados tales como mástiles de bandera o de letreros y en aquéllos que soportan edificios que no quedan afectados por una deformación, de 12,5 mm en la Línea de Tierra, debida a la acción de cargas de corta duración.

v) Verificación de las tensiones de flexión.

La tensión de trabajo efectiva de flexión, calculada según 4.5.1., no debe sobrepasar la tensión de diseño en flexión, obtenida según 5.1.6.2.

Cuando se usa arriostramientos entre pilar y vi

ga, el momento máximo de flexión, en el tramo sobre el punto de inflexión del pilar, se produce en el punto de unión de arriostramientos y pilar. Las tensiones efectivas de flexión, en este punto, deben ser verificadas a fin de asegurarse que ellas no excedan la tensión de diseño en flexión.

- vi) Verificación de las tensiones de compresión paralela.

La tensión efectiva de compresión paralela, calculada según 4.6.1., no debe sobrepasar la tensión de diseño correspondiente, obtenida según 5.1.6.2.

- vii) Verificación por flexo-compresión.

Aplicar la expresión definida en 3.7.3 en el punto donde se produce el momento máximo. Puede asumirse que este punto se ubica en la Línea de Tierra cuando se usa relleno de hormigón o suelo-cemento o a $1/4$ de la profundidad de empotramiento, bajo la Línea de Tierra cuando se usa relleno de suelo compactado.

- viii) Verificación de las tensiones sobre el terreno.

Las tensiones sobre el terreno (σ_t) se pueden determinar con la expresión:

$$\sigma_t = \frac{P}{A}$$

en que :

P = carga vertical total, aplicada sobre el poste, en N.

A = sección transversal del extremo inferior del poste, en mm².

Si esta tensión de trabajo excede la capacidad de aplastamiento del terreno en cuestión (S_0 en Tabla Nº 56), deberá recurrirse a una fundación de hormigón.

La sección transversal horizontal (inferior) de la fundación de hormigón (A_h) que se requiere, puede ser obtenida con la expresión:

$$A_h = \frac{P}{S_B}$$

Con :

P = carga vertical total.

S_B = tensión admisible del suelo, obtenida de la Tabla N° 56.

5.2. Cerchas

5.2.1. Generalidades

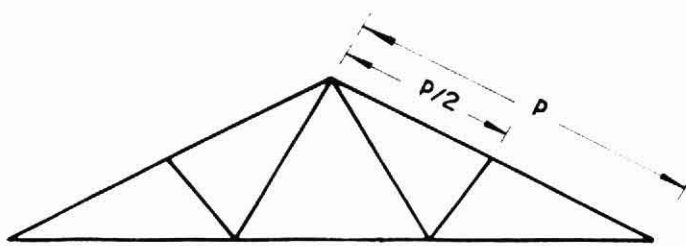
Esta presentación se limitará a los procedimientos básicos de diseño, dando énfasis únicamente a las cerchas de madera.

Los tipos de cerchas más usadas (ver Figuras N° 31 y N° 32), son:

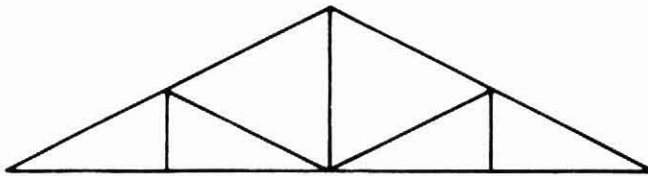
- a) Triangulares o con pendiente.
- b) Rectangulares o con cordones paralelos.
- c) Con cordón superior curvo.
- d) Con cordón superior poligonal.
- e) Especiales (tales como tipo tijeras, diente de sierra, etc.).

Algunas formas de techumbre quedan determinadas por consideraciones arquitectónicas. Sin embargo, la mayoría de las veces es el calculista el que selecciona el tipo de cercha a usar, tomando en cuenta factores como: economía, luz y la estética deseada para la estructura. La luz máxima que económicamente se puede recomendar para los diferentes tipos de cerchas de madera dependerá del material disponible, solicitudes, método de fabricación y mano de obra con que se cuenta. En la Figura N° 33 se señalan los tipos de cerchas triangulares y los elementos de unión que se recomiendan para diferentes luces.

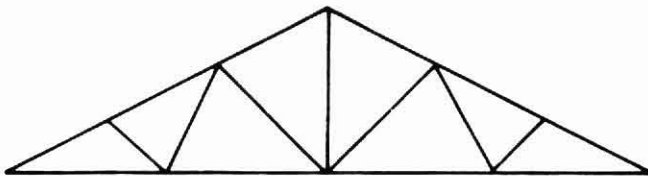
Se ha demostrado que la cercha con cordón superior curvo (de radio igual a la luz), es la más económica cuando las cargas solicitantes son uniformemente repartidas, ya que éstas inducen esfuerzos pequeños en las diferentes barras, sean éstas perimetrales o internas. Esto es particularmente importante, debido a que resultan elementos de unión simples y compactos.



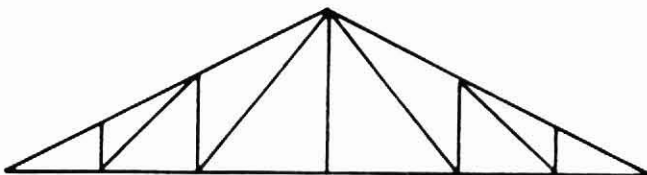
W FINK



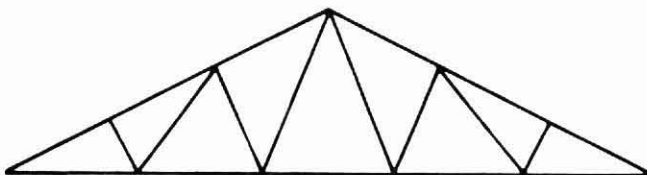
HOWE



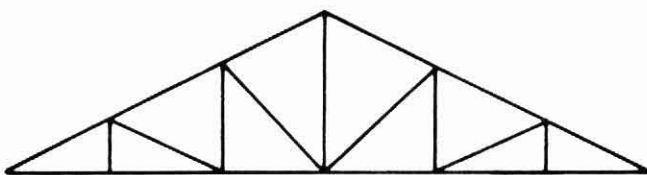
QUEEN - POST



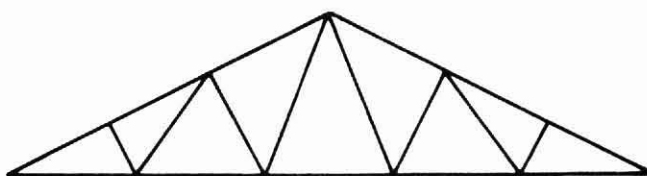
PRATT



WW FINK



DOBLE HOWE



FINK



FINK

FIGURA Nº 31. Tipos de cerchas.



