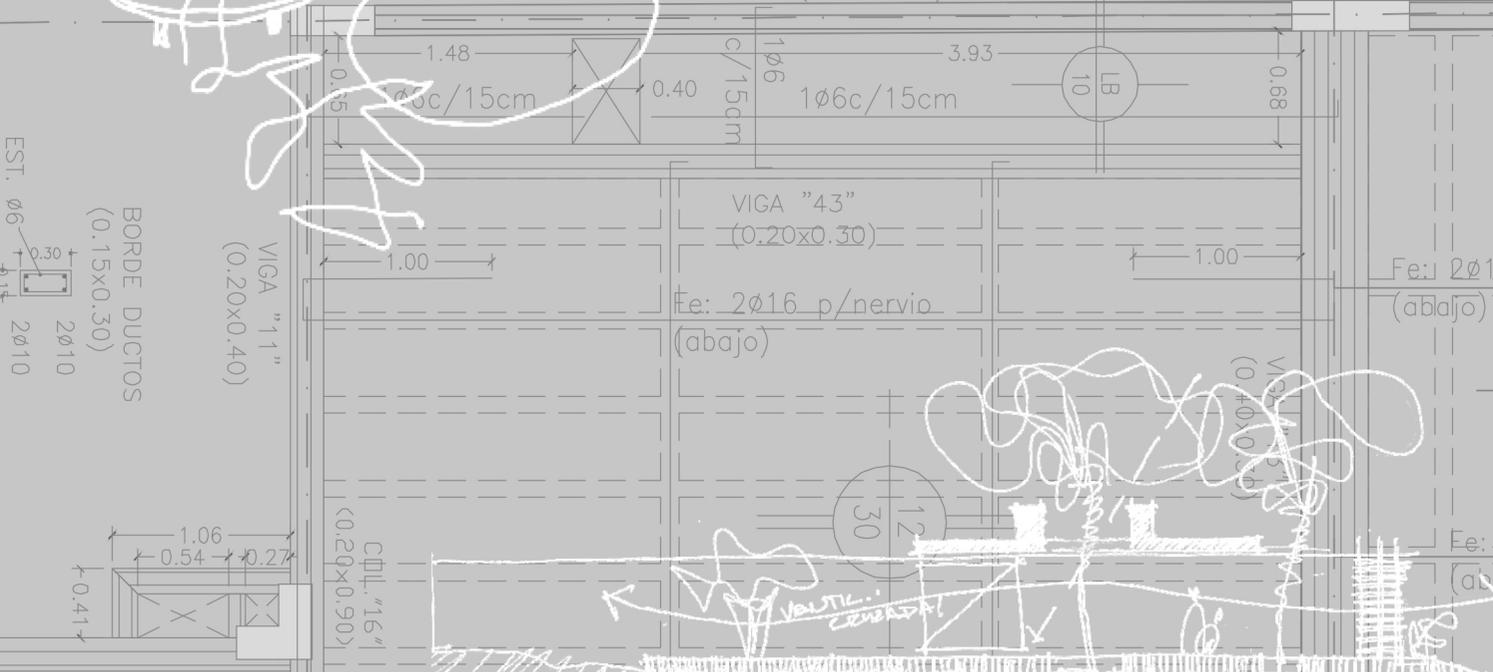


VIGA "22"
(0.18x0.40)



estructuras y arquitectura



UNC

Universidad Nacional de Córdoba



FAUD Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Diseño



Estructuras IA

estructuras y arquitectura

Isolda Simonetti y Raquel Fabre

Estructuras y arquitectura / Isolda Simonetti ... [et al.] ; contribuciones de Yohana Cicaré ; compilado por Isolda Simonetti ; editado por Raquel Fabre. - 1a ed compendiada. - Córdoba : Editorial de la Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Diseño de la Universidad Nacional de Córdoba, 2021.
Libro digital, PDF

Archivo Digital: descarga
ISBN 978-987-4415-96-7

1. Cálculo Estructural. 2. Arquitectura . I. Simonetti, Isolda, comp. II. Cicaré, Yohana, colab. III. Fabre, Raquel, ed.
CDD 721

Título:

Estructuras y arquitectura

Autores:

Arq. Isolda Simonetti

Arq. Raquel Fabre

Ing. Daniela Gilabert

Arq. Gabriela Asis Ferri

Arq. Florencia Marciani

Arq. Eduardo Rodriguez Cimino

Arq. Eduardo Wuthrich

Ing. Anabella Cardellino

Arq. Yohana Cicaré

PRESENTACIÓN

Esta publicación está fundamentalmente destinada al alumno del primer curso de Estructuras de la carrera de Arquitectura, con la intención de incentivarlo para que logre el conocimiento y la comprensión de conceptos y principios básicos que le permitan analizar, diseñar y resolver mecanismos estructurales aptos y compatibles con su proyecto y materialización. Se busca, además, estimular la relación entre el objeto de arquitectura y el mecanismo estructural desde el inicio del proceso de diseño, porque es allí donde el arquitecto es insustituible.

La redacción de los primeros apuntes de clases de Estructuras IA, en 2012, fueron la base para la elaboración de este trabajo. Se reconoce, sin embargo, que esta producción es fruto de más de veinticinco años de docencia, en Estructuras III-FAUD-UNC.

Queremos agradecer, especialmente, a los arquitectos Daniel Moisset de Espanés y Hugo Bonaiuti, quienes nos estimularon a descubrir, desde temprana edad, que la Estructura NO es algo distinto de la Arquitectura, y que, luego, con la generosidad de los maestros, nos motivaron y alentaron permanentemente.

También se destaca el valioso aporte de los integrantes del equipo docente de la cátedra, quienes con su crítica, colaboración, corrección y ayuda posibilitaron la publicación de este trabajo.

Por último, un agradecimiento especial a nuestros alumnos de muchos años, que con su aceptación y afecto han sido el incentivo para seguir este camino.

Arq. Isolda Simonetti - Arq. Raquel Fabre

ESTRUCTURAS IA – Docentes:

Ing. Daniela Gilabert

Arq. Gabriela Asis Ferri

Arq. Florencia Marciani

Arq. Eduardo Rodríguez Cimino

Arq. Eduardo Wuthrich

Ing. Anabella Cardellino

Arq. Yohana Cicaré

INDICE

INTRODUCCIÓN	9
MECANISMO ESTRUCTURAL	9
EQUILIBRIO.....	10
COMPONENTES DEL MECANISMO ESTRUCTURAL	10
TIPOLOGÍA DE PLANOS PORTANTES.....	11
LOS VINCULOS.....	14
NUDOS.....	16
MECANISMO MINIMO ESTABLE	21
MECANISMO RESISTENTE A FUERZAS HORIZONTALES Y VERTICALES.....	21
ANÁLISIS DEL MECANISMO	26
CENTRO DE MASA/GRAVEDAD – CENTRO DE RIGIDEZ.....	27
DETERMINACIÓN DEL CENTRO DE MASA/GRAVEDAD	28
DETERMINACIÓN DEL CENTRO DE RIGIDEZ.....	30
PLANOS RESISTENTES VERTICALES DE MAMPOSTERIA	31
LAS CARGAS	37
CARGA PERMANENTE (D: MUERTA) Y CARGA VARIABLE (L: VIVA).....	39
MAYORACIÓN Y COMBINACIÓN DE CARGAS	44
ANALISIS DE CARGAS	47
CUANTIFICACIÓN DE LAS CARGAS.....	47
TRASMISIÓN DE CARGAS. INTERACCIÓN ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	49
EJERCICIO DE ANALISIS DE CARGAS.....	53
REACCIONES DE APOYO.....	61
DETERMINACIÓN DE LAS REACCIONES DE APOYO DE UNA VIGA	64
SOLICITACIONES, MOMENTO FLECTOR Y CORTE	71
DEFORMADA, FLEXIÓN Y CORTE.....	71
MOMENTO FLECTOR	73
ESFUERZO DE CORTE	74
EJERCICIO	76
RESISTENCIA DE MATERIALES	79
TENSION	79
ESTADOS BASICOS DE TENSION	80
DEFORMACION	81
ELASTICIDAD Y COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.....	82
MÓDULO DE ELASTICIDAD.....	83
CONDICIONES DE SEGURIDAD Y DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA	84
MADERA	89
MADERAS – TIPOS.....	89
DIMENSIONADO	95
FLEXIÓN (ESFUERZOS INTERNOS)	95
CORTE (ESFUERZOS INTERNOS).....	98
ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A COMPRESIÓN AXIL.....	103
EJERCICIO: DIMENSIONADO Y VERIFICACIÓN EN MADERA	106
ACERO	122
ACERO – TIPOS	122
DIMENSIONADO	125
FLEXIÓN (ESFUERZOS INTERNOS)	125
CORTE (ESFUERZOS INTERNOS).....	127
DEFORMACIONES EN VIGAS - MOMENTO DE INERCIA.....	127
ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A COMPRESIÓN AXIL.....	129

EJERCICIO: DIMENSIONADO Y VERIFICACIÓN EN ACERO	130
HORMIGÓN ARMADO	142
ACERO.....	143
HORMIGÓN	144
DIMENSIONADO	147
FLEXIÓN (ESFUERZOS INTERNOS)	147
CORTE (ESFUERZOS INTERNOS)	150
EJERCICIO: DIMENSIONADO Y VERIFICACIÓN EN HºAº	161
CRITERIOS DE DISEÑO DEL MECANISMO ESTRUCTURAL	172
ANÁLISIS DE OBRA, ESTRUCTURA Y ARQUITECTURA	174

INTRODUCCIÓN
MECANISMO MÍNIMO ESTABLE
LAS CARGAS
ANÁLISIS DE CARGAS
SOLICITACIONES
RESISTENCIA DE MATERIALES
MADERA
ACERO
HORMIGÓN ARMADO
CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

INTRODUCCIÓN

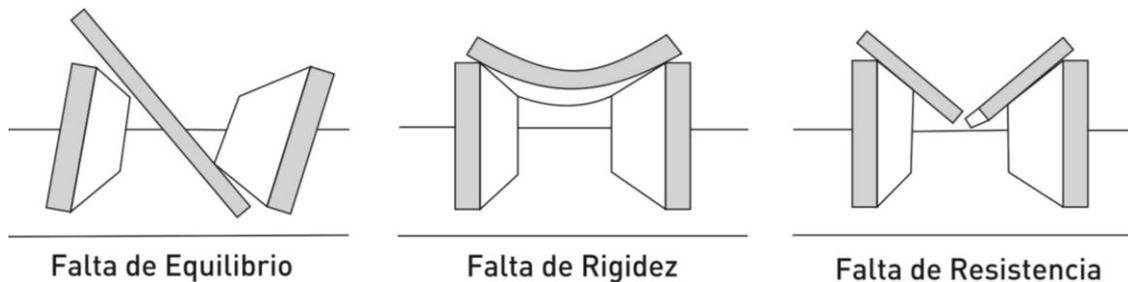
INTRODUCCIÓN

MECANISMO ESTRUCTURAL

Un mecanismo es un conjunto de piezas o elementos combinados que hacen un trabajo, o cumplen una función.

El **mecanismo estructural** es un conjunto de elementos convenientemente vinculados entre sí, de manera que el todo y cada uno de sus componentes sea capaz de **recibir**, cargas externas, **resistirlas** internamente y **transmitirlas** a sus apoyos, donde las fuerzas externas encontrarán su sistema estático equilibrante.

