

Madera

VERIFICACION DE DEFORMACION

DIMENSIONADO DE COLUMNAS



DIMENSIONADO EN **MADERA**

1) Análisis de carga y calculo de reacciones

2) Cálculo de solicitaciones

3) Dimensionado/verificación a flexión

a) No conociendo las dimensiones (**DIMENSIONADO**):

$$S_x \text{ (Módulo Resistente Elástico)} = \frac{M}{F'_b} \text{ (Momento flector)}$$

(tensión de diseño ajustada en flexión - TABLAS)

b) Conociendo las dimensiones (**VERIFICACIÓN**):

$$f_b \text{ (tensión originada por } Mf) = \frac{M}{S_x} \text{ (Momento flector)}$$

(Módulo Resistente Elástico)

4) Verificación a corte

$$f_{vmax} = 1,5 \frac{V_{max}}{b \cdot h} \text{ (Corte)}$$

(sección)

5) Verificación de deformación

VERIFICACION DE **DEFORMACION**

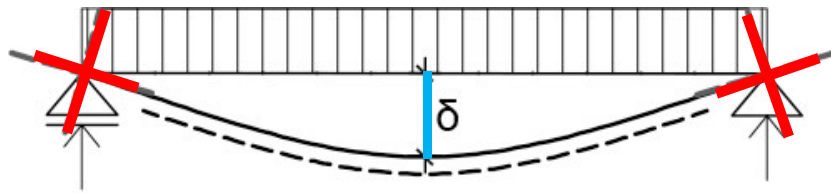
En las vigas de madera muchas veces las deformaciones (flechas) son las que determinan las dimensiones necesarias.



DEFORMADA

SI CONSIDERAMOS UNA VIGA ISOSTÁTICA SIN VOLADIZO Y CON CARGA DISTRIBUIDA

- ✓ La sección en los apoyos gira libremente y
- ✓ La deformación es la curvatura del eje de la barra.
- ✓ Las fibras superiores de la sección se comprimen y las fibras inferiores se traccionan

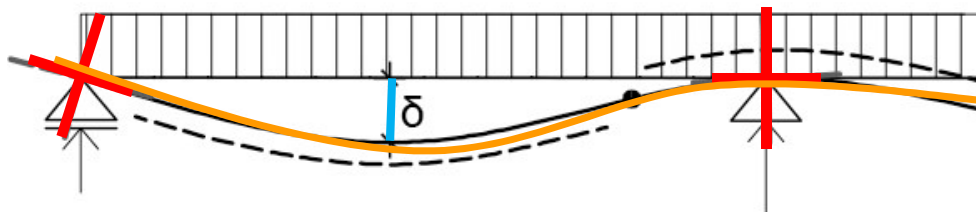


FLECHA (δ)

MÁXIMO DESCENSO QUE
SE PRODUCE EN LA BARRA

SI CONSIDERAMOS LA VIGA ANTERIOR CON VOLADIZOS Y CARGA DISTRIBUIDA

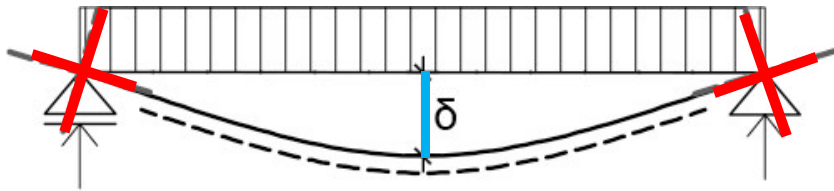
- ✓ La sección en el apoyo que tiene continuidad no gira libremente
- ✓ Se produce un cambio de curvatura en la deformada (punto de inflexión)
- ✓ Se produce un cambio en la posición de las tracciones.



MENOR
DEFORMACION
(δ)

DEFORMACION: FLECHA (δ)

¿COMO VERIFICO DEFORMACION?



MÁXIMO DESCENSO QUE SE PRODUCE EN LA BARRA

$$\delta_{\text{máx}} \leq \delta_{\text{adm}}$$

LOS VALORES DE FLECHAS MÁXIMAS (δ) DEBEN SER MENORES A LAS FLECHAS ADMISIBLES

FLECHAS ADMISIBLES (δ_{adm}) recomendadas para vigas de madera por el CIRSOC 601:

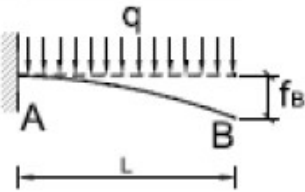
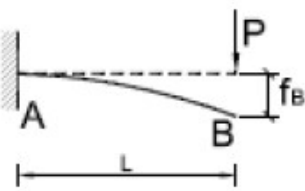
Tabla 3.2.3-1 Deformaciones admisibles recomendadas para las vigas

Destino de la construcción	Deformación instantánea originada por las cargas variables	Deformación final neta originada por la totalidad de las cargas
Viviendas y oficinas	$\Delta_{i(V)} \leq \ell / 360$ (voladizos $\ell / 180$)	$\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 300$ (voladizos $\ell / 150$)
Comercio, recreación e institucional	$\Delta_{i(V)} \leq \ell / 360$ (voladizos $\ell / 180$)	$\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 240$ (voladizos $\ell / 120$)
Construcciones industriales o rurales con bajo factor de ocupación	-	$\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 200$ (voladizos $\ell / 100$)
siendo:		
ℓ la luz de cálculo de la viga; $\Delta_{i(V)}$ la deformación instantánea producida por las cargas variables; $\Delta_{fnet(TC)}$ la deformación final neta producida por la totalidad de las cargas.		