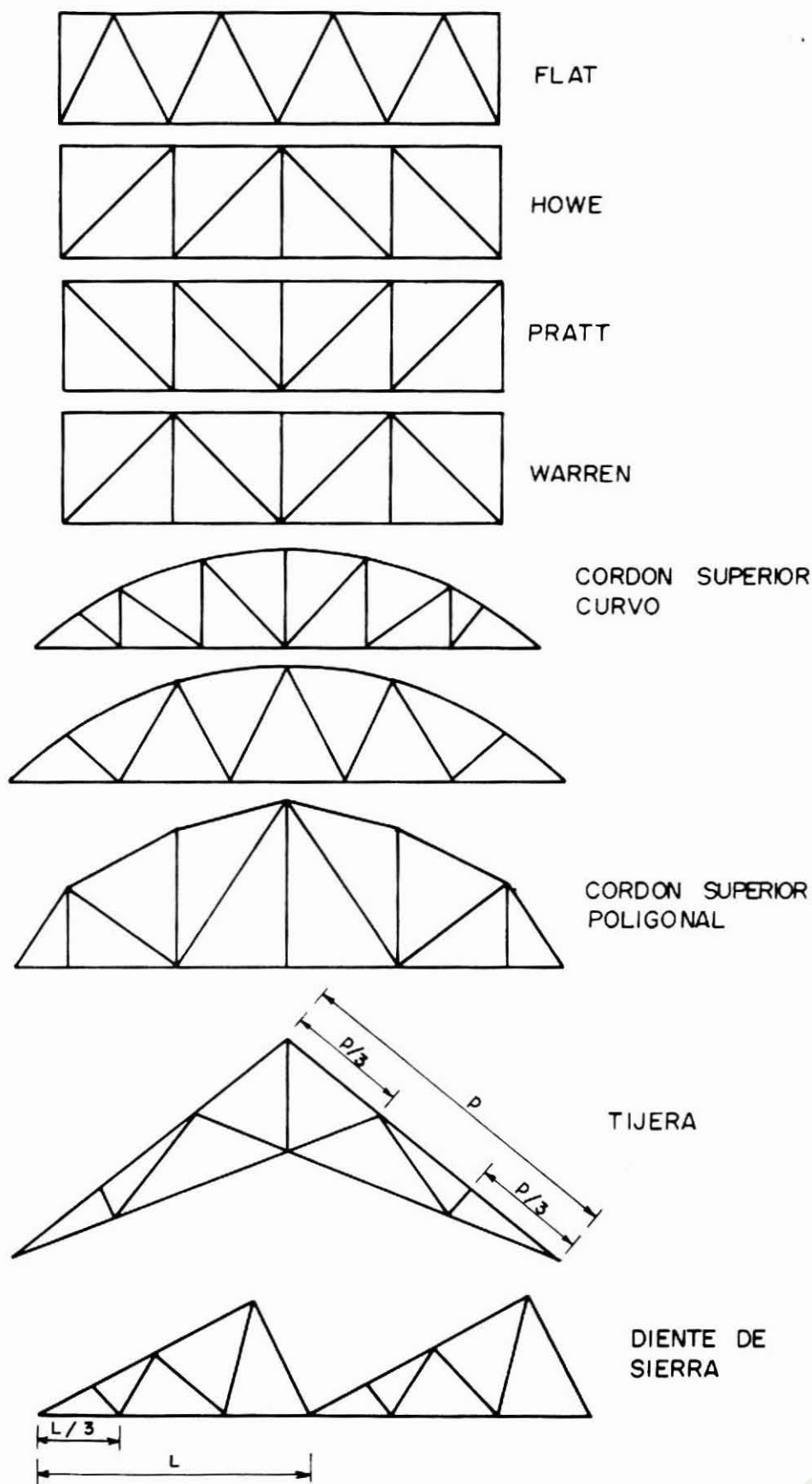


FIGURA Nº 32. Tipos de cerchas.

TIPO DE CERCHA	LUZ	TIPO DE UNION																			
		metros	A						B												
			1					2					3			B					
			1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	6	1	2	3	1	2	3	4	5
1		3 - 6	■	□	■	□	■	■	□	■	□	■	□	■	■	□	■	■	□	■	□
2		3 - 6	■	□	■	□	■	■	□	■	□	■	□	■	■	□	■	■	□	■	□
3		3 - 6	■	□	■	□	■	■	□	■	□	■	□	■	■	□	■	■	□	■	□
4		3 - 6	■	□	■	□	■	■	□	■	□	■	□	■	■	□	■	■	□	■	□
5		5 - 10	■	□	■	□	■	■	□	■	□	■	□	■	■	□	■	■	□	■	□
6		5 - 10	■	□	■	□	■	■	□	■	□	■	□	■	■	□	■	■	□	■	□
7		5 - 10	■	□	■	□	■	■	□	■	□	■	□	■	■	□	■	■	□	■	□
8		5 - 10	■	□	■	□	■	■	□	■	□	■	□	■	■	□	■	■	□	■	□
9		8 - 15						■	■					■			■				
10		8 - 15						■	■					■			■				
11		8 - 15						■	■					■			■				
12		8 - 15						■	■					■			■				
13		8 - 15						■	■					■			■				

A. Barras en el mismo plano

1. Gusset de tablas

- 1 Clavos
- 2 Tornillos
- 3 Adhesivos
- 4 Adhesivos + clavos
- 5 Adhesivos + tornillos

2. Gusset de contrachapado

- 1 Clavos
- 2 Tornillos
- 3 Pernos
- 4 Adhesivos
- 5 Adhesivos + clavos
- 6 Adhesivos + tornillos

3. Gusset de metal

- 1 Clavos
- 2 Tornillos
- 3 Pernos

B. Barras en distinto plano

- 1 Clavos
- 2 Tornillos
- 3 Pernos
- 4 Adhesivos + clavos
- 5 Adhesivos + tornillos

FIGURA N° 33.

Información básica para cerchas triangulares de madera.

La cercha de tipo triangular se recomienda cuando las cargas se transmiten a la cercha en puntos específicos (cargas concentradas). La cercha tipo PRATT tiene la ventaja que, para cargas verticales, las diagonales (que son los elementos más largos), quedan traccionadas y los elementos más cortos, comprimidos. Esta cercha si tiene poca pendiente, resulta muy económica para luces de hasta 24 m.

La cercha PRATT y la WW FINK pueden usarse para luces de hasta 30 m. Ellas resultan más económicas que el tipo W FINK para pendientes comprendidas entre 25% y 45% y luces superiores a 15 m. La luz óptima del tipo W FINK está comprendida entre 12 y 18 m, siempre que la pendiente sea superior a 45%.

El tipo TIJERA puede usarse eficientemente con luces hasta de 24 m y se utiliza para dar mayor altura en el centro del recinto.

En las cerchas rectangulares se recomiendan alturas comprendidas entre $\frac{1}{8}$ y $\frac{1}{10}$ de su luz y en las de cordón superior curvo (con radio de curvatura igual a la luz de la cercha) una altura total igual a 0,134 de la luz; sin embargo, en este último caso, si las cerchas deben tener una altura menor se pueden tomar radios de curvatura mayores y viceversa.

Los cordones pueden estar constituidos por uno, dos o varios elementos. En el caso de cordones (superiores o inferiores) con dos elementos, las diagonales y montantes se ubicarán entre ellos.

Los elementos constituidos por una pieza, soportarán cargas a lo menos iguales que aquéllos conformados por dos o más piezas que proporcionen igual sección transversal, pero estarán propensos a pandearse con mayor facilidad.

La distancia entre nudos estará determinada por la ubicación deseada de las costaneras, por las cargas concentradas o por el arriostramiento entre cerchas.

Para cerchas de cordón superior curvo, sometidas a cargas uniformemente distribuidas, conviene elegir una distancia

entre nudos comprendida entre 2,4 y 3,6 m, dependiendo de la luz de la cercha.

La distancia entre cerchas estará controlada por la disposición más económica que sea capaz de soportar las cargas que actúan sobre la estructura de la techumbre. Para costaneras de madera aserrada, la distancia más económica y práctica es 4,8 m. Cuando se utilicen costaneras de madera laminada, esta distancia sólo será limitada por aspectos económicos, pues dichos elementos laminados se pueden fabricar de cualquier longitud, considerándose económicas distancias de 9 m.