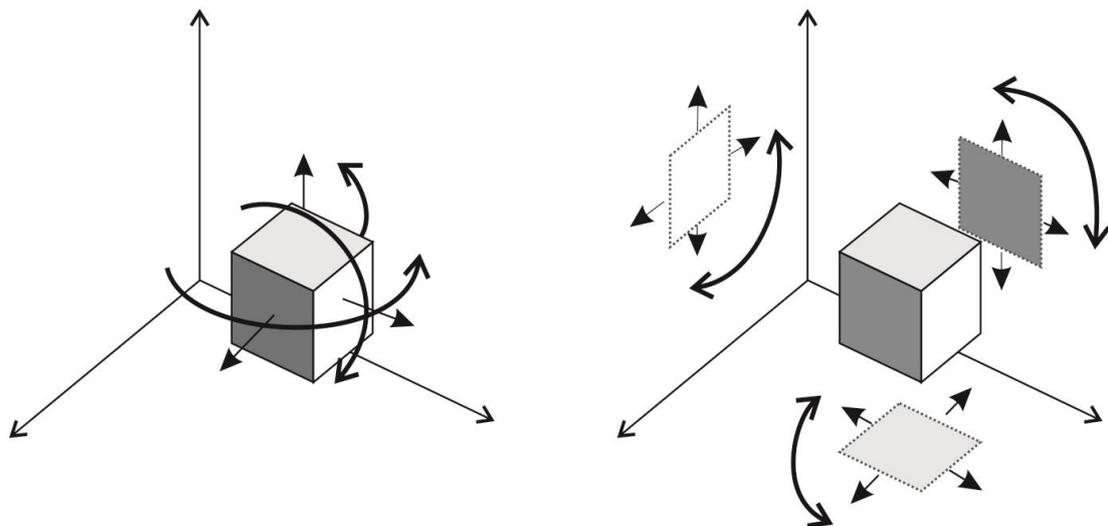
Los requerimientos mínimos para que el mecanismo estructural y para que cada una de sus partes sea considerado como tal son: **equilibrio estable, rigidez y resistencia**. Sin embargo, no se puede dejar de lado el compromiso que el mecanismo tiene con el objeto de diseño, con el medio productivo donde se materializará y con la eficiencia.



El mecanismo estructural es un conjunto tridimensional, pero para simplificar, se analizan las acciones en el espacio descomponiéndolas sobre alguno de los tres planos. En cada plano existen tres grados de libertad.

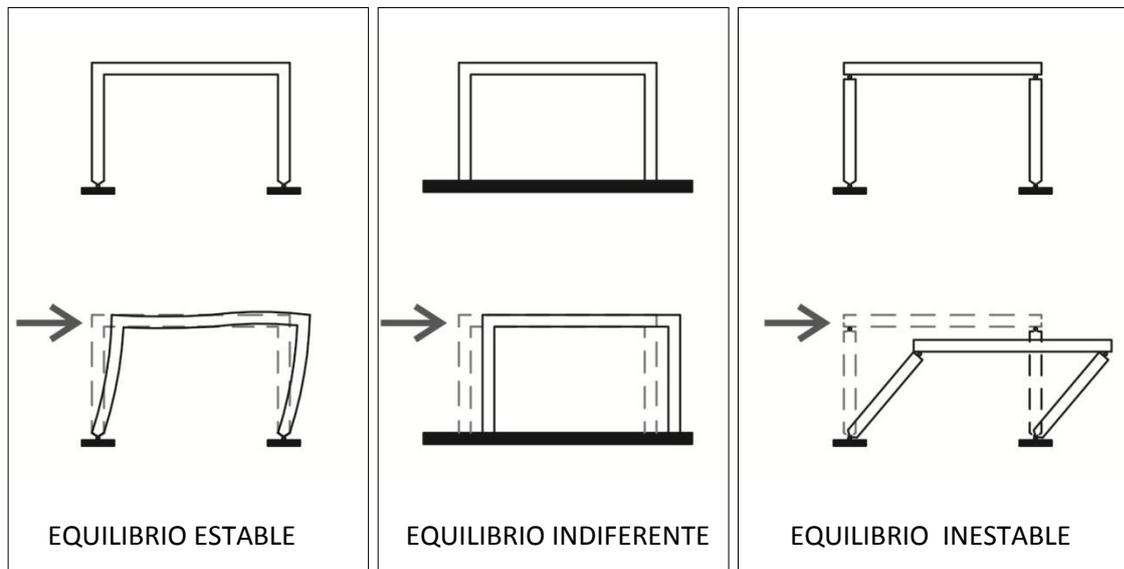
Se debe verificar que la sumatoria de acciones (fuerzas en cualquier dirección y momentos) y reacciones (fuerzas en cualquier dirección y momentos) sea igual a cero.

$\sum F_X = 0$	$\sum F_Y = 0$	$\sum M = 0$
----------------	----------------	--------------



EQUILIBRIO

- ESTABLE
- INDIFERENTE
- INESTABLE



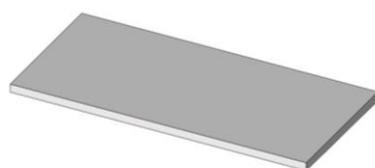
EQUILIBRIO ESTABLE

El equilibrio estable es aquel que ha de asegurar la inmovilidad de la estructura en conjunto y de cada una de sus partes por separado, respecto al cimiento que la sustenta y vincula al suelo. Este mecanismo admite cualquier conjunto de cargas y desaparecidas las mismas, recupera su geometría y disposición original.

COMPONENTES DEL MECANISMO ESTRUCTURAL

Los elementos que componen el mecanismo estructural poseen evidentemente tres dimensiones. En general, se puede hablar de:

- **Barras:** Tienen dos dimensiones pequeñas con respecto a la tercera dimensión.
- **Placas:** Tienen una dimensión pequeña con respecto a las otras dos dimensiones.



Placa



Barra

Estas piezas, de madera, hierro, hormigón o mampostería (los materiales más usados en nuestro medio) se combinan para formar espacios.

TIPOLOGÍA DE PLANOS PORTANTES

PLANOS VERTICALES

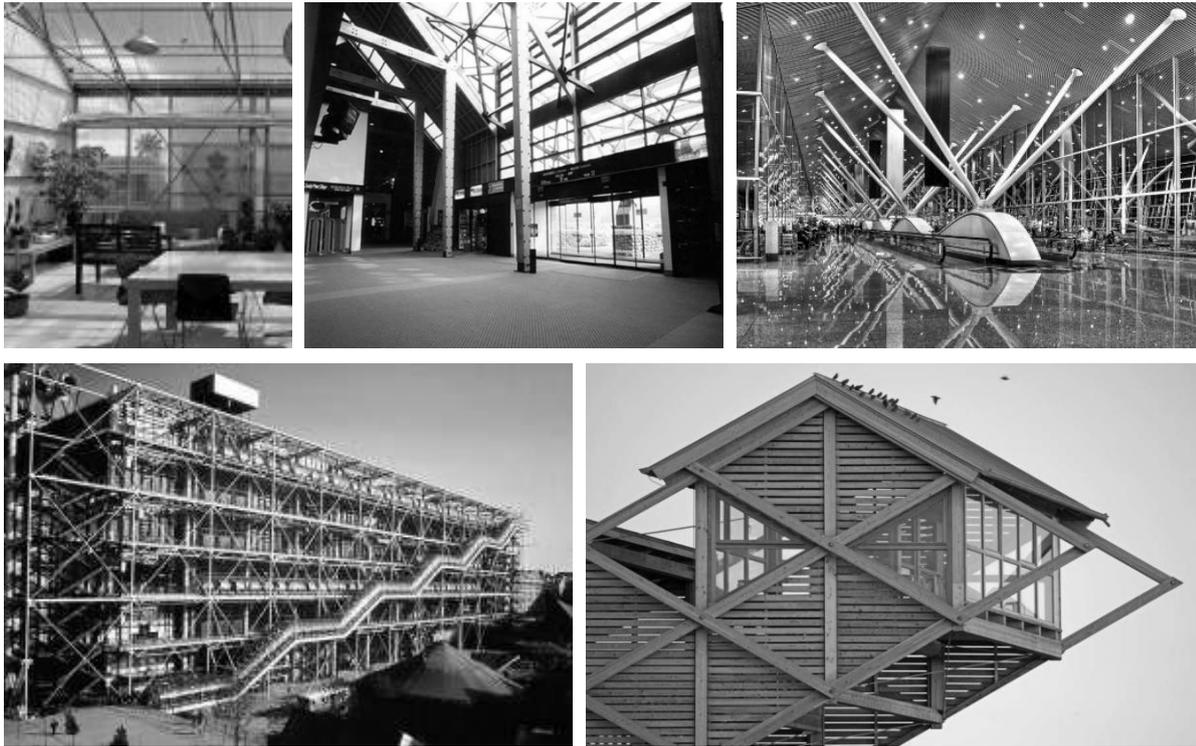
- **Muros portantes de mampostería:** de ladrillos comunes, cerámicos o bloques de cemento. Generalmente son también parte de la envolvente.



- **Pórtico:** Es la combinación de barras (vigas y columnas) cuyas uniones son rígidas, es decir indeformables. Generalmente son de hormigón armado.



- **Entramados - reticulados.** Es un conjunto de barras que se combinan para formar planos. Estas barras son elementos delgados, por lo tanto, se deben arriostrar, generando triangulaciones para asegurar su indeformabilidad. Son metálicos o de madera.



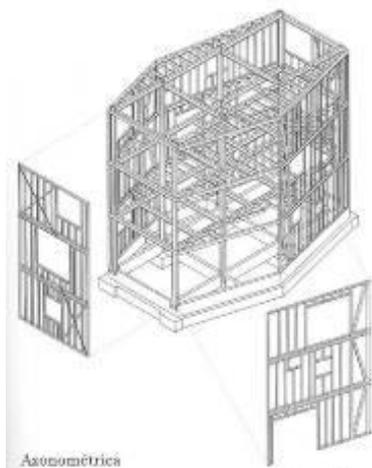
PLANOS SUPERIORES (HORIZONTALES, INCLINADOS O CURVOS)

- **Planos de hormigón armado:** Losas macizas, nervuradas o de viguetas.