LA DEFORMACIÓN MÁXIMA ADMISIBLE DEBE TENER EN CUENTA LAS POSIBILIDADES DE OCASIONAR DAÑOS A LOS RECUBRIMIENTOS, AFECTAR EL CONFORT Y/O LA ESTÉTICA.

CALCULO DE FLECHAS PARA DISTINTOS TIPOS DE CARGAS

VOLADIZOS

CASO	TIPO DE CARGA	FLECHA (f_B)	
1		$\frac{q \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I}$	$\frac{Max \cdot L^2}{4 \cdot E \cdot I}$
2		$\frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I}$	$\frac{Max \cdot L^2}{3 \cdot E \cdot I}$

SIMBOLOGÍA Y UNIDADES A UTILIZAR:

q (Kg/cm): Carga distribuida de servicio

P (Kg): Carga puntual de servicio

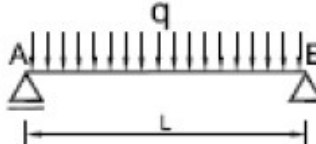
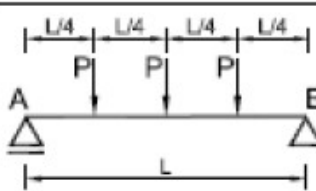
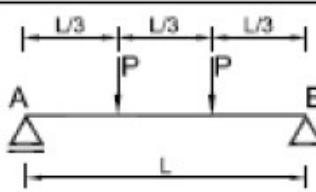
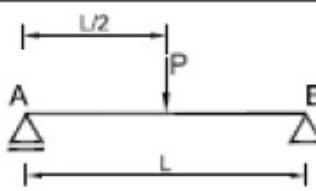
M (Kg.cm): Momento flector con cargas de servicio

L (cm): Luz de cálculo

E (Kg/cm²): Módulo de elasticidad

I (cm⁴): Momento de inercia

VIGAS CON DOS APOYOS

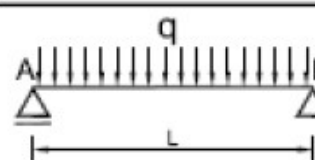
CASO	TIPO DE CARGA	FLECHA (f_{centro})	
3		$\frac{5}{384} \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$	$\frac{5}{48} \frac{M_{max} \cdot L^2}{E \cdot I}$
4		$\frac{P \cdot L^3}{20 \cdot E \cdot I}$	$\frac{M_{max} \cdot L^2}{10 \cdot E \cdot I}$
5		$\frac{23 \cdot P \cdot L^3}{648 \cdot E \cdot I}$	$\frac{23 \cdot M_{max} \cdot L^2}{216 \cdot E \cdot I}$
6		$\frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I}$	$\frac{M \cdot L^2}{12 \cdot E \cdot I}$

Si conozco
la carga

Si conozco
el
momento

EJEMPLO

VIGAS CON DOS APOYOS

CASO	TIPO DE CARGA	FLECHA (f_{centro})	
3		$\frac{5}{384} \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$	$\frac{5}{48} \frac{M_{\text{max}} \cdot L^2}{E \cdot I}$

$$\delta_{\text{máx}} (\text{cm}) = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s (\text{Kg/cm}) \cdot L^4 (\text{cm}^4)}{E (\text{Kg/cm}^2) \cdot I (\text{cm}^4)}$$

Diagram illustrating the formula components:

- q_s : carga sobre la viga
- L^4 : luz de la viga
- E : Modulo de elasticidad
- I : Momento de Inercia

SIEMPRE la flecha se calcula con cargas de servicio

- La flecha (δ) es directamente proporcional a la carga (q) o al Momento y a la luz de la viga (L) elevada a alguna potencia.
- La flecha (δ) es inversamente proporcional al Módulo de Elasticidad (E) y al Momento de Inercia (I)

SIMBOLOGÍA Y UNIDADES A UTILIZAR:

q (Kg/cm): Carga distribuida de servicio

P (Kg): Carga puntual de servicio

M (Kg.cm): Momento flector con cargas de servicio

L (cm): Luz de cálculo

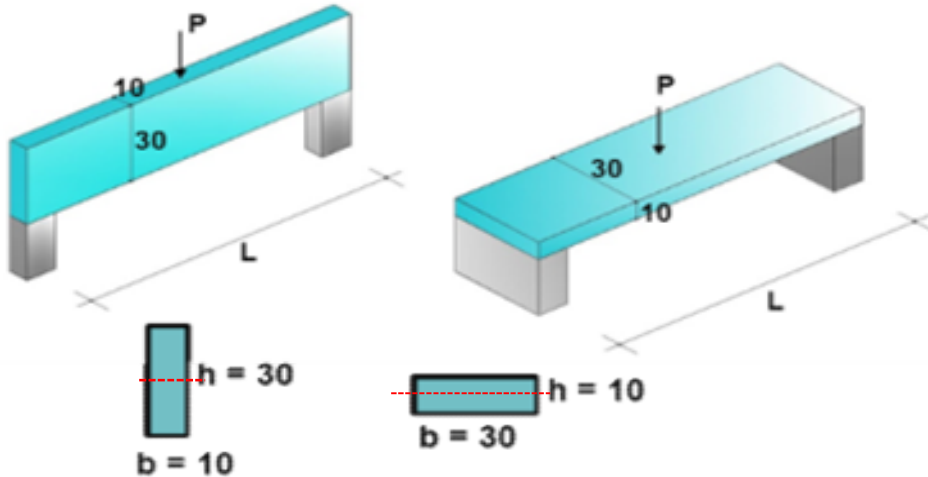
E (Kg/cm²): Módulo de elasticidad

I (cm⁴): Momento de inercia

ESPECIE	CLASE	PROCEDENCIA	F_b (Kg/cm ²)	F_v (Kg/cm)	$F_{c \perp}$ (Kg/cm ²)	F_c (Kg/cm ²)	E (Kg/cm ²)
Eucaliptus grandis	2	Mesopotamia	66	8	17	66	72.000
Pino Paraná	2	Misiones	63	7	9	63	76.000
Pino Tadea y Eliotis	2	N.O. argentino	41	4	8	41	43.000

DEFORMACIÓN

Elemento trabajando a flexión



MOMENTO DE INERCIA (I)

Las deformaciones **NO** son iguales, sino que dependen (entre otras variables) de la **disposición** del material

MOMENTO DE INERCIA: Característica de la sección resistente que expresa la capacidad de oponerse a las deformaciones por flexión.

MOMENTO DE INERCIA DE UNA SECCIÓN RECTANGULAR

$$I \text{ (cm}^4\text{)} = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

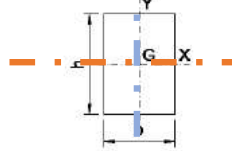
TABLA : MOMENTO DE INERCIA DE SECCIONES RECTANGULARES

TABLA : MOMENTO DE INERCIA DE DISTINTAS FORMAS SECCIONALES

TABLAS:

MOMENTO DE INERCIA DE SECCIONES RECTANGULARES

SECC.-MOMENTOS DE INERCIA (I) – MÓDULOS RESISTENTES ELÁSTICOS (S)



SECCIONES DE MADERA

PIEZAS RECTANGULARES

DIMENSIONES				SECC. cm2	MOM. DE INERCIA		MÓDULO RESIST.	
PULGADAS	cm	cm	cm		I _x cm4	I _y cm4	S _x cm3	S _y cm3
B	h	b	h					
1	3	2,5	7,5	18,75	88	10	23	8
1	6	2,5	15	37,5	703	20	94	15
1	12	2,5	30	75	5625	39	375	31
1,5	12	3,75	30	112,5	8437	132	563	70
2	2	5	5	25	52	52	21	21
2	3	5	7,5	37,5	176	78	47	31
2	4	5	10	50	417	104	83	42
2	6	5	15	75	1406	156	188	63
2	12	5	30	150	11250	312	750	125
3	4	7,5	10	75	625	351	125	94
3	5	7,5	12,5	93,75	1221	439	195	117
3	6	7,5	15	112,5	2109	527	281	141
3	9	7,5	22,5	168,75	7119	791	633	211
3	12	7,5	30	225	16875	1055	1125	281
4	6	10	15	150	2812	1250	375	250
4	9	10	22,5	225	9492	1875	844	375
4	12	10	30	300	22500	2500	1500	500
5	6	12,5	15	187,5	3516	2441	469	391
5	9	12,5	22,5	281,25	11865	3662	1055	586
5	12	12,5	30	375	28125	4883	1875	781
6	8	15	20	300	10000	5625	1000	750
6	9	15	22,5	270	14238	6328	1266	844
6	12	15	30	450	33750	8438	2250	1125
8	10	20	25	500	26041	16667	2083	1667
8	12	20	30	600	45000	20000	3000	2000
10	12	25	30	750	56250	39063	3750	3125

TABLA - ÁREAS (A), MOMENTOS DE INERCIA (I) Y MÓDULOS RESISTENTES ELÁSTICOS (S), MÓDULOS PLÁSTICOS (Z), DISTANCIAS A BORDES DE SECCIONES (c)

Nº	Sección	Área	c _x	I _x	S _x	Z _x
1		b · h	h/2	$\frac{b \cdot h^3}{12}$	$\frac{b \cdot h^2}{6}$	$\frac{b \cdot h^2}{4}$
2		h²	h/2	$\frac{h^4}{12}$	$\frac{h^3}{6}$	$\frac{h^3}{4}$
3		h²	h/√2	$\frac{h^4}{12}$	$\frac{\sqrt{2}}{12} h^3 \approx 0,12h^3$	$\frac{h^3}{3\sqrt{2}} \approx 0,23h^3$
4		H² - h²	H/2	$\frac{H^4 - h^4}{12}$	$\frac{H^4 - h^4}{6H}$	$\frac{H^3 - h^3}{4}$
5		BH - bh	H/2	$\frac{B \cdot H^3 - b \cdot h^3}{12}$	$\frac{B \cdot H^3 - b \cdot h^3}{6H}$	$\frac{B \cdot H^3 - b \cdot h^3}{4}$
6		$\frac{b \cdot h}{2}$	$c_2 = \frac{2 \cdot h}{3}$ $c_1 = \frac{h}{3}$	$\frac{b h^3}{36}$	$S_2 = \frac{b h^2}{24}$ $S_1 = \frac{b h^2}{12}$	---
7		$\pi D^2/4 = 0,79D^2 = 3,14R^2$	D/2 = R	$\pi D^4/64 = 0,05 D^4 = 0,785 R^4$	$\pi D^3/32 = 0,10 D^3 = 0,785 R^3$	D³/8
8		$\frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} = 0,785(D^2 - d^2)$	D/2	$\frac{\pi(D^4 - d^4)}{64} = 0,05(D^4 - d^4)$	$\frac{\pi(D^4 - d^4)}{32D} = 0,1(D^4 - d^4)/D$	$\frac{(D^4 - d^4)}{6}$
9		$\pi R^2/2 = 1,57 R^2$	c₂=0,58R c₁=0,42R	0,11 R⁴	S₂ = 0,19 R³ S₁ = 0,26 R³	---
10		$\pi R \cdot t$	c₂=0,36R c₁=0,64R	0,30 R³ · t	S₂ = 0,83 R² · t S₁ = 0,47 R² · t	---