En cuanto a los arriostramientos, será conveniente colocar entre cerchas aquéllos del tipo X en un plano vertical o semejante, perpendicular al plano de éstas, usando para ello madera aserrada.

Otro tipo de arriostramiento es el requerido para soportar la acción del viento lateral, el cual puede disponerse a nivel del cordón superior de las cerchas, entre éstas y que puede estar constituido por elementos de madera aserrada o barras de acero redondo provistas de pernos de ajuste, calculándose como cercha horizontal con cargas de viento lateral para determinar sus secciones transversales y elementos de unión.

5.2.2. Procedimiento General de Diseño

5.2.2.1. Hipótesis de Cálculo

Ninguna estructura real es factible de ser analizada estructuralmente. El análisis debe efectuarse en modelos o analogías de la estructura definitiva. A fin de crear un modelo de dicha estructura deberán aceptarse ciertas hipótesis de cálculo, lo cual es común a todo tipo de estructuras y materiales. Los elementos, sus propiedades, uniones, cargas, apoyos y la geometría de la estructura deben ser idealizados de modo que se puedan

aplicar los procedimientos analíticos. Las hipótesis generales de cálculo que se adoptan para el análisis estructural de las cerchas, son las siguientes:

- i) La cercha es una estructura bidimensional, contenida en un plano.
- ii) Los elementos o barras son inicialmente rectos, prismáticos, de material elástico con propiedades uniformes.
- iii) Las cargas son aplicadas en el plano de la cercha con cargas de peso propio y eventuales (nieve) que la solicitan verticalmente y cargas de viento que actúan en dirección normal al cordón superior de la cercha.
- iv) El sistema de fuerza conformado por cargas y reacciones está en equilibrio.
- v) El desplazamiento de los nudos y de las barras es relativamente pequeño.
- vi) Los ejes centroidales de las barras se interceptan en un punto en los nudos.
- vii) Las solicitaciones de las barras tienen una dirección que coincide con su eje centroidal.

5.2.2.2. Cálculo de las Solicitaciones en las Barras

Las solicitaciones axiales en las barras pueden determinarse a través de diferentes métodos de análisis estructural. En general, estos métodos requieren que se establezcan y acepten las siguientes hipótesis:



- i) Las barras de la cercha deben considerarse como rótulas en sus puntos de encuentro (nudos).
- ii) Las cargas se aplican sólo en los nudos, con lo cual se obtienen sólo solicitaciones axiales en las barras.
- iii) Las cargas y reacciones se aplican puntualmente sobre la estructura (en un punto).

A continuación se analizarán, brevemente, un método gráfico y dos analíticos a usar en la determinación de las solicitaciones en las barras.

a) METODO GRAFICO. Se basa en el hecho de que si en un cuerpo en equilibrio actúa un sistema de fuerzas conocidas conjuntamente con otras dos fuerzas (P y Q) de las cuales se conocen sus direcciones pero no sus magnitudes, éstas se pueden obtener mediante la confección del polígono de fuerzas que consulta todas las fuerzas en equilibrio (ver Figura Nº 34).

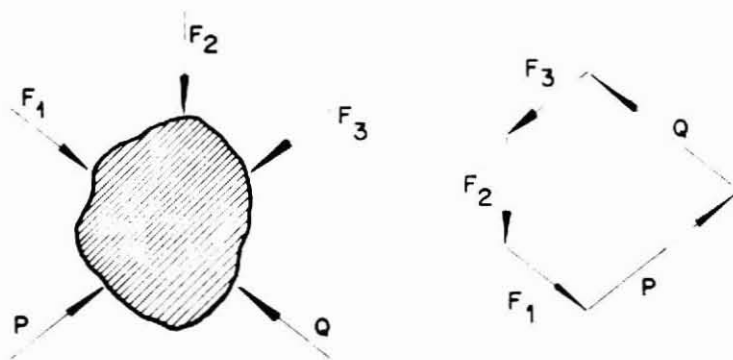


FIGURA Nº 34. Polígono de fuerzas.

Así una cercha puede ser completamente analizada para las fuerzas que concurren en los nudos y de las cuales

sólo dos magnitudes son desconocidas. El análisis ha
brá que hacerlo en cada uno de la totalidad de los nu
dos. (Ver Figura Nº 35).

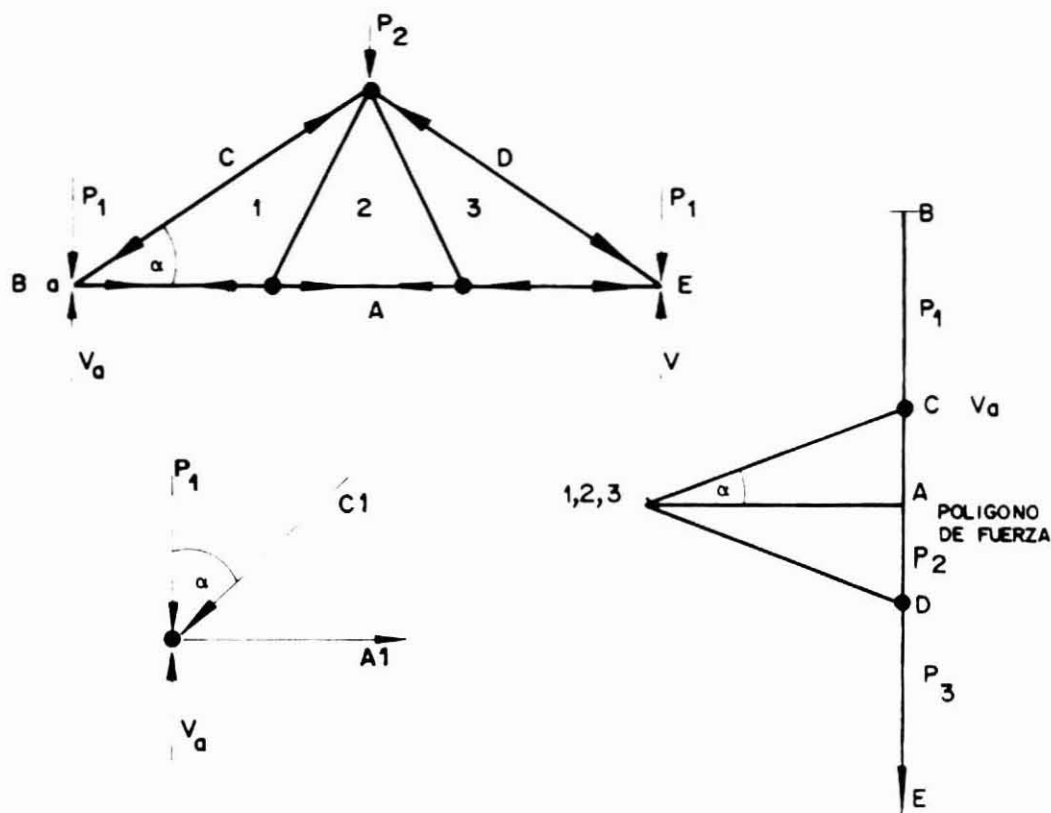
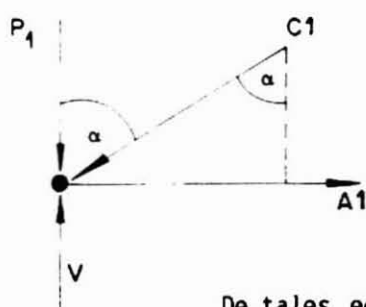


FIGURA Nº 35. Ejemplo de aplicación del método gráfico.

b) METODO ANALITICO 1. Corresponde a la solución ma
temática del criterio gráfico. Cada nudo de la cercha
se analiza aisladamente como un cuerpo en equilibrio
por la acción de las fuerzas externas e internas (de
las barras) que concurren en él. Sólo se podrán consi
derar aquellos nudos en los cuales sólo existen dos fuer
zas concurrentes desconocidas. Esto requiere de una
cuidadosa selección del orden a elegir en la solución
de los diferentes nudos. En general, se debe solucio
nar un sistema de ecuaciones con dos incógnitas, siste
ma que queda dado por las ecuaciones de equilibrio de
las fuerzas proyectadas sobre un eje horizontal y otro
vertical.