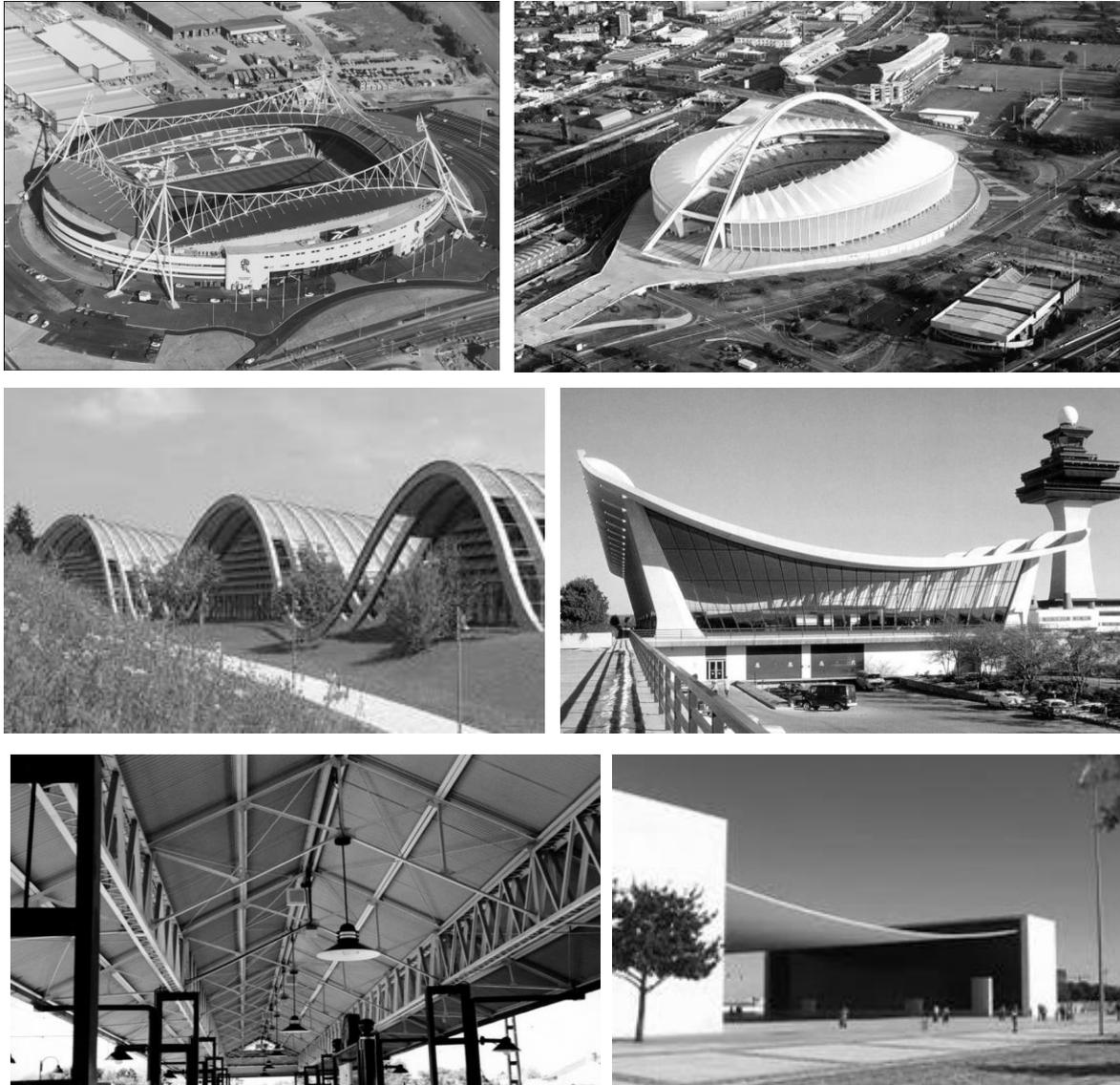


- **Entramados - emparrillados de madera o metálicos:** Similares a los descritos en los entramados de planos verticales.



Cada tipo estructural tiene un campo dimensional, donde su eficiencia es aprovechable. Para pequeñas escalas todos los tipos estructurales son válidos. El diseñador tiene gran libertad.

La eficiencia disminuye al aumentar la escala. Para grandes luces o gran altura, se debe “alivianar” el peso de la estructura y aparecen tipos estructurales como arcos y tensores que minimizan la flexión.



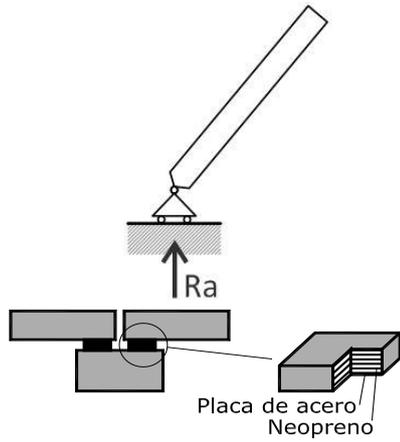
LOS VINCULOS

Los elementos que componen la estructura no son cuerpos libres, requieren vínculos para transmitir las cargas que actúan sobre ellos. Cada componente está vinculado a otros y así sucesivamente hasta llegar al terreno de fundación.

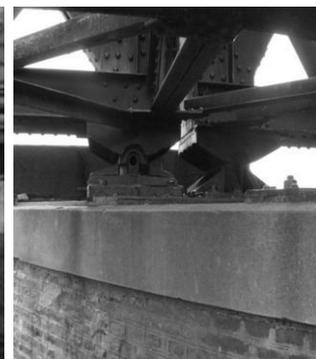
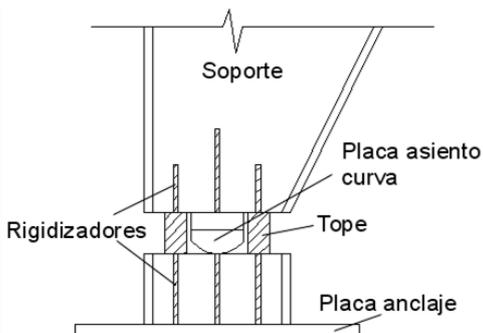
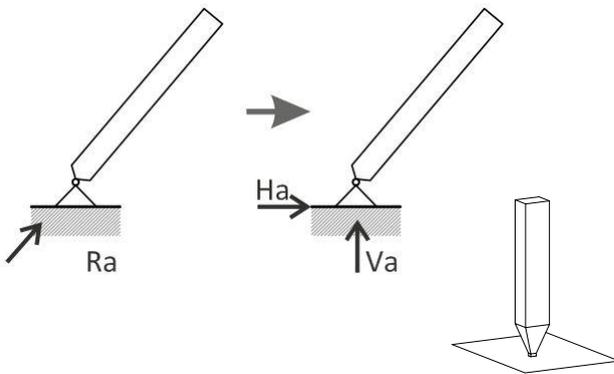
Las acciones dependen predominantemente de factores externos a la estructura. Los vínculos deben ser tales que permitan que aparezcan reacciones de apoyo que logren el equilibrio.

Se pueden reconocer tres tipos de vínculos o apoyos en función de su capacidad para impedir determinados movimientos del cuerpo.

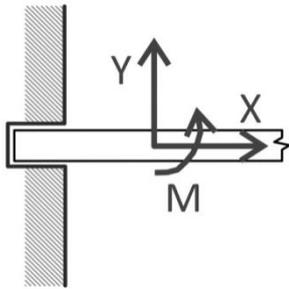
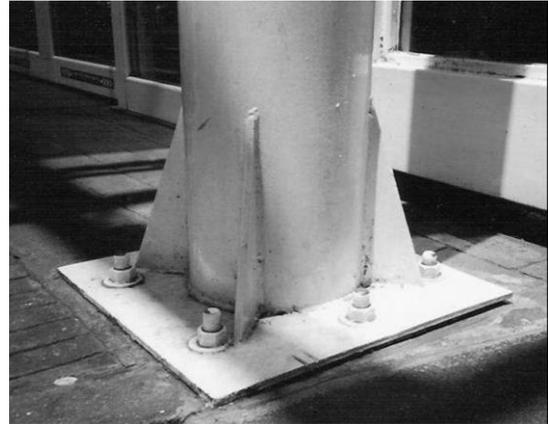
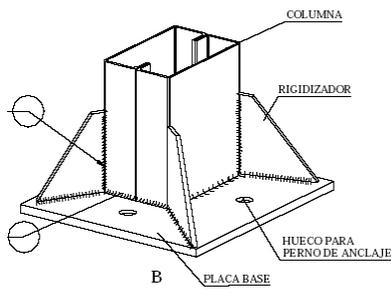
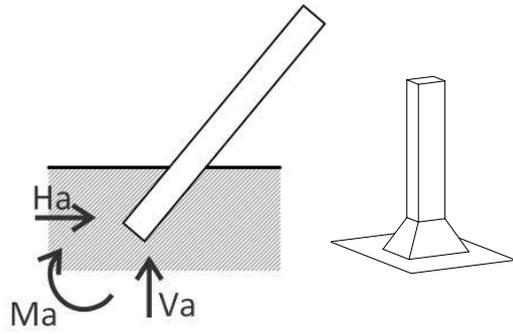
- **Articulación móvil:** Impide sólo desplazamientos perpendiculares al plano de apoyo.



- **Articulación fija:** Impide desplazamientos en cualquier dirección.



- **Empotramiento perfecto:** Impide desplazamientos y giros en cualquier dirección.



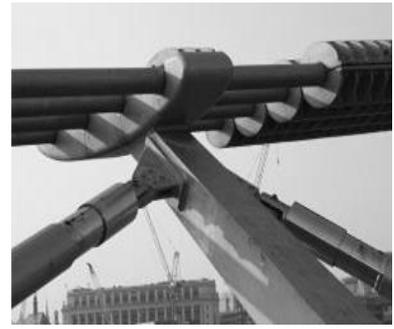
Estos vínculos son abstracciones representativas de la realidad, pero no la realidad misma.

NUDOS

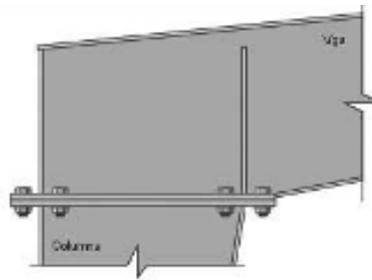
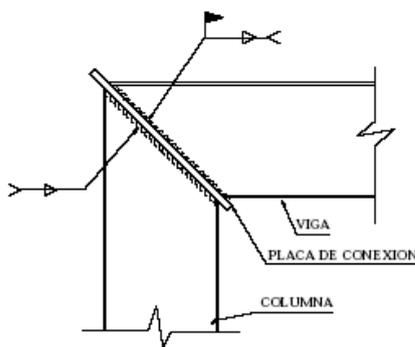
Son vínculos entre piezas. Pueden ser:

- **Nudos articulados:** Actúan como apoyos articulados, posibilitan la rotación de las barras alrededor de su eje e impiden las traslaciones.





- **Nudos rígidos:** Impiden las traslaciones y restringen los giros. Las barras, después de la deformación, conservan el ángulo que poseían anteriormente.



INTRODUCCIÓN
MECANISMO MÍNIMO ESTABLE
LAS CARGAS
ANÁLISIS DE CARGAS
SOLICITACIONES
RESISTENCIA DE MATERIALES
MADERA
ACERO
HORMIGÓN ARMADO
CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

MECANISMO MÍNIMO ESTABLE

MECANISMO MINIMO ESTABLE

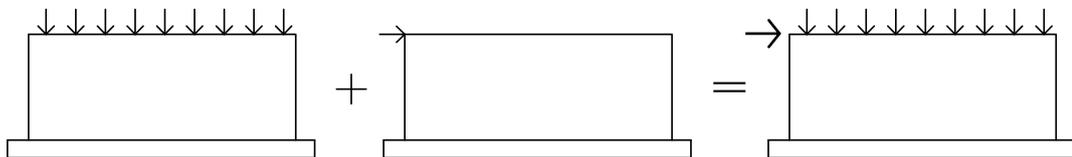
MECANISMO RESISTENTE A FUERZAS HORIZONTALES Y VERTICALES

El edificio de uno o múltiples pisos superpuestos es el tipo básico más frecuente en la conformación de nuestras ciudades.