MOMENTO DE INERCIA DE DISTINTAS FORMAS SECCIONALES

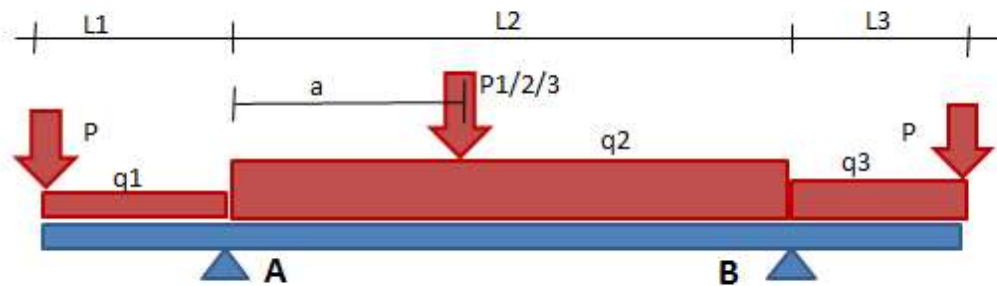
CALCULO DE FLECHAS PARA VIGAS CON VOLADIZOS

Datos a ingresar:

- SECCIÓN
- MODULO DE ELASTICIDAD
- LUZ DE CADA TRAMO
- CARGAS

SOLO UN TIPO DE SECCIÓN DEBE TENER DATOS					E (K/cm ²)	78000
Sección rectangular	PN I	PN U	Sección no normalizada			
bo (cm)	20	IPN N° (en mm)	UPN N° (en mm)	I (cm ⁴)		VALORES ADOPTADOS PARA EL CÁLCULO
h (cm)	35			h (cm)		
I (cm ⁴)	71458,33333	0	0	S (cm ³)	0,0	I (cm ⁴) 71458,3
S (cm ³)	4083,33333	0	0			S (cm ³) 4083,3

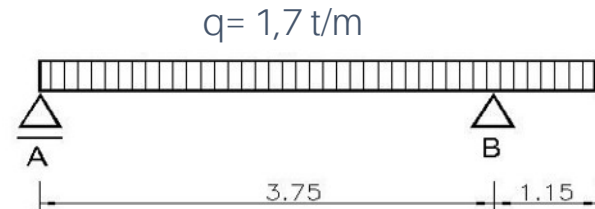
LOS DATOS SE INGRESAN EN LAS CELDAS VERDES.



DATOS

Luz (m)		Luz (m)	3,75	Luz (m)	1,15
P (T)		P1 (T)		P (T)	
Cargas puntuales		Dist. a (m)			
		P2 (T)			
		Dist. a (m)			
		P3 (T)			
		Dist. a (m)			
Carga distribuida q (T/m)			1,70		1,70
Mom. Apoyo (Tm)	0,00				1,12
Mom. Tramo (Tm)			2,43		
Flechas δ (cm)	0,000		0,602		-0,393

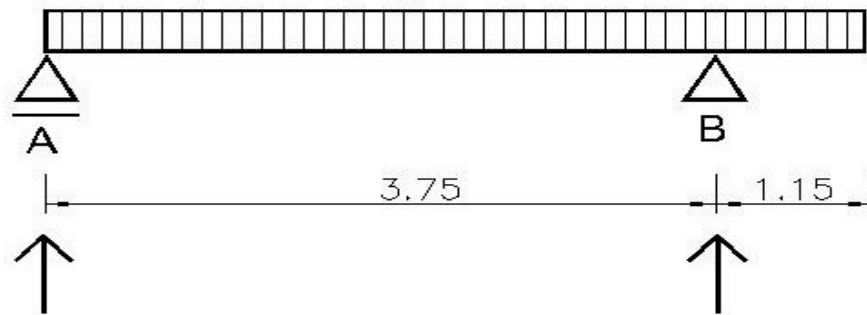
(Arq. Bonaiuti / Arq. Eduardo Rodriguez)



VERIFICACION A DEFORMACION



$$\delta_{\text{máx}} \leq \delta_{\text{adm}}$$



$$\begin{aligned}\delta_{\text{adm}} (\text{cm}) &= 375 \text{ cm} / 300 \\ \delta_{\text{adm}} &= 1,25 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{\text{adm}} (\text{cm}) &= 115 \text{ cm} / 150 \\ \delta_{\text{adm}} &= 0,76 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\delta_{\text{max}} = 0,60 \text{ cm} \leq 1,25 \text{ cm}$$