Para el caso del nudo a, analizado en el método gráfico, se tiene:



Datos : P_1 ; V ;

Incógnitas : C_1 ; A_1

i) $A_1 - C_1 \sin \alpha = 0$ (sobre eje horizontal)

ii) $P_1 + C_1 \cos \alpha - V = 0$

De tales ecuaciones será posible conocer la magnitud de las incógnitas A_1 y A_2 .

c) METODO ANALITICO 2. A veces interesa conocer sólo los esfuerzos que actúan en una o dos barras de la cercha. En tal caso debe usarse el método de las secciones, el cual permite conocer hasta tres incógnitas, usando las tres ecuaciones de equilibrio de la estática. El método consulta el trazado de secciones que aísla una parte de la cercha la que se trata como un cuerpo en equilibrio, en el cual pueden existir no más de tres fuerzas desconocidas que se pueden calcular resolviendo las tres ecuaciones de equilibrio.

En el caso de la cercha analizada anteriormente, se tiene en la Figura Nº 36.

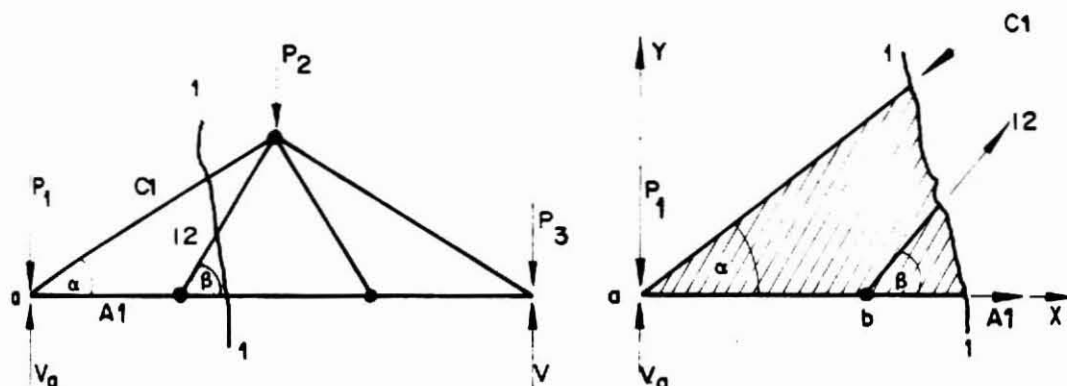


FIGURA Nº 36. Ejemplo de aplicación de método analítico.

Datos : P_1 ; V_0 ; α ; β

Incógnitas : C_1 ; A_1 ; 12

Ecuaciones a usar : $\sum F_x = 0$ $\sum M_a = 0$
 $\sum F_y = 0$

5.2.2.3. Diseño de las Cerchas Triangulares

El procedimiento a seguir en el diseño de las cerchas triangulares, es el siguiente:

- i) Determinación de las cargas solicitantes. Las cargas que actúan sobre las cerchas se pueden determinar con los antecedentes que se entregan en las normas nacionales, incluidas en el Tomo II de este Manual y con la Tabla Nº 57.

TABLA Nº 57. PESO APROXIMADO (Kg/m²) DE CERCHAS DE MADERA MEDIDO EN LA SUPERFICIE DE TECHUMBRE.*

LUZ (m)	INCLINACION O PENDIENTE			
	$\frac{1}{2}$ ($\alpha = 26,6^\circ$)	$\frac{1}{3}$ ($\alpha = 18,4^\circ$)	$\frac{1}{4}$ ($\alpha = 14,0^\circ$)	Horizontal ($\alpha = 0^\circ$)
Hasta 11 m	14,7 Kg/m²	17,1 Kg/m²	18,3 Kg/m²	19,5 Kg/m²
11 - 15 m	15,9 Kg/m²	18,3 Kg/m²	19,5 Kg/m²	22,0 Kg/m²
15 - 18 m	17,1 Kg/m²	19,5 Kg/m²	22,0 Kg/m²	23,2 Kg/m²
18 - 21 m	18,3 Kg/m²	22,0 Kg/m²	23,2 Kg/m²	25,7 Kg/m²
21 - 24 m	20,8 Kg/m²	24,4 Kg/m²	26,9 Kg/m²	29,3 Kg/m²

* H. J. Hansen. "Design loads for wooden roof trusses".

- ii) Cálculo de las solicitaciones en los diferentes elementos de las cerchas. De acuerdo a los antecedentes señalados en 5.2.2.2.

- iii) Selección de la especie y grado de calidad estructural de la madera a usar. La elección de la especie maderera de la localidad en donde se va a ubicar la estructura y de las maderas más comunes de la zona. El grado estructural debe seleccio

narse en función de la resistencia que de la madera se desea, sin embargo, algunos grados son más fáciles de obtener y, por lo tanto, se usan con mayor frecuencia. Como regla general, deben preferirse los grados con las tensiones más bajas porque ellos proveen el diseño más eficiente y económico.

- iv) Determinación de las escuadras requeridas en los distintos elementos de la cercha. El dimensionamiento de las escuadras deberá seguir las recomendaciones entregadas en el Capítulo Tercero de este texto.
- v) Diseño de las uniones. Considerando primero aque^{ll}as que soportan las solicitaciones mayores. Se debe establecer el espaciamiento entre elementos de unión y la distancia de ellos al borde y a los extremos de la pieza que se une. Además, se debe evitar la distribución excéntrica de los medios de unión. Si ello ocurre, se debe considerar el efecto de los momentos de flexión que se inducen.

5.2.2.4. Cálculo de la Deformación de una Cercha

La deformación Δ_j de un nudo "j" de una cercha puede ser determinada mediante el método de los trabajos virtuales. En este método, se aplica en el nudo (j) cuya deformación se desea determinar, una carga unitaria con la dirección del desplazamiento que se necesita conocer. Esta carga unitaria provoca esfuerzos axiales internos (f_{ij}), en todas las barras ("i") de la cercha con magnitudes que pueden determinarse con los métodos reseñados en 5.2.2.2. La deformación final (Δ_j) se determina sumando los efectos (f_{ij}), de la carga unitaria y de la carga real de diseño (F_i), mediante el uso de la expresión:

$$\Delta_j = \sum_{i=1}^n \frac{F_i \times f_{ij} \times L_i}{A_i E_i}$$

en que :

Δ_j = desplazamiento del nudo "j".

F_i = carga real en la barra "i".

f_{ij} = sollicitación en la barra "i" originada por la carga unitaria aplicada en el nudo "j".

L_i = longitud de la barra "i".

A_i = sección transversal de la barra "i".

E_i = módulo de elasticidad de la barra "i".

n = número de orden de la barra.

Las deformaciones máximas admisibles se pueden asim
ilar a las definidas para vigas de techumbre y que apa
recen en la Tabla Nº 40.