La acción gravitatoria, ejercida permanentemente hacia abajo en toda la superficie de nuestro planeta, ha obligado a los constructores de todas las épocas y regiones a diseñar los planos horizontales (techos y entrepisos) para resistir flexiones y los planos verticales (pilares y muros) para resistir compresiones.

En zonas sísmicas, en cambio, los movimientos del suelo (plano horizontal inferior) producen efectos totalmente diferentes. El problema principal consiste ahora, en evitar los movimientos horizontales relativos de cada plano horizontal con su inmediato inferior hasta llegar al terreno. Esto se logra con una adecuada conexión entre ellos a través de otros elementos que generalmente son los planos resistentes verticales.

Por lo dicho, una construcción ubicada en zona sísmica estará sometida a cargas verticales (gravitatorias) y horizontales (sísmicas). Por simplicidad se analiza cada situación por separado.



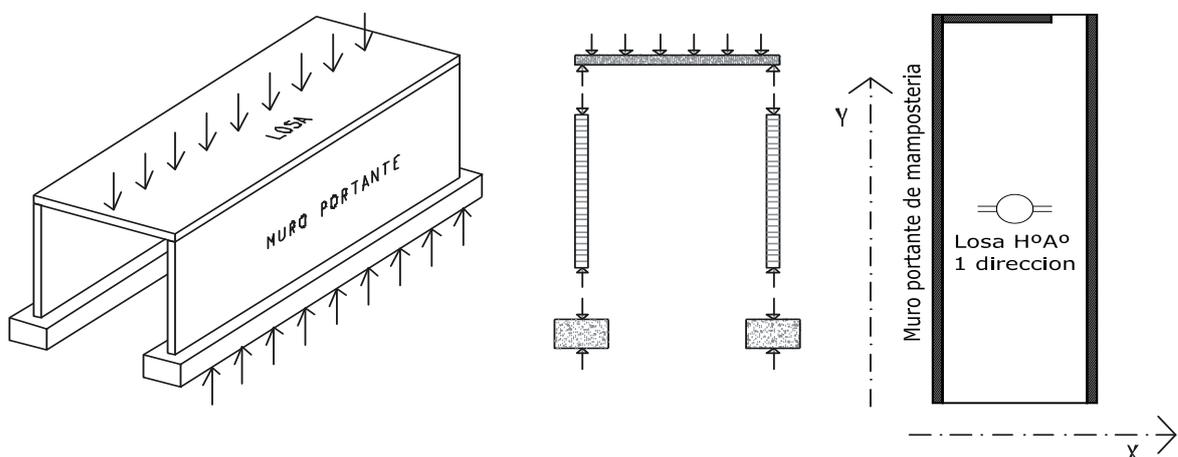
CARGAS VERTICALES (GRAVITATORIAS)

En un ejemplo simple como el de la figura, el mecanismo estructural para cargas verticales está formado por:

- Un plano superior (losa)
- Planos verticales (muros)
- Cimiento corrido

El plano superior apoya linealmente sobre los dos planos verticales en dirección Y (el plano en dirección X no recibe cargas). El muro tiene como fundación un cimiento corrido que apoya sobre el suelo que tiene capacidad portante para proveer la reacción necesaria para que el mecanismo esté en equilibrio estable.

Cada elemento del mecanismo estructural recibe, resiste y trasmite al elemento siguiente las cargas verticales hasta llegar al suelo, que provee la reacción necesaria.

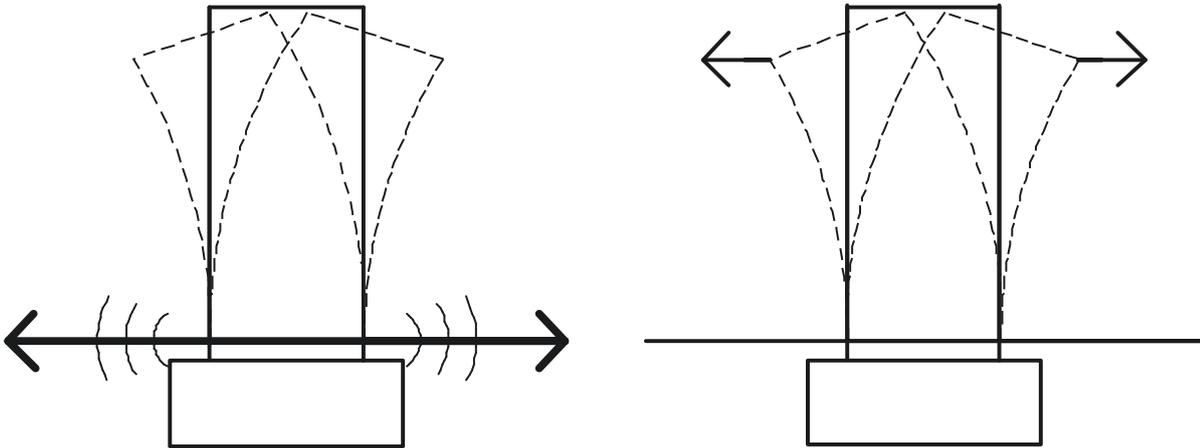


CARGAS HORIZONTALES (SISMO)

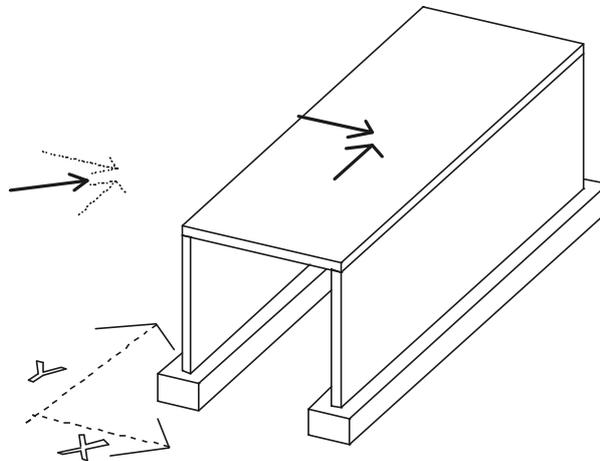
El efecto de un movimiento sísmico se traduce en un desplazamiento del suelo sobre el que se asienta la construcción.

Al desplazarse horizontalmente el suelo, por la acción sísmica, la masa del edificio, por efecto del fenómeno de inercia, tiende a quedarse en su posición. Resulta, así, un desplazamiento relativo entre los extremos superior e inferior de la construcción.

El mismo efecto se produce sobre el edificio si se aplica una fuerza equivalente a la acción sísmica en el plano superior.



Este movimiento es predominantemente horizontal y se produce en todas las direcciones, se recuerda que una fuerza en cualquier dirección se puede descomponer en el plano en otras dos. Esto facilita el análisis.

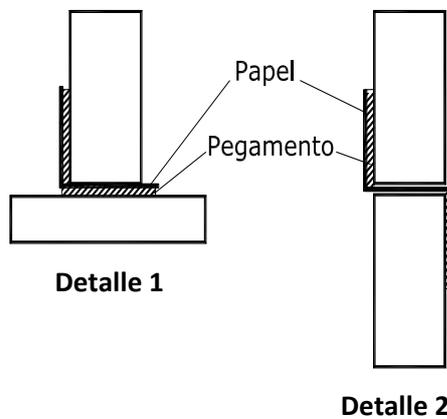
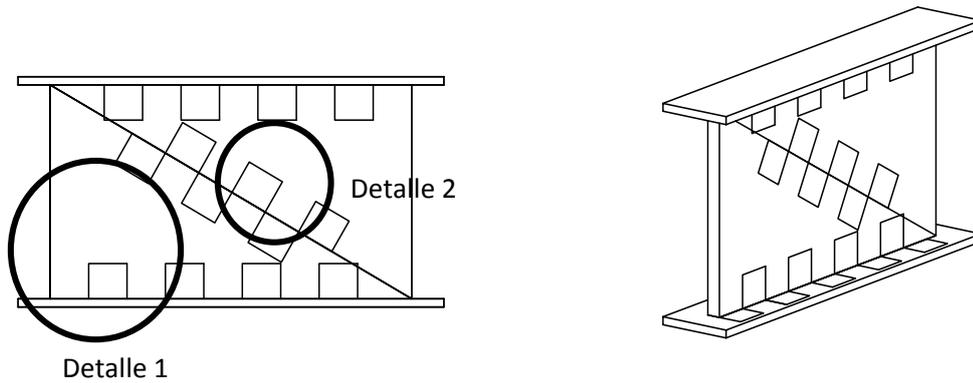


MODELO FÍSICO

Para la comprensión del sistema sometido a cargas sísmicas se utiliza el modelo físico que se describe a continuación:

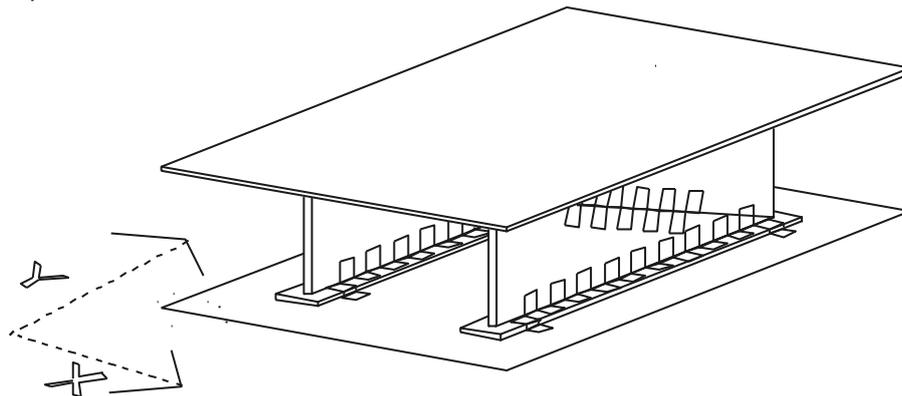
- Plano horizontal superior (techo). Se materializa con un cartón liviano.
- Plano horizontal inferior (terreno). Se materializa con un cartón pegado a la mesa con cinta en varios puntos de su perímetro.
- Planos verticales (muros). Se materializan con cartón según el esquema de la figura. Se supone que un plano resistente vertical (muro, pórtico o reticulado) no presenta ninguna oposición a fuerzas perpendiculares a sí mismo, no contando, en consecuencia, ninguna rigidez (deformaciones inadmisibles) transversal, ni rotacional.

Un plano resistente vertical es capaz de resistir solamente fuerzas en su plano. Las uniones articuladas (pueden girar) en los bordes horizontales y en las diagonales, logran esas condiciones.

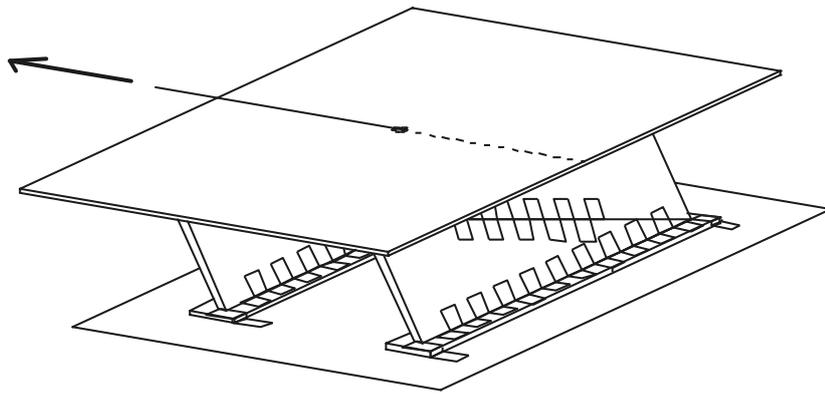


- **Análisis del comportamiento del mecanismo estructural – Planos verticales paralelos**

Se configura un sistema con dos o más planos verticales paralelos entre sí y vinculados entre ellos por el plano superior.