VERIFICA

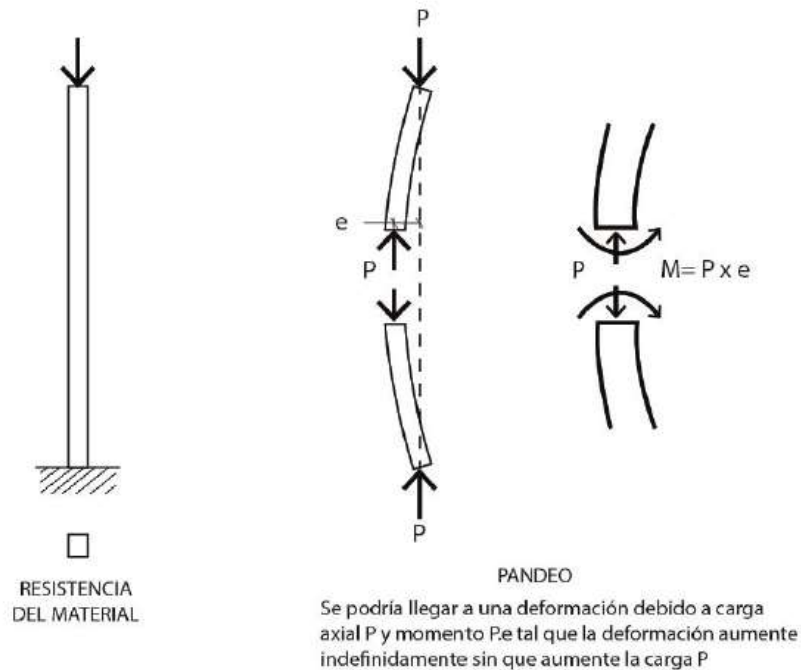
$$\delta_{\text{max}} = 0,39 \text{ cm} \leq 0,76 \text{ cm}$$

VERIFICA

ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A COMPRESION AXIL:

Dentro de los componentes que conforman la estructura las columnas cumplen un papel fundamental para garantizar la estabilidad del conjunto. Son diseñadas con recaudos de seguridad mayores que los demás componentes resistentes, ya que su falla desencadena un catastrófico colapso de la construcción (si falla una columna lo hacen las vigas concurrentes en ella y los planos superiores que se apoyan en las anteriores). Las columnas son piezas que trabajan, fundamentalmente, a esfuerzos normales o axiales y, cuando están sometidas a cargas gravitatorias, esas acciones, en la mayoría de los casos, son de compresión.

Una columna puede fallar por:



PANDEO:

El pandeo es una situación de inestabilidad del equilibrio por deformaciones de la estructura, NO es una sollicitación. Se produce exclusivamente en componentes (o partes de componentes) comprimidos esbeltos.

Las variables que intervienen en la esbeltez λ de una barra son:

- **Longitud:** obedece en general al diseño arquitectónico.
- **Sección:** relacionada con la resistencia necesaria.
- **Radio de giro:** es una característica geométrica, que vincula la sección de la barra con el momento de inercia de la misma. Esta última variable, depende de cómo se distribuye la masa alrededor del eje centroidal, es decir, que en columnas rectangulares va a existir una posición más desfavorable que otra. Es importante analizar la peor situación.
- **Condiciones de vínculo:** dependerán del tipo de unión entre viga y columna y entre columna y fundación. En general, para construcciones de madera y metal podemos trabajar con elementos biarticulados, porque es el tipo de vínculo apropiado y de uso corriente para estas materialidades.

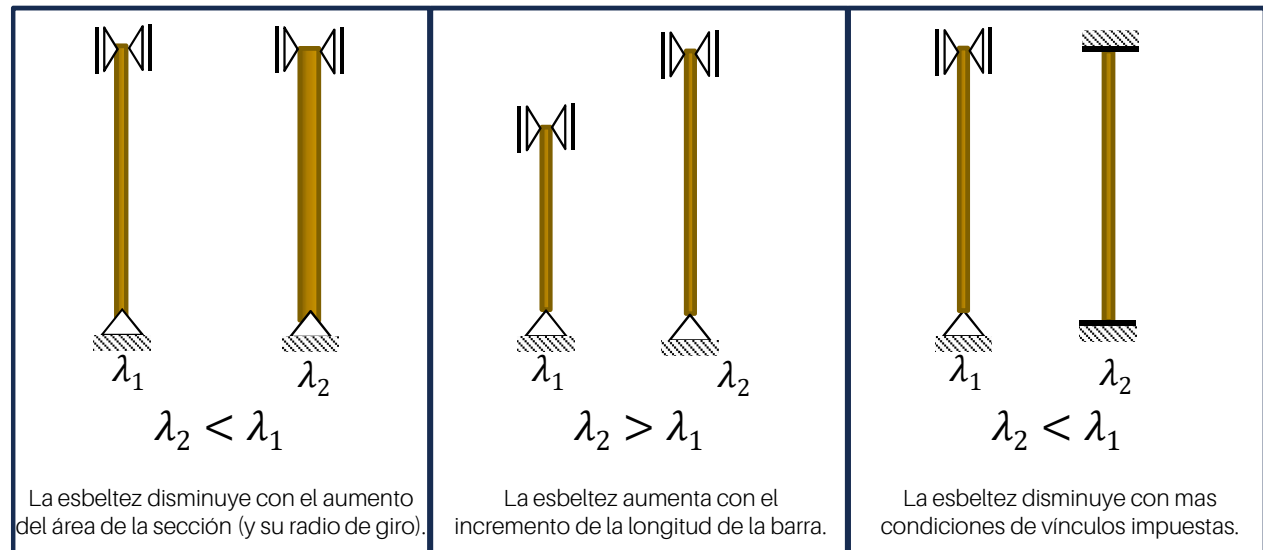
Esbeltez:

$$\lambda = \frac{l_e}{r}$$

→ Longitud efectiva
→ Radio de giro

$$\lambda = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

→ Longitud efectiva
→ Momento de inercia
→ Área de la sección



DIMENSIONADO DE COLUMNA:

Para dimensionar una columna de madera se deben tener en cuenta los efectos del pandeo, para eso es necesario ajustar la tensión de diseño a compresión paralela a las fibras, F'_c a través de un factor C_p , este factor reduce el valor de la tensión F'_c .

$$F'_c p = C_p \times F'_c$$

C_p : factor de estabilidad lateral del miembro comprimido

Las variables que intervienen en la obtención del C_p son:

- F'_c : Tensión de Diseño en Compresión paralela a las fibras
- E' : Módulo de Elasticidad
- l_e : Longitud efectiva de pandeo; para barras biarticuladas es igual a la longitud de la columna.
- b : Ancho de la sección transversal en la dirección perpendicular respecto del eje del cual se produce el pandeo.

$$C_p = \frac{1 + (F_{CE}/F'_c)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{CE}/F'_c)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{CE}/F'_c}{c}}$$

Donde:

$$F_{CE} = \frac{0.822E'}{(l_e/d)^2}$$

c = es un coeficiente de ajuste igual a 0,8 para madera aserrada y 0.9 para madera laminada estructural

Se desarrollan las siguientes tablas para diferentes tipos de madera que permiten determinar el valor de C_p y F'_{cp} para predimensionar de forma rápida y simplificada componentes sometidos sólo a esfuerzos axiales.

En este caso el proceso de dimensionado de columnas es iterativo.

ESPECIE	CLASE	PROCEDENCIA	F_b (Kg/cm ²)	F_v (Kg/cm)	$F_{c\perp}$ (Kg/cm ²)	F_c (Kg/cm ²)	E (Kg/cm ²)
Eucaliptus grandis	2	Mesopotamia	66	8	17	66	72.000
Pino Paraná	2	Misiones	63	7	9	63	76.000
Pino Tadea y Eliotis	2	N.O. argentino	41	4	8	41	43.000

MADERA ASERRADA – L=2,50m – ELEMENTOS BIARTICULADOS

EUCALIPTUS GRANDIS	
b (m)	F'_{cp} (Kg/cm ²)
0,15	21
0,20	23
0,25	24

PINO PARANÁ	
b (m)	F'_{cp} (Kg/cm ²)
0,15	21
0,20	23
0,25	24

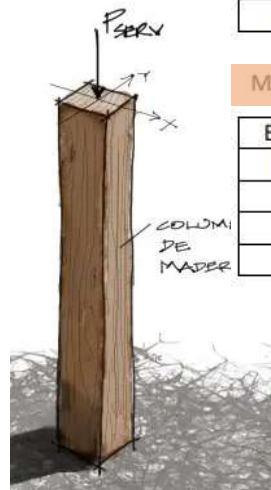
PINO ELIOTIS	
b (m)	F'_{cp} (Kg/cm ²)
0,15	14
0,20	16
0,25	17

MADERA LAMINADA – L=2,50m – ELEMENTOS BIARTICULADOS

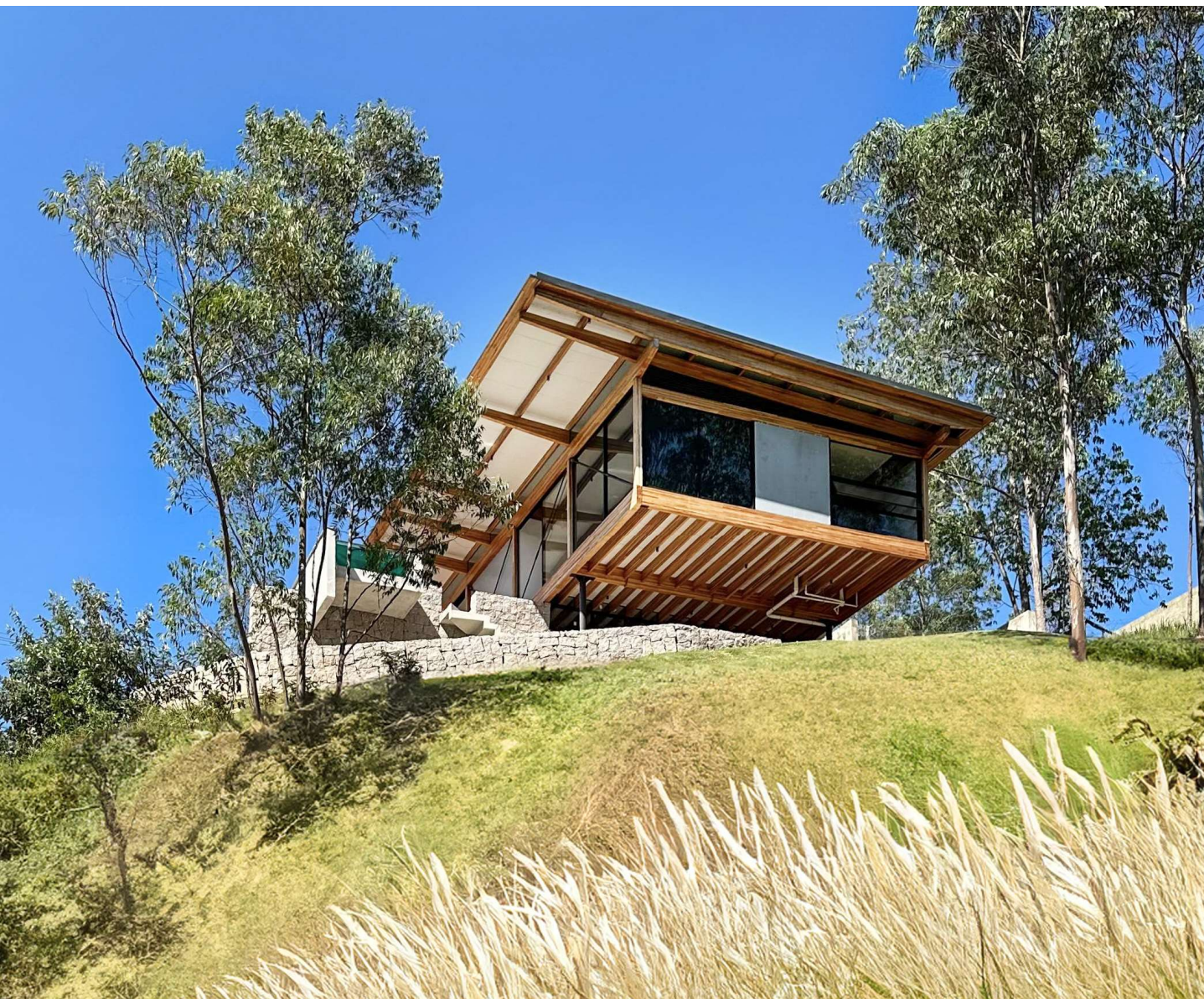
EUCALIPTUS GRANDIS	
b (m)	F'_{cp} (Kg/cm ²)
0,15	22
0,20	24
0,25	25