5.2.3. Diseño de Cerchas con Cargas Repartidas

Es común que sobre el perímetro de una cercha se apliquen cargas repartidas, alejándose así de una de las hipótesis aceptadas; cual es: "las cargas se aplican sólo en los nudos". En este caso el procedimiento a seguir es:

- 1) Determinar el área tributaria de cada nudo y calcular la carga concentrada equivalente a la carga repartida que ac
túa sobre dicha área tributaria, aplicándola sobre el nudo correspondiente.
- 2) Con tales cargas concentradas, aplicadas en los nudos, cal
cular las sollicitaciones de las barras según 5.2.2.2.
- 3) Debido a carga repartida se producen momentos de flexión en el tramo de las barras y en sus apoyos (nudos). El análisis

acepta que el cordón es una viga continua sobre los apoyos.
Ver Figura Nº 37.

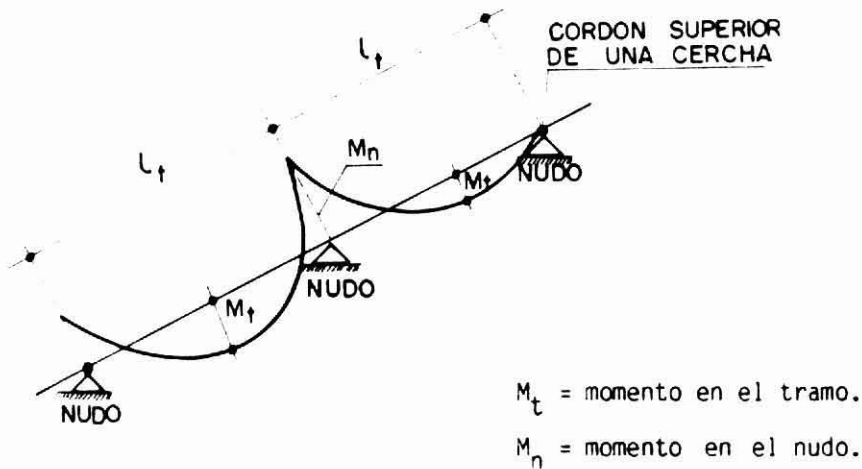


FIGURA Nº 37. Diagrama de momento para un cordón superior de una cercha con carga repartida.

La ecuación para calcular estos momentos es:

$$M_i = K \times q \times l_t^2$$

en que :

M_i = momento de flexión en el tramo o en el nudo.

q = carga uniformemente distribuida.

l_t = longitud del tramo.

K = coeficiente que se obtiene usando las fórmulas estándares de ingeniería para vigas continuas de 2 o más tramos. Ver Tomo II.

5.3. Diafragmas

5.3.1. Generalidades

Un aspecto crítico en el diseño de las construcciones en madera es el que tiene relación con su baja resistencia a cargas laterales de viento o sismo, debido a la dificultad que se presenta en la rigidización, en forma eficiente, de sus nudos, resultando deformaciones mayores que las admisibles.

El método más usado para el arriostramiento lateral de edificios de madera es mediante el empleo de muros o diafragmas verticales que toman el esfuerzo de corte originado en las estructuras de techumbre y/o de piso (diafragmas horizontales), transmitiéndolo a las fundaciones. Ver Figura N° 38.

Un diafragma se puede definir como un elemento estructural delgado, normalmente rectangular formado por pie-derechos o vigas y revestimiento, capaz de soportar solicitaciones de cizalle y que por rigidez limita las deformaciones de una estructura. Como revestimiento se puede usar cualquier producto apropiado tales como: madera elaborada, tableros derivados de la madera o de otros materiales. La diferencia entre los distintos tipos de revestimientos se refleja en la rigidez y resistencia final del diafragma.

5.3.2. Tipos de Diafragmas de Madera

En general los tipos de diafragmas más usados se pueden clasificar de acuerdo a:

- su revestimiento
- su disposición.

5.3.2.1. Tipos de Diafragmas según su Revestimiento

- a) Diafragma con estructura de madera conformada por soleras y pie-derechos y con un revestimiento constituidos por tablas elaboradas de canto recto, machihembradas o tingladas, con su eje formando ángulo recto con soleras o pie-derechos y clavadas a ellos en cada encuentro.



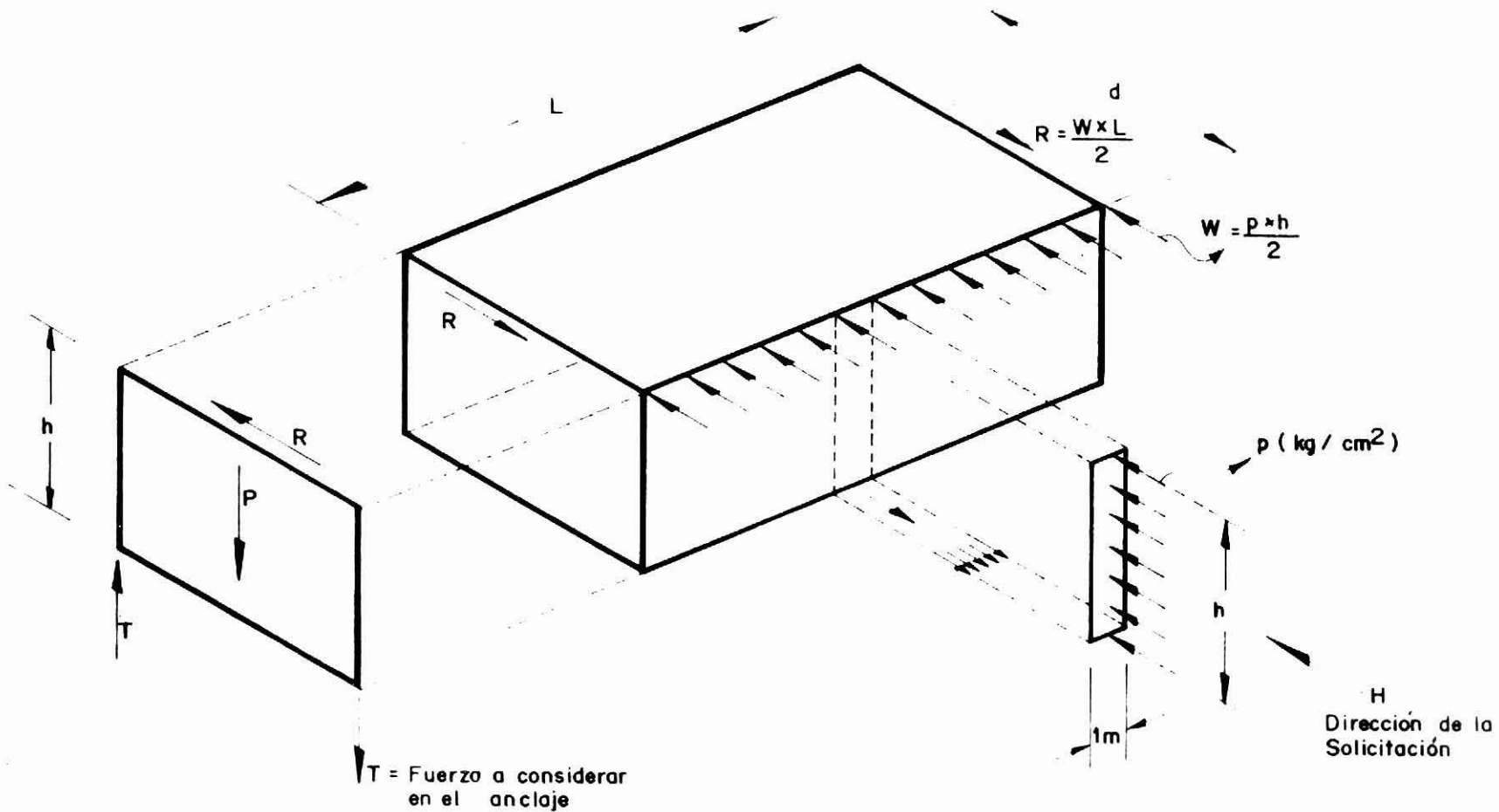


FIGURA N° 38. Comportamiento de un edificio frente a cargas horizontales.