Se aplica una fuerza (materializada con un hilo para poder visualizar la dirección de la misma) en cualquier punto del plano superior. Se observa que solamente si la dirección de la fuerza es paralela a la de los planos (dirección Y en este caso) se logra una situación de equilibrio. Pero se trata de un equilibrio inestable ya que cualquier componente perpendicular a los planos verticales produce colapso por traslación.



$$\sum F_Y = 0$$

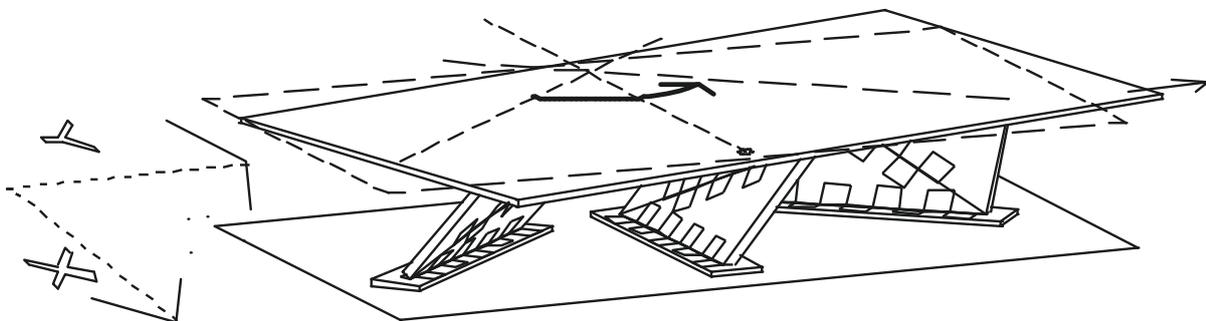
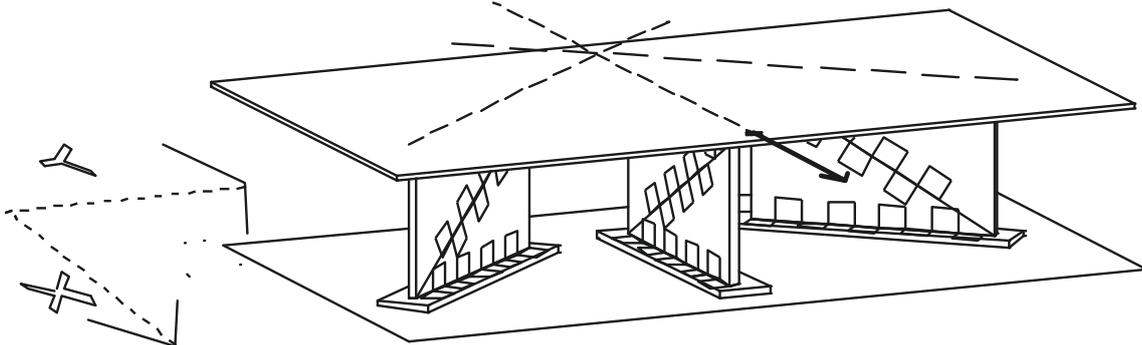
$$\sum F_X \neq 0$$

Conclusión: El mecanismo planteado (planos verticales paralelos) es INESTABLE a las acciones horizontales cuya dirección es perpendicular a los planos verticales. Por lo tanto, el sistema no es apto como estructura de una obra, ya que esta debe ser capaz de resistir cargas verticales y horizontales en cualquier dirección.

- **Análisis del comportamiento del mecanismo estructural – Planos verticales concurrentes**

En este caso se configura un sistema cuyos planos verticales sean concurrentes en una intersección común y se aplica con un hilo una fuerza horizontal.

Se ve que si la fuerza pasa por el punto de concurrencia de los planos verticales el sistema logra una situación de equilibrio. Si la recta de la fuerza aplicada no pasa por ese punto se produce el colapso por rotación, aún para fuerzas insignificantes.



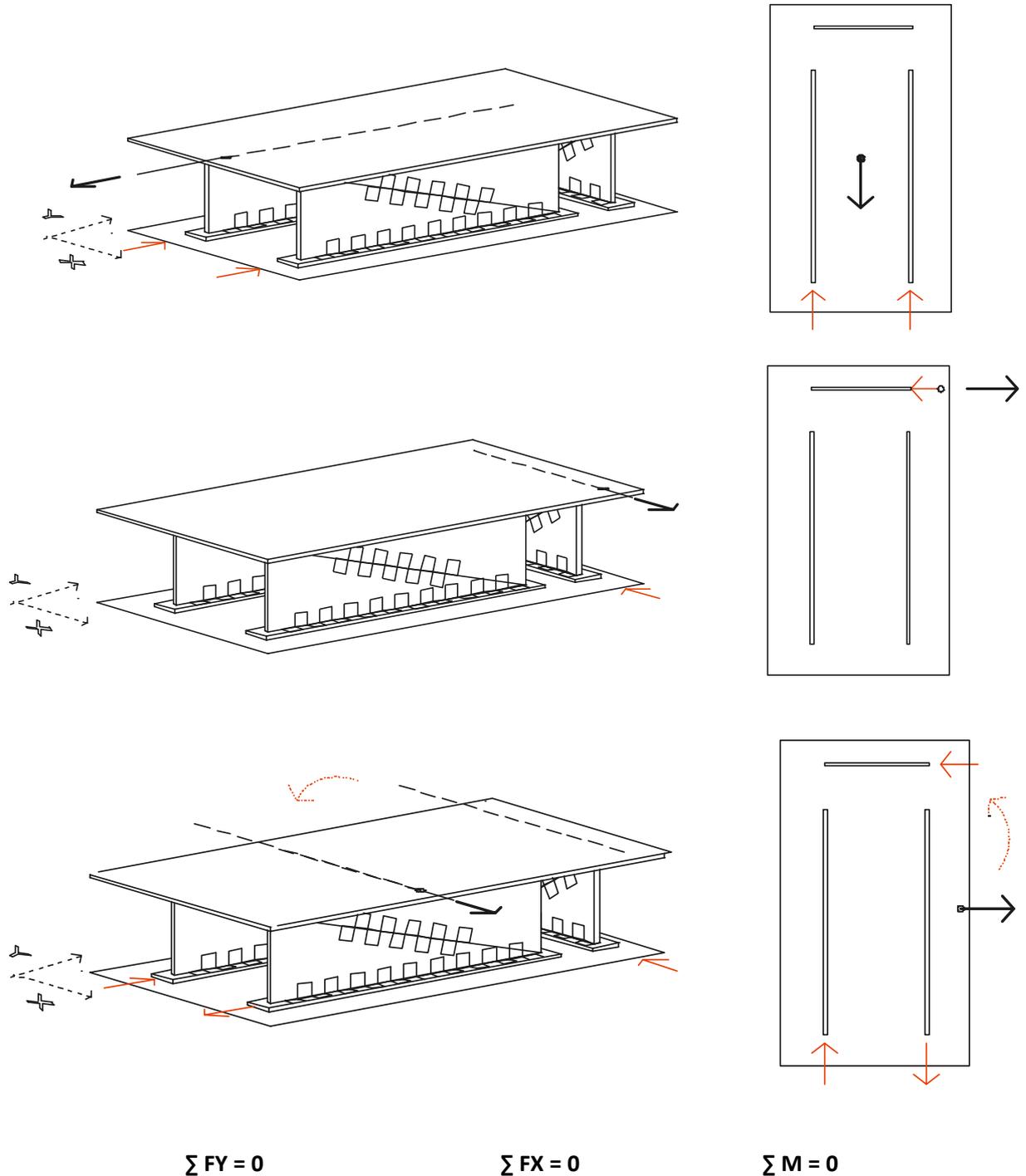
$$\sum M \neq 0$$

Conclusión: El mecanismo planteado (planos verticales concurrentes) es INESTABLE rotacionalmente. Por lo tanto no es apto como estructura de una obra.

- **Análisis del comportamiento del mecanismo estructural – Planos verticales no todos paralelos, ni todos concurrentes**

Se colocan, en esta alternativa, tres planos, no todos paralelos ni todos concurrentes.

En este caso se pueden aplicar fuerzas en cualquier punto y en cualquier dirección, con una respuesta mucho más favorable, tanto a la rotación como a la traslación. El mecanismo es estable.

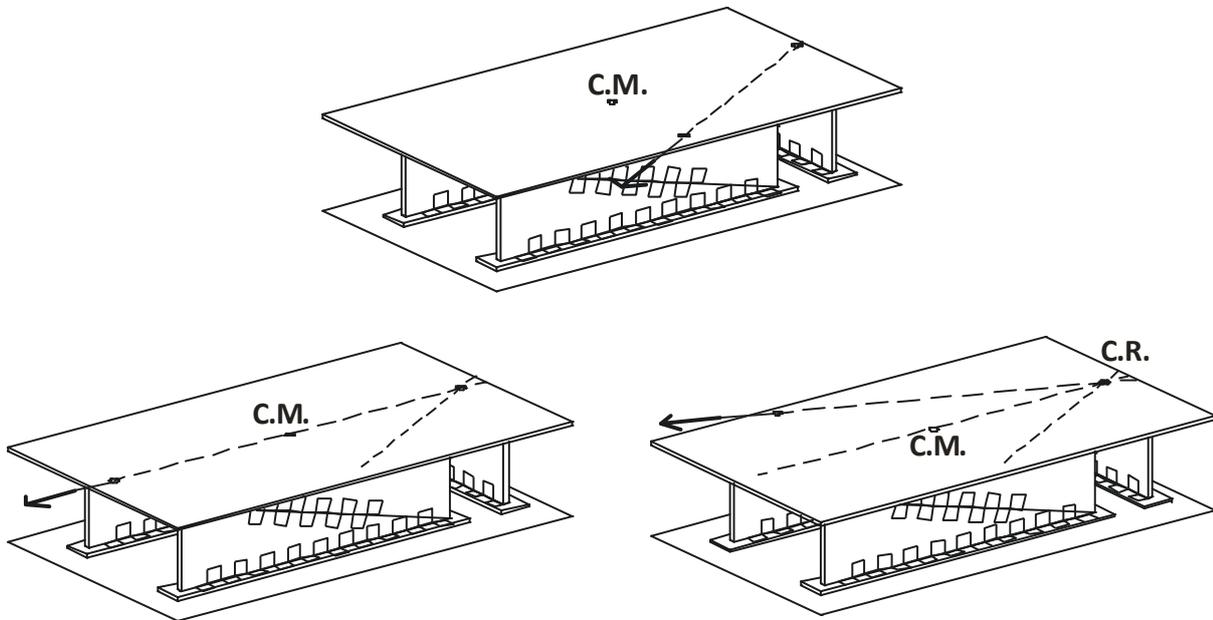


El mecanismo mínimo estable está conformado por tres planos resistentes verticales, no todos paralelos, ni todos concurrentes vinculados por dos planos indeformables, el terreno y el plano superior.