PINO PARANÁ	
b (m)	F'_{cp} (Kg/cm ²)
0,15	21
0,20	23
0,25	24

PINO ELIOTIS	
b (m)	F'_{cp} (Kg/cm ²)
0,15	14
0,20	16
0,25	17



$$F_c = \frac{P}{Area} < F'_{cp}$$



Casa CLV
Cornetta Arquitectura
Cajamar- São Paulo
2021



UNC

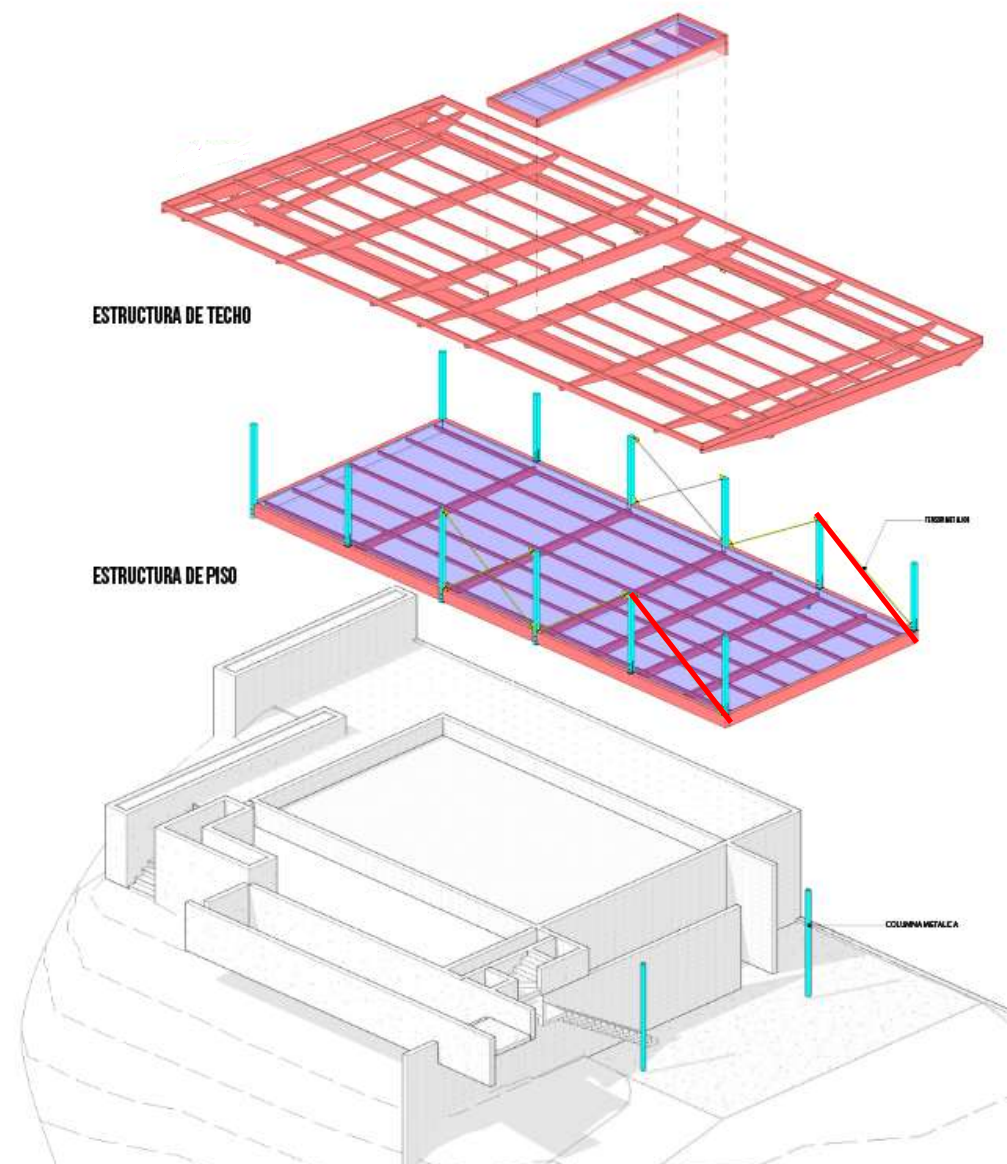
Universidad
Nacional
de Córdoba



FAUD
Facultad de Arquitectura,
Urbanismo y Diseño



ESTRUCTURAS A.