- b) Diafragma con estructura de madera (soleras y pie-derechos) forrado con un entablado en diagonal, que generalmente se ubica formando un ángulo de 45° con los pie-derechos y soleras.
- c) Diafragma con estructura de madera, forrado por ambos lados con entablado en diagonal, ubicado a 45° respecto a pie-derechos y soleras pero contrapuesto entre sí, de modo que los ejes de las tablas de ambos revestimientos formen un ángulo recto.
- d) Diafragma con estructura de madera, forrado por uno o ambos lados con contrachapado. Este tipo posee mejores características para transmitir esfuerzos de corte.

5.3.2.2. Tipos de Diafragmas según su Disposición

a) Diafragmas Horizontales.

Toman esta designación aquellos elementos planos horizontales (pisos) o inclinados (techumbres) los cuales, además de resistir solicitaciones verticales de peso propio y sobrecarga, pueden soportar fuerzas horizontales (viento o sismo) y transmitir las a las subestructuras verticales (muros de corte) conectadas a ellos.

Un diafragma horizontal solicitado en su plano se comporta en forma similar a una viga compuesta, dispuesta en el plano horizontal. El revestimiento de piso o techumbre actúa como el alma, las vigas intermedias de apoyo corresponden a los atiesadores del alma y los elementos de borde, perpendiculares a la dirección de la fuerza toman el nombre de cuerdas y se comportan como las alas de la viga compuesta. Los elementos de borde paralelos a la dirección de la fuerza se denominan montantes.



Las solicitaciones normales al plano del diafragma de terminan, en primera instancia, el espesor del revestimiento y las dimensiones de la sección transversal de los elementos interiores (vigas) de dicho diafragma.

Las solicitaciones que actúan en el plano del diafragma dimensionarán los elementos perimetrales. La compresión o tracción en las cuerdas se calculan dividiendo el momento de flexión por la distancia existente entre ambas cuerdas. Los montantes extremos están constituidos por las vigas de borde ubicadas sobre un muro de corte y su esfuerzo axial es igual a la reacción. Ver Figura N° 39.

El corte, en el diafragma, deberá ser tomado por el revestimiento.

Cuando existan muros interiores, habrán distintos cortes unitarios (v) en el diafragma, excepto si las luces y cargas resulten ser iguales para los diferentes diafragmas, lo cual constituiría una casualidad.

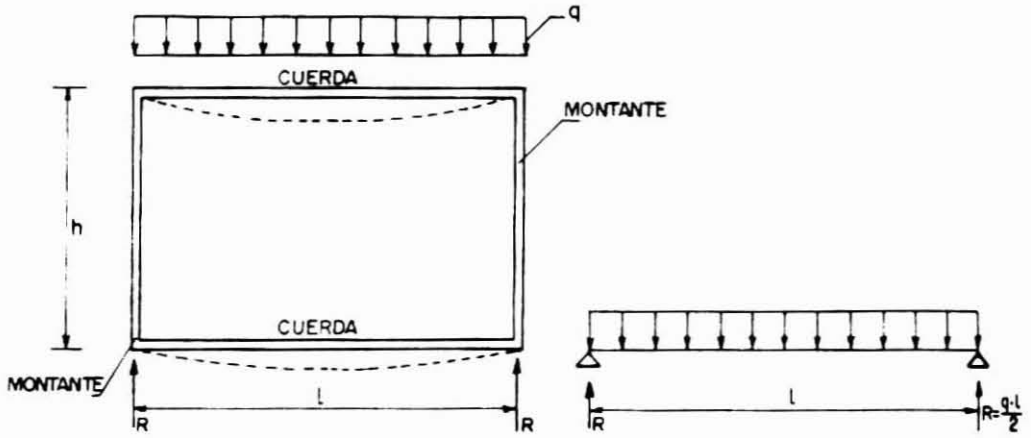
Cuando el diafragma de piso es soportado por un muro que no tiene todo el ancho del edificio, o si hay vanos en el muro, se requerirá un elemento que amarre los muros y que, además, sea capaz de equilibrar el corte proveniente del piso. Ver Figura N° 40.

Cuando el diafragma horizontal no está apoyado en sus cuatro bordes o cuando la planta del edificio es asimétrica se induce un momento de torsión que debe ser absorbido por los muros de corte (diafragmas verticales) en los cuales él se apoya. Ver Figura N° 41.

b) Diafragmas Verticales.

Son los elementos estructurales verticales que trasmiten las cargas de los pisos o techumbres (diafragmas horizontales) a las fundaciones. Comúnmente son denominados muros de corte debido a que las solicitaciones horizontales son absorbidas mediante esfuerzos de corte.

a) DIAGRAMA DE CARGA

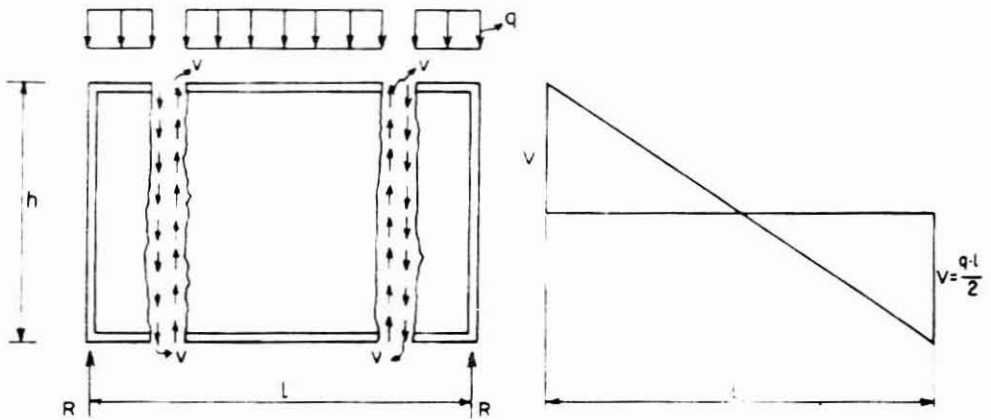


b) DIAGRAMA DE CORTE

$$h \times v = V$$

$$v = \frac{V}{h}$$

(CIZALLE UNITARIO)



c) DIAGRAMA DE MOMENTO

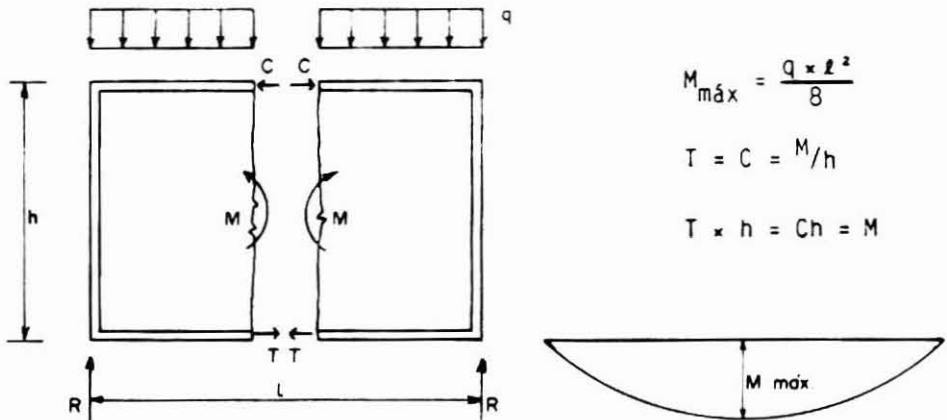


FIGURA N° 39.