ANÁLISIS DEL MECANISMO

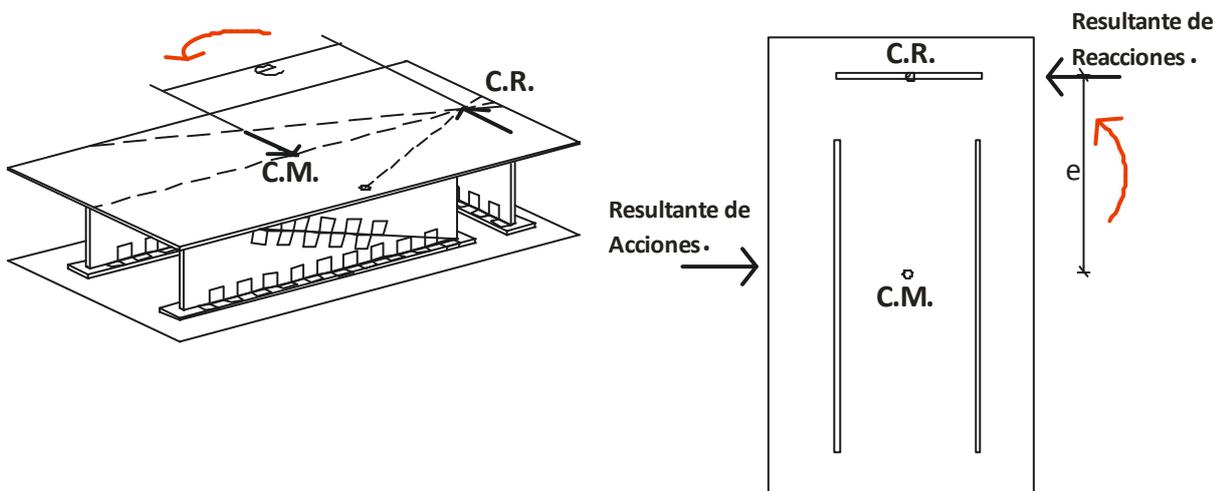
Se dibuja sobre el plano horizontal el centro de gravedad de la figura geométrica. En este caso, el centro de gravedad del rectángulo.

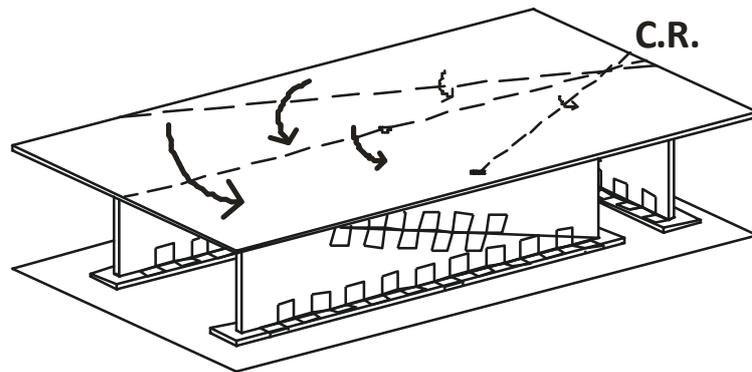
Se aplica en un cierto punto del plano horizontal fuerzas en distintas direcciones. Se ve que hay una sola dirección que produce exclusivamente traslaciones y ninguna rotación. Se marca esa dirección y se repite la experiencia utilizando otros puntos. Se advierte que todas las direcciones que no producen rotación concurren a un punto. Es el Centro de Rigidez del sistema.



En la dirección Y se observa que CM y CR están en la misma recta ya que los planos en Y están ubicados equidistantes del CM y además tienen la misma rigidez (igual material e iguales dimensiones).

En la dirección X se ve que el CR se ubica sobre el único plano X y a considerable distancia del CM. La distancia entre ambos centros se denomina excentricidad.



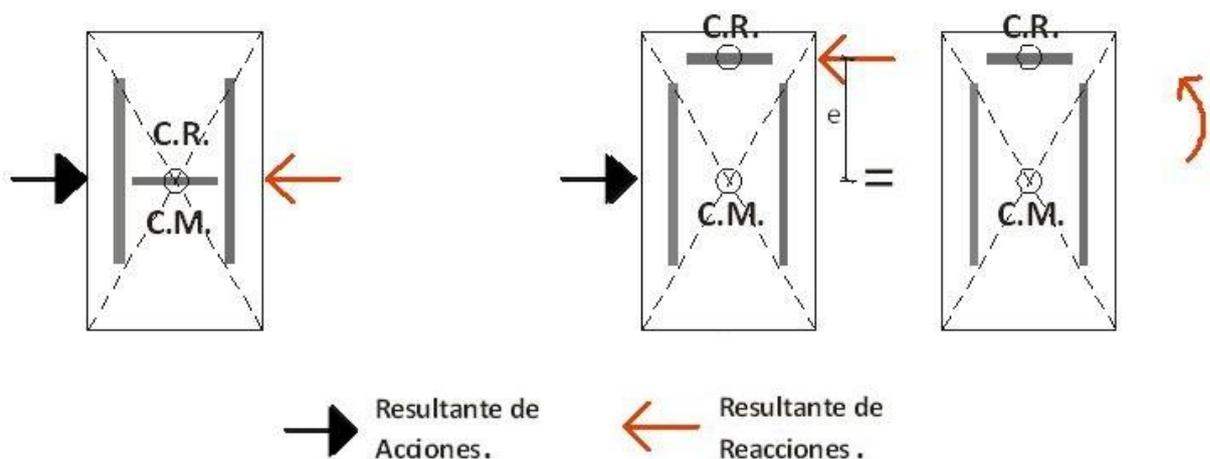


Esta y otras sucesivas experiencias permiten obtener importantes conclusiones útiles para el diseño, sobre cómo distribuir los planos verticales de forma tal de evitar las excentricidades innecesarias entre el Centro de Rigidez y el Centro de Masa, minimizando así la torsión, es decir, minimizando los esfuerzos que deben soportar los planos verticales

CENTRO DE MASA/GRAVEDAD – CENTRO DE RIGIDEZ

Resumiendo, cuando se analizan las acciones producidas por un sismo en una construcción se ve que la relación que existe entre la conformación del edificio y su sistema resistente está representada, básicamente, por dos conceptos:

- **Centro de Masa:** es el punto donde consideramos concentradas todas las masas de la construcción. En el caso de construcciones convencionales, donde las masas están distribuidas homogéneamente, este punto puede ser ubicado en el centro de gravedad de la figura geométrica del plano horizontal (placas de H^ºA^º, entramados metálicos o de madera). En teoría es el punto donde se considera aplicada la **resultante** de las fuerzas estáticamente equivalentes a la **acción** del terremoto.
- **Centro de Rigidez:** La posición de este punto depende de la ubicación, dirección, dimensiones y materiales de los planos resistentes verticales (planos de mampostería, H^ºA^º, pórticos o entramados metálicos o de madera). En teoría es el punto donde se considera aplicada la **resultante** de las **reacciones** del mecanismo estructural frente a la acción del terremoto.



El Centro de Rigidez tiene las siguientes propiedades:

- Toda fuerza cuya recta de aplicación pasa por él produce en el sistema solamente traslaciones. El mecanismo no rota.
- El centro de Rigidez es el centro de giro de la planta.

Se puede concluir diciendo que para lograr una mayor eficiencia estructural ambos centros deben coincidir o estar muy próximos, ya que de esta forma se minimiza el efecto torsional.

La ubicación de estos centros depende del diseñador y debe tenerlo en cuenta desde las primeras etapas del proyecto, ya que es necesario compatibilizar este requerimiento con otras variables (paisajísticas, funcionales, formales, etc)

DETERMINACIÓN DEL CENTRO DE MASA/GRAVEDAD

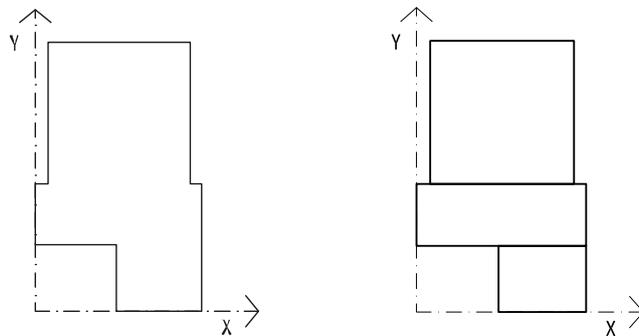
Cuando las masas son semejantes el Centro de Masa de la construcción coincide con el Centro de Gravedad de la figura del plano superior.

Si la figura es regular (rectángulo, triángulo, círculo) la posición del Centro de Gravedad es conocido, en cambio si la figura es compuesta se pueden utilizar distintos métodos para determinarlo:

TEOREMA DE VARIGNON

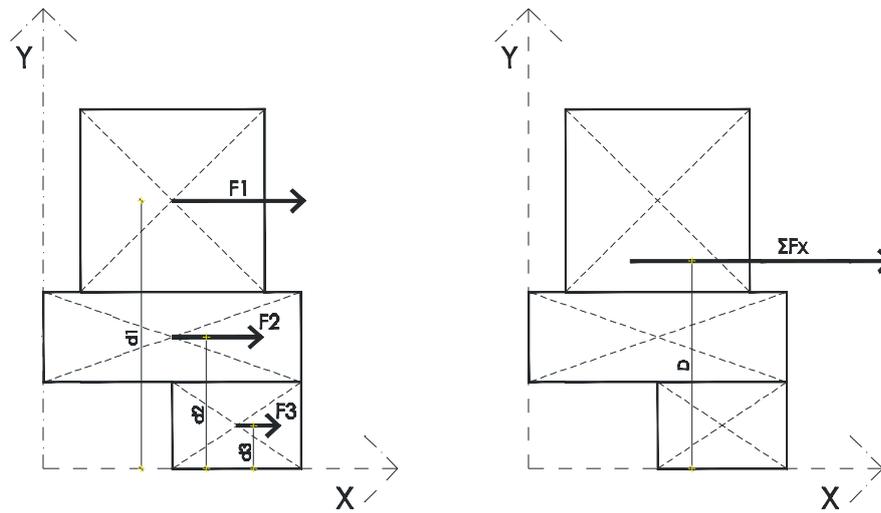
En primer lugar cabe explicar que este procedimiento es utilizado para determinar la posición de la resultante de un sistema de fuerzas y que, por analogía, se lo utiliza para determinar la posición de la resultante de un grupo de áreas, que son consideradas como fuerzas.

Primero es necesario considerar un sistema de coordenadas ubicado de manera tal que la planta de techo quede situada en el primer cuadrante. Se subdivide el techo en figuras regulares en las que sea fácil determinar tanto su superficie como su centro de gravedad.