UNC

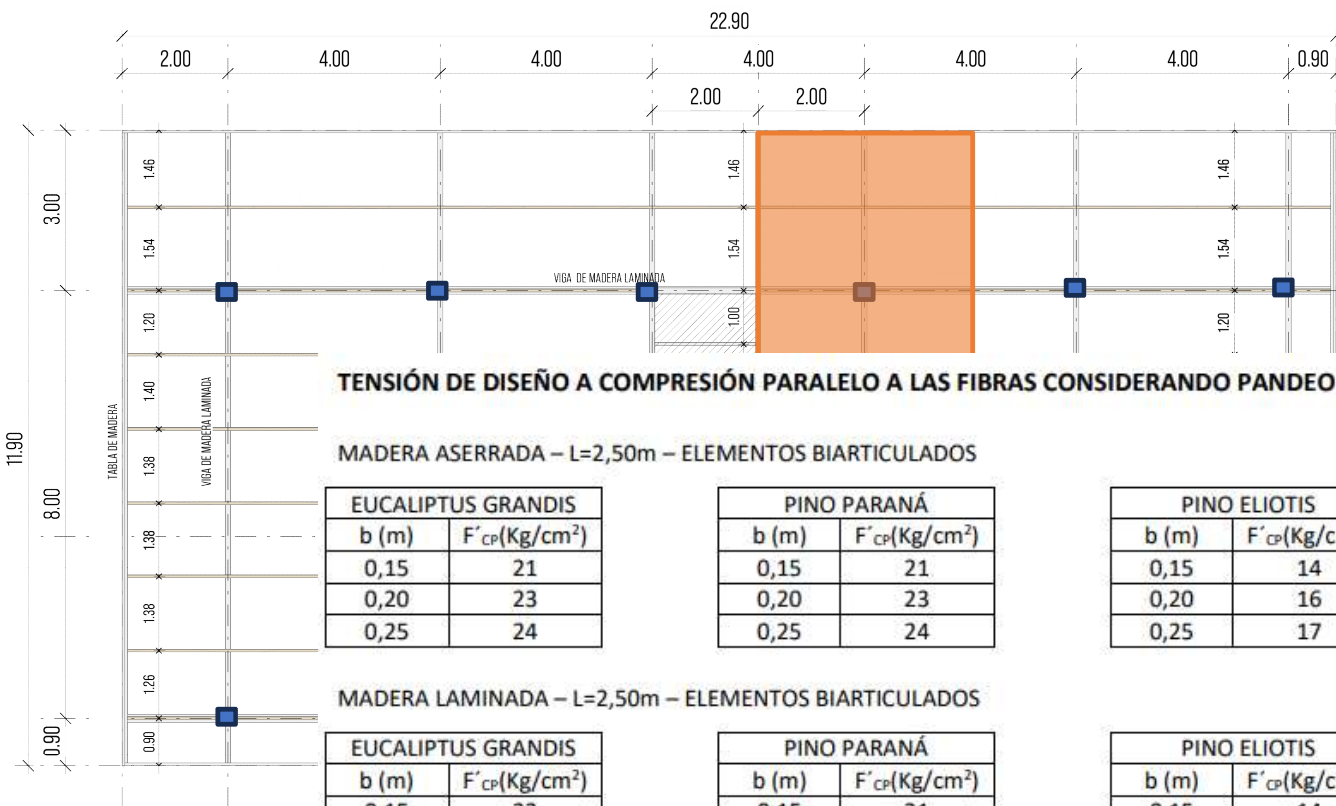
Universidad
Nacional
de Córdoba



FAUD
Facultad de Arquitectura,
Urbanismo y Diseño



EIR
ESTRUCTURAS



$$Q_s \text{ cubierta} = 113,07 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{cub}} = 113,07 \text{ Kg/m}^2 \times 28 \text{ m}^2 = 3166 \text{ Kg}$$

$$P_{\text{vigas}} = 26 \text{ Kg/m} \times 11 \text{ m} = 286 \text{ Kg}$$

$$P_{\text{col}} = 430 \text{ Kg/m}^3 \times 0,15 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} = 24 \text{ Kg}$$

$$P_{\text{total}} = 3166 \text{ Kg} + 286 \text{ Kg} + 24 \text{ Kg} = 3476 \text{ Kg}$$

$$F_C = \frac{3476 \text{ Kg}}{15 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}} = 15,4 \text{ Kg/cm}^2 < 22 \text{ Kg/cm}^2 \text{ verifica}$$

SEGUIMOS CON EL TP N°6



Casa en Serra das Cabras /MMBB



UNC

Universidad
Nacional
de Córdoba



FAUD
Facultad de Arquitectura,
Urbanismo y Diseño



ESTRUCTURAS A.