Esfuerzos en un diafragma horizontal.

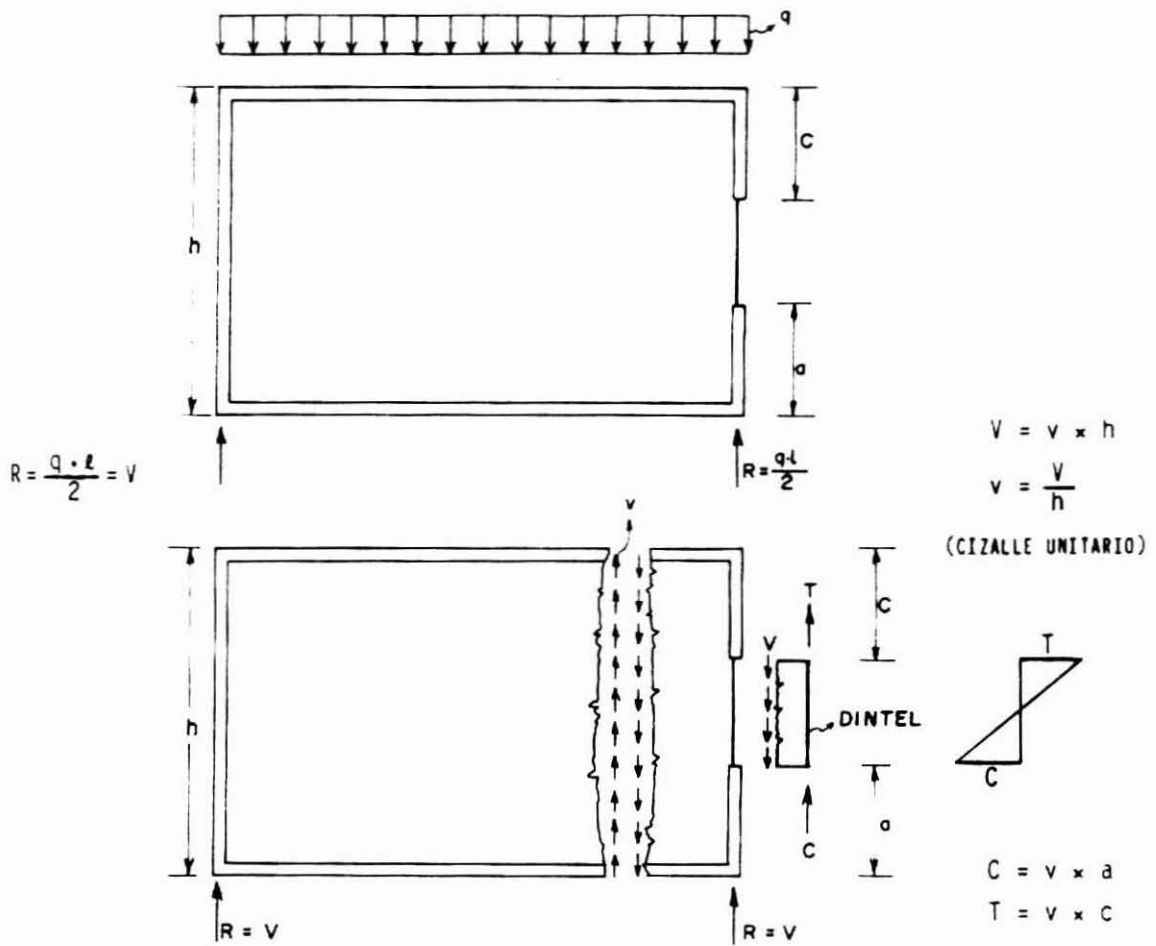
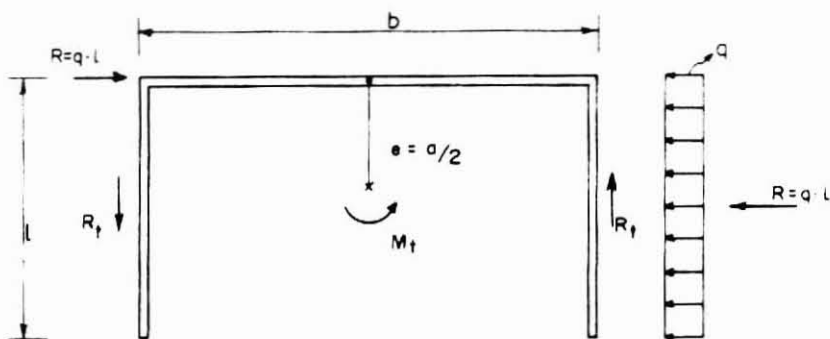


FIGURA Nº 40. Diafragma horizontal apoyado en un muro con vano.



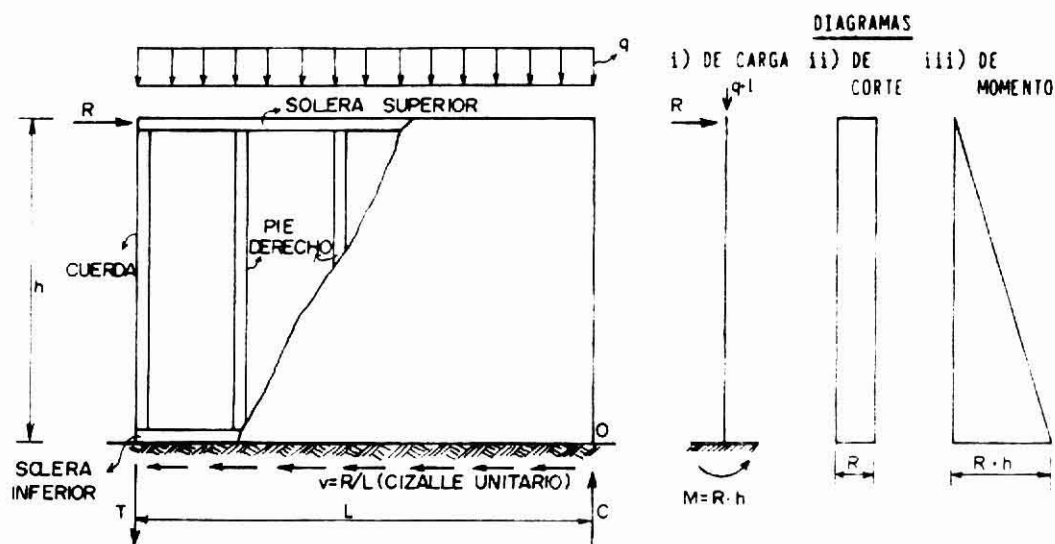
$$M_t = R \times e = \frac{q \cdot l^2}{2}$$

$$R_t = \frac{M_t}{b} = \frac{q \cdot l^2}{2 \cdot b}$$

FIGURA Nº 41. Diafragma horizontal sin un muro de apoyo.