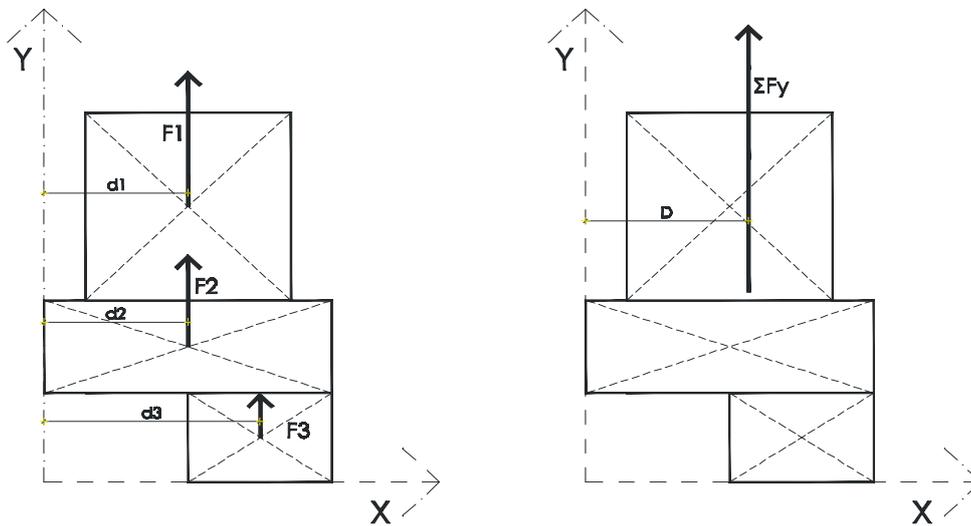
Se le asigna a cada figura una fuerza proporcional a su superficie que se ubica en su centro de gravedad tanto en dirección X, como en dirección Y.

La sumatoria de los momentos de cada fuerza con respecto al origen de coordenadas en cada dirección será igual al momento de la resultante de esas fuerzas con respecto al mismo punto (aplicación del Teorema de Varignon).



$$(F1 \times d1) + (F2 \times d2) + (F3 \times d3) = \Sigma FX \times D$$

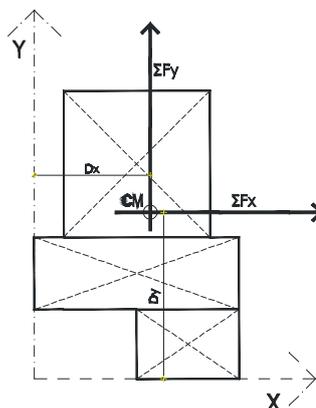
$$\frac{(F1 \times d1) + (F2 \times d2) + (F3 \times d3)}{\Sigma FX} = D$$



$$(F1 \times d1) + (F2 \times d2) + (F3 \times d3) = \Sigma FY \times D$$

$$\frac{(F1 \times d1) + (F2 \times d2) + (F3 \times d3)}{\Sigma FY} = D$$

De estas ecuaciones se despeja D para cada dirección. Estos valores son las coordenadas del C.G., equivalente, en este caso al C.M. de la construcción.



DETERMINACIÓN DEL "CENTROIDE" POR AUTOCAD

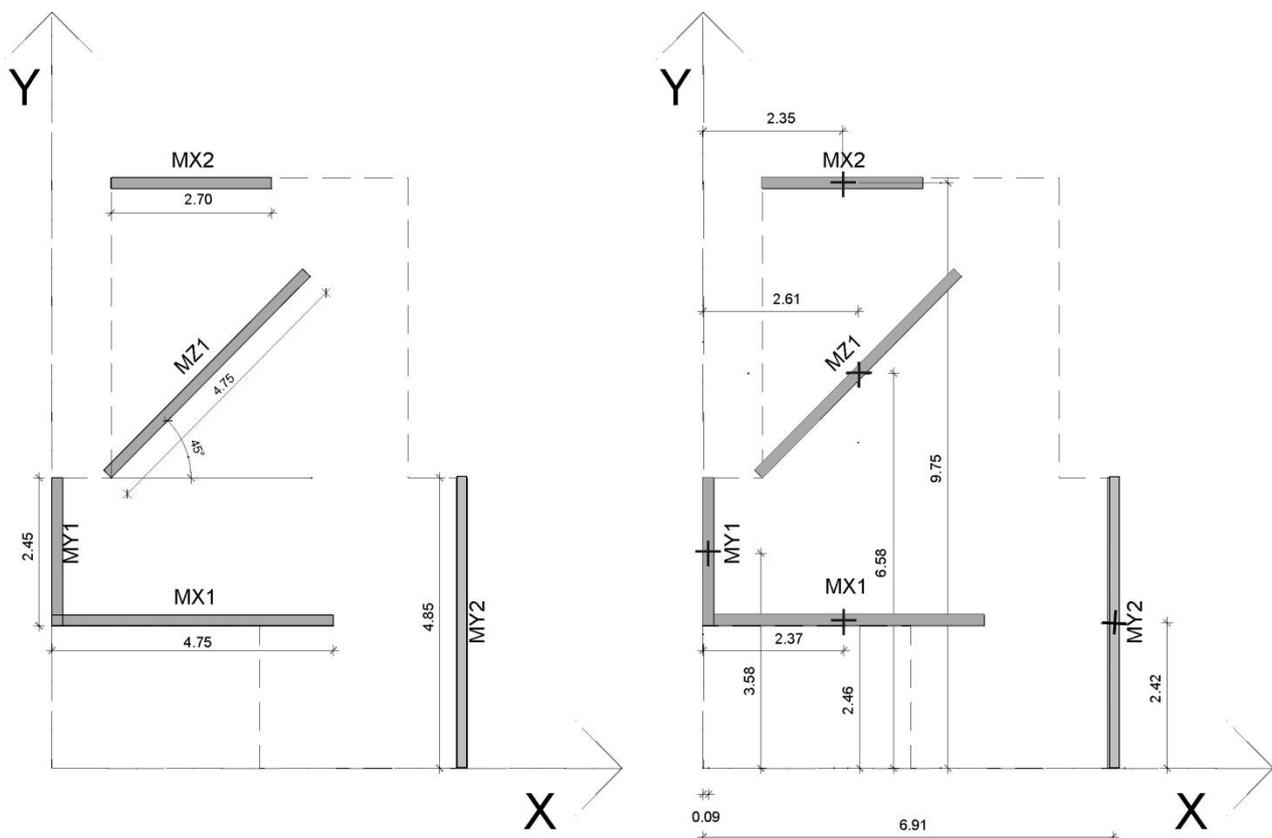
En el programa Autocad, desde el menú "herramientas" se selecciona "mover UCS", el cual se ubica en el vértice que será luego el origen del sistema de coordenadas.

Luego, en el menú "dibujo" se selecciona "región" y se marcan las líneas que corresponden al contorno de la figura de la planta. Se presiona "enter" y queda una región creada con el contorno de la figura.

Finalmente, desde el menú "herramientas", "consultar", "propiedades físicas/de región", se designa la región creada. Aparecerá una ventana de texto en la que se puede leer las coordenadas X e Y del centro de gravedad, con respecto al sistema de ejes coordenados que se ha definido.

DETERMINACIÓN DEL CENTRO DE RIGIDEZ

Primero se ubica la planta en el mismo sistema de coordenadas y en la misma posición en la que se determinó el Centro de Gravedad/Masa de la construcción. Se denominan los planos verticales. (Se recomienda acotar tanto las longitudes de los mismos como sus coordenadas)



Se utiliza una Planilla Excel para determinar las coordenadas X e Y del Centro de Rigidez.

Se recuerda que, la posición del Centro de Rigidez depende de la ubicación, dirección, dimensiones y materiales de los planos resistentes verticales (en este caso mampostería). Todos los planos de la construcción serán del mismo material, por lo cual no se tiene en cuenta esa variable. Sólo resta:

- ubicarlos tomando sus coordenadas X e Y en el centro del muro
- indicar su dirección teniendo en cuenta el ángulo que forma cada plano con respecto al eje X (medido en sentido antihorario)
- señalar sus dimensiones (largo y alto total y espesor sin revoque)

El programa calcula la rigidez relativa de cada plano (está en relación con sus dimensiones) y las coordenadas X e Y del Centro de rigidez.

	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	O	P	Q	
1	PLANO	RIGIDEZ PLANO	ANGULO	COORD X	COORD Y	ALTURA (m)	ESPESOR (m)	LONGITUD (m)	Muro corto aislado	Muro corto c/3 ap.	Muro 0.13 h>3.00 m	RIGIDEZ (T/m)	RIGIDEZ	
2	MX1		0	2,37	2,46	3,00	0,18	4,75				13772		
3	MX2		0	2,35	9,75	3,00	0,18	2,70				7589		XR=
4	MY1		90	0,09	3,58	3,00	0,18	2,45				6834		YR=
5	MY2		90	6,91	2,42	3,00	0,18	4,85				14073		5,75
6	MZ1		45	2,61	6,58	3,00	0,18	4,75				13772		

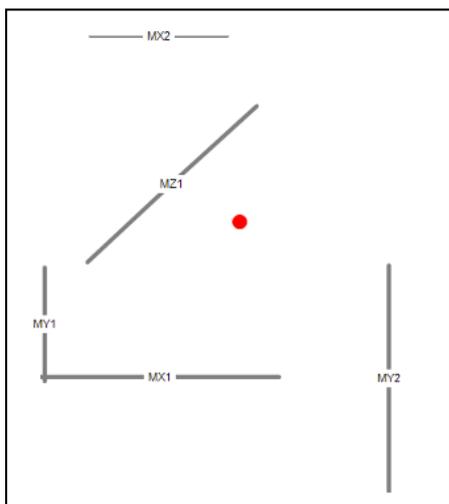
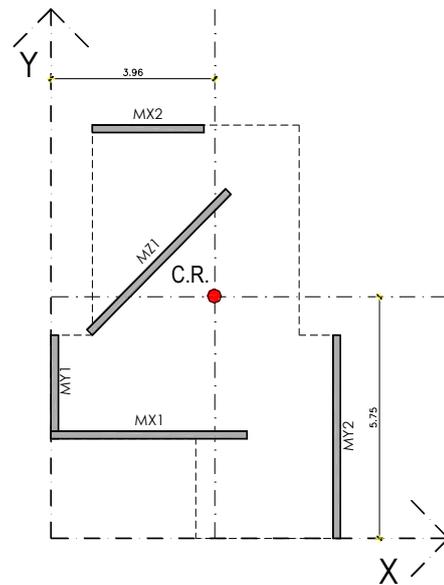


Gráfico de la planilla

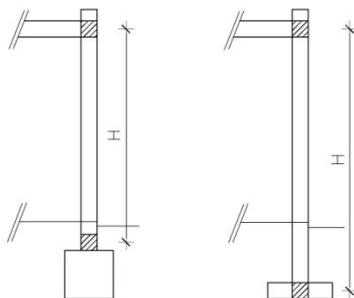


C.R. acotado en el esquema de trabajo

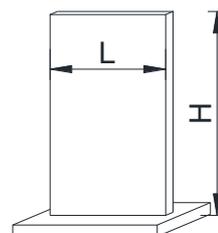
PLANOS RESISTENTES VERTICALES DE MAMPOSTERIA

Los planos verticales de mampostería que otorgan rigidez al mecanismo deben ser sismorresistentes, cumpliendo con las siguientes condiciones:

- **Material y espesor**
 - * Mampostería de ladrillos comunes de espesor 0.13 m (una planta en Cba.) y 0.27 m (2 a 4 plantas) Espesores sin revoque.
 - * Mampostería de bloques cerámicos y de cemento de espesor 0.18 m y 0.19m (1 a 2 plantas) Espesores sin revoque.
- **Relación largo/altura**

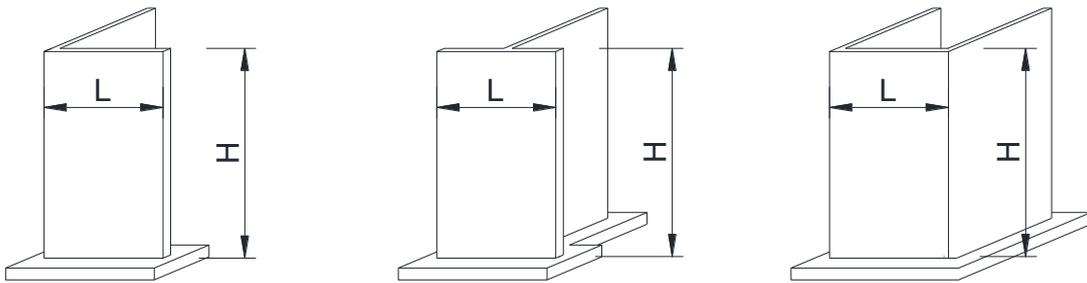


MURO AISLADO



$$L \geq H/2.20 - \text{Mínimo: } 1.50\text{m}$$

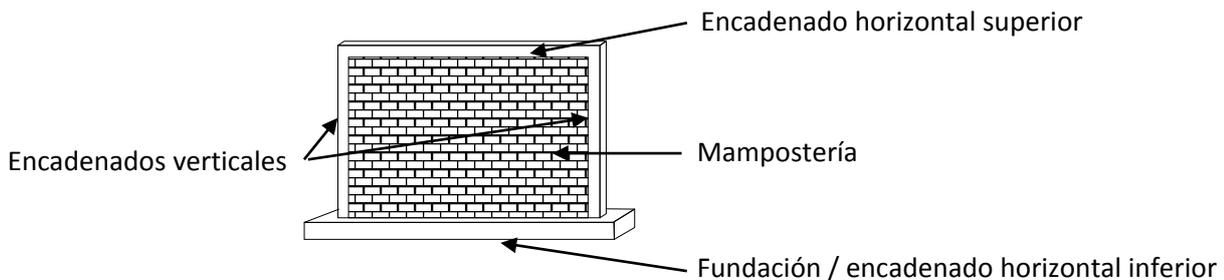
MURO VINCULADO



$$L \geq H/2.60 - \text{Mínimo: } 0.90\text{m}$$

- **Encadenados de hormigón armado**

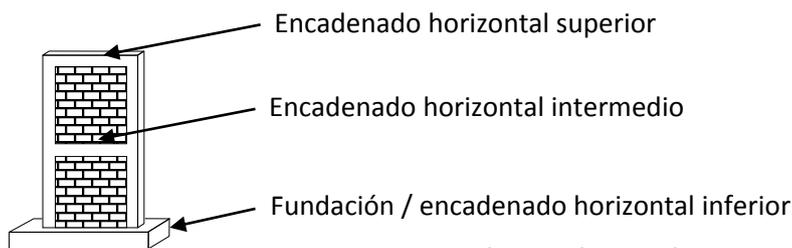
Cumplen la función de atar los mampuestos de los muros que cumplen las condiciones anteriores. Se ubican en el perímetro del plano confinando la mampostería, en los extremos con encadenados verticales, en el borde inferior con un encadenado horizontal inferior ubicado en la fundación (plantilla o zapata corrida), y en el borde superior con un encadenado horizontal superior ubicado a nivel de losa.



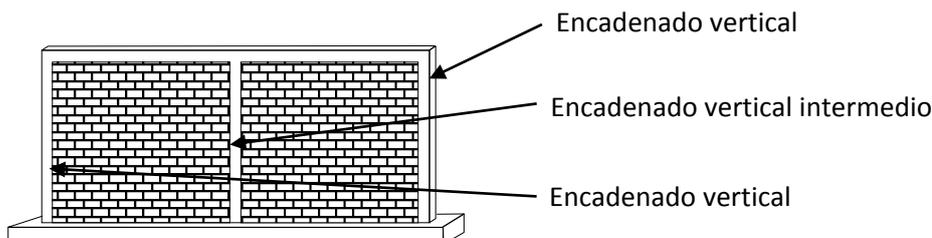
CASOS PARTICULARES

- **Encadenados adicionales**

Según condiciones establecidas por el reglamento, para el caso de muros esbeltos además del encadenado perimetral descrito anteriormente, se incorpora un encadenado horizontal intermedio a la mitad de la altura del muro.



De manera similar, para muros con gran longitud, se adiciona un encadenado vertical intermedio a la mitad del largo.

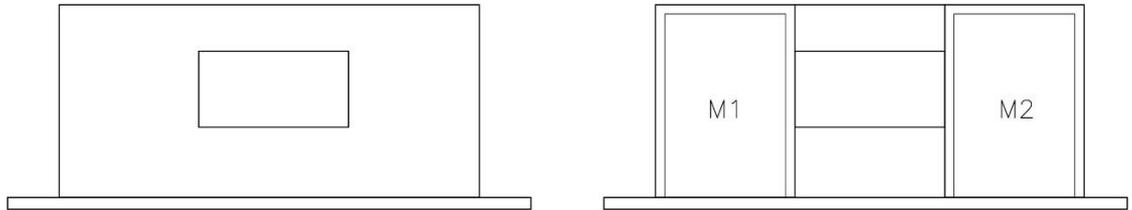


- **Muros con aberturas**

Está permitido que los muros sismorresistentes de mampostería encadenada posean pequeñas aberturas cuyas dimensiones no superen las impuestas por el reglamento (vanos

de superficies menores al 10% de la superficie del muro, y con dimensiones que no superen el 35% de la longitud y altura del muro).

En el caso de que un muro que posea una abertura que no cumpla esta condición, deberán considerarse planos separados, siempre y cuando cada uno de ellos cumpla con las condiciones mínimas.

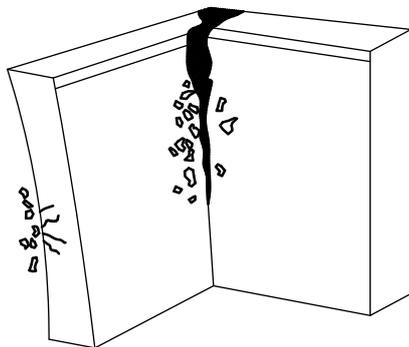


- **Canalizaciones**

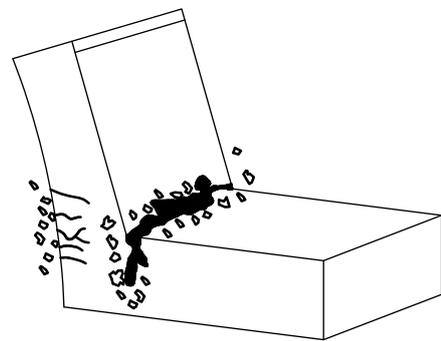
Los muros sismorresistentes de mampostería encadenada de ladrillos comunes de 13 cm de espesor o de bloques huecos, no pueden tener canalizaciones de ningún tipo. No se admiten como portantes los muros con canalización de instalaciones.

CONFIGURACIÓN

Es importante garantizar que el edificio se mueva como una unidad, por lo tanto se debe evitar la irregularidad de la estructura tanto en planta como en altura.

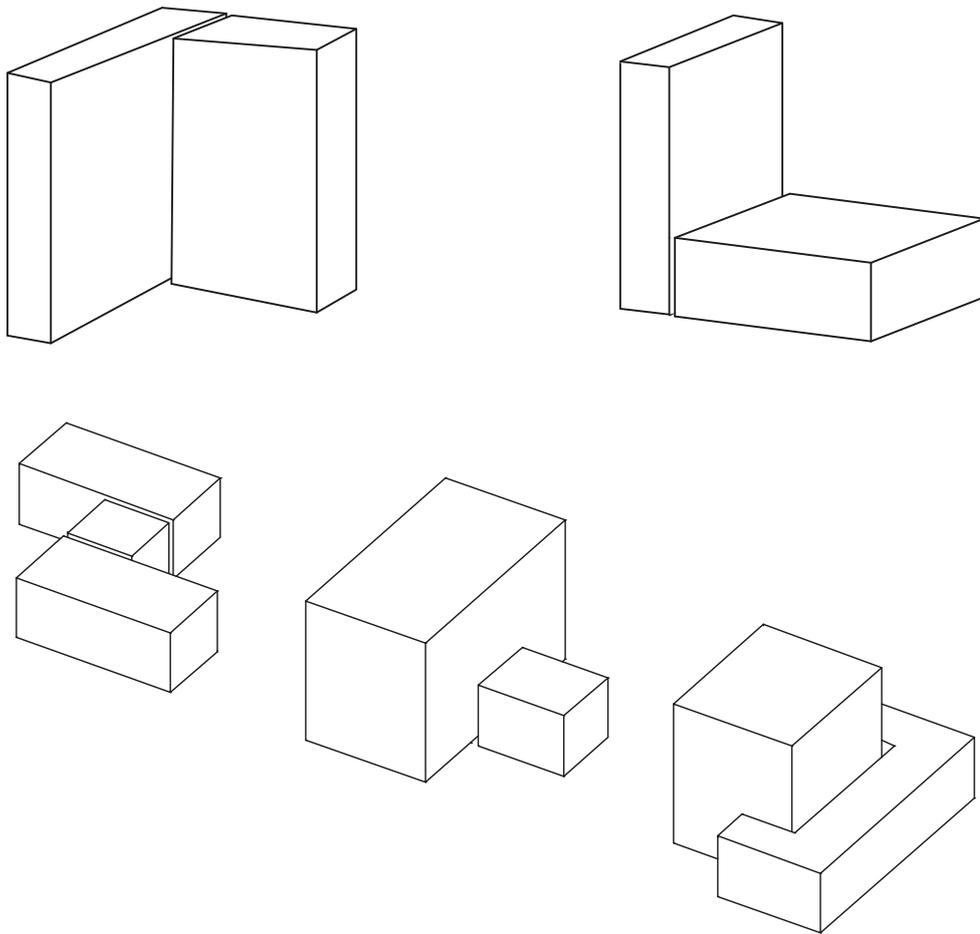


Irregularidad en planta

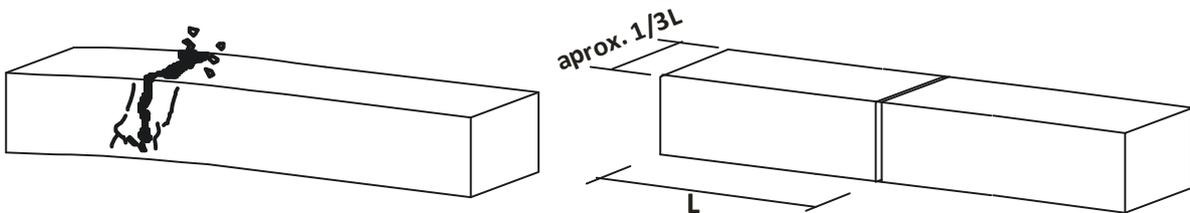


Irregularidad en altura