La estructura de un muro de corte queda constituida por pie-derechos, cuerdas o pie-derechos extremos, soleras inferiores, soleras superiores y revestimientos. Las soleras son los elementos perimetrales que están conec tados al diafragma horizontal (solera superior) o al piso (solera inferior). En el caso de una construcción de dos o más pisos dichas conexiones se realizan a los diafragmas superior e inferior, respectivamente.

Las cargas a los muros de corte se calculan como la su ma de las reacciones provenientes de los diafragmas ho rizontales que están soportados por éstos. Ver Figura Nº 38. El esfuerzo de corte unitario (v) provocado por dicha sollicitación se supone uniformemente repartido y de igual magnitud tanto en el borde superior como infe rior del diafragma. Las sollicitaciones en las cuerdas (pie-derechos extremos) se determinan haciendo un análisis de volcamiento del muro considerado. Ver Figura Nº 42.



$$M_V = \text{Momento de volcamiento} = R \times h$$

(respecto punto 0)

$$M_R = \text{Momento resistente} = q \times L^2/2$$

$$\text{Condición de equilibrio : } M_0 = 0$$

$$M_V - T \times L - M_R = 0$$

$$T_{\text{máx}} = \frac{M_V - M_R}{L}$$

$$C_{\text{máx}} = T_{\text{máx}} + q \times L$$

FIGURA Nº 42. Análisis estructural de un diafragma vertical.

Si se presentan solicitaciones laterales adicionales, por ejemplo las originadas por un sismo, ellas se considerarán como una fuerza lateral, cuya intensidad dependerá de la masa del muro de corte y cuya dirección pasa por la mitad de éste. Ver Figura N° 43.

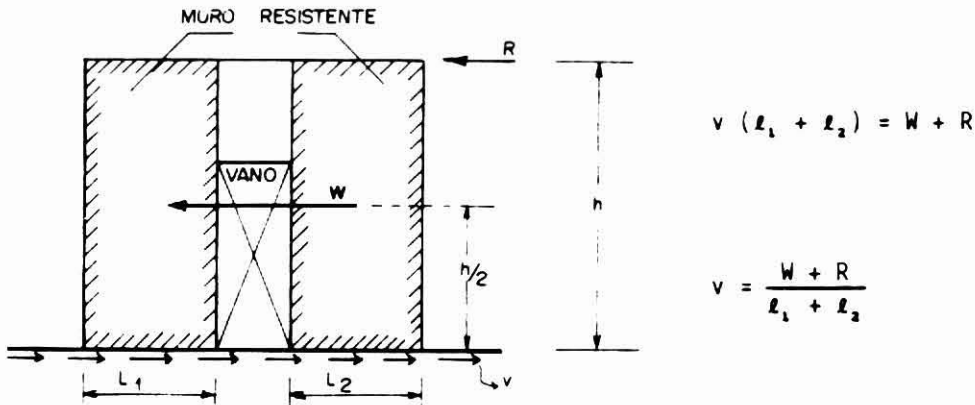


FIGURA N° 43. Carga sísmica en un muro de corte con vano interior.

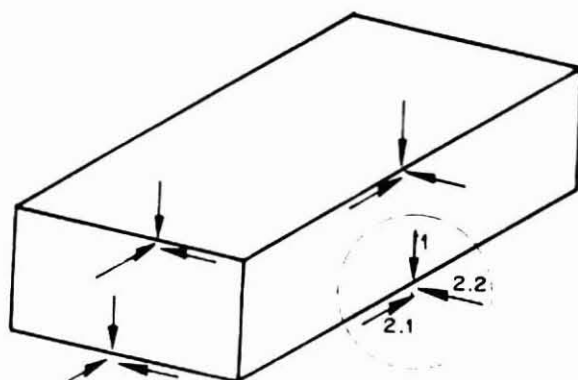
Las características de rigidez de un tipo de diafragma generalmente se determina mediante ensayos. Estos han demostrado que para ciertas relaciones de longitud-altura (L/h), las deformaciones no superan los límites requeridos para mantener la integridad de la estructura. Estas relaciones límites dependen del tipo de diafragma y se incluyen en la Tabla N° 58.

5.3.3. Requerimientos de Anclaje

Los diafragmas horizontales y verticales deben ser amarrados o anclados a los elementos de apoyo de tal forma que ellos puedan mantenerse unidos a fin de que el edificio funcione como una sola unidad para resistir las cargas que lo solicitan.

El proceso de anclaje de un edificio se puede visualizar considerando cargas en sus tres direcciones principales. Ver Figura N° 44. Las ubicaciones críticas son:

- i) la unión del diafragma horizontal con el vertical, y
- ii) la unión de los muros con las fundaciones.



Fuerzas de Anclaje

- 1. Cargas Verticales
- 2. Cargas Laterales

- 2.1. Paralelas al muro
- 2.2. Normales al muro

FIGURA Nº 44. Fuerzas a considerar en el anclaje.

Si se tiene presente el esquema de la Figura Nº 44, especialmente en los puntos de unión entre diafragmas horizontales y verticales y además, en la unión de muro con las fundaciones, el resultado será un edificio correctamente anclado.

El tema de anclaje comprende, fundamentalmente, dimensionamiento de uniones, lo cual está más allá del objetivo del presente capítulo. En lo que sigue se analizarán sólo los métodos para determinar la magnitud de la fuerza que se debe considerar en el diseño de las uniones.

a) **Cargas Verticales:** El diseño de las uniones para las cargas verticales involucra la sucesiva transferencia de las cargas desde sus orígenes, en la techumbre, a través de la estructura y hasta las fundaciones. La determinación de las magnitudes de las cargas a transferir es fácil de obtener. Una vez conocidas tales solicitaciones, será necesario diseñar las siguientes uniones:

- i) Costaneras a cerchas o vigas de techumbre.
- ii) Cerchas o vigas de techumbre a vigas longitudinales o muros.
- iii) Vigas longitudinales a pilares o columnas.

- iv) Dinteles a columnas o muros.
 - v) Columnas a fundaciones o pie-derechos a soleras, y solera a fundación.
- b) Carga Lateral paralela al muro: Un diafragma vertical recibe cargas que son paralelas al muro o están contenidas en el plano del diafragma. En esta forma trabaja como una viga en voladizo empotrada en su fundación, por lo que en tal tipo de apoyo existe un momento y una fuerza de cizalle como reacciones. Se deben considerar fijaciones independientes que absorban cada una de estas reacciones.

La primera a considerar debe ser el momento, que como se recordará es absorbido por un par de fuerzas que actúan en las cuerdas del diafragma. La más importante de ellas es la traccionada que tiende a levantar el diafragma de su fundación. Ver Figura N° 42.

El cizalle se absorbe con una serie de pernos o espárragos diseñados para transferir este esfuerzo desde el diafragma a la fundación. La resistencia de uno de estos elementos de unión se determina con el menor valor de tensión entre:

- i) Capacidad de aplastamiento de la madera cuando ella es solicitada por el metal (perno o espárrago) en dirección paralela a la fibra.
 - ii) Resistencia al cizalle del metal empotrado en hormigón. Ver Figura N° 45.
- c) Carga Lateral perpendicular al muro: Además de las cargas horizontales y verticales que actúan en el plano de un diafragma vertical, éste debe resistir las cargas normales a su plano provenientes de la acción del viento o sismo.

En las construcciones en madera, por lo general las cargas provenientes de la acción del viento son mayores que las correspondientes al sismo. En este caso, las cargas son transferidas al elemento perimetral inferior (solera) a través de los pie-derechos mediante el uso de "clavos lanceros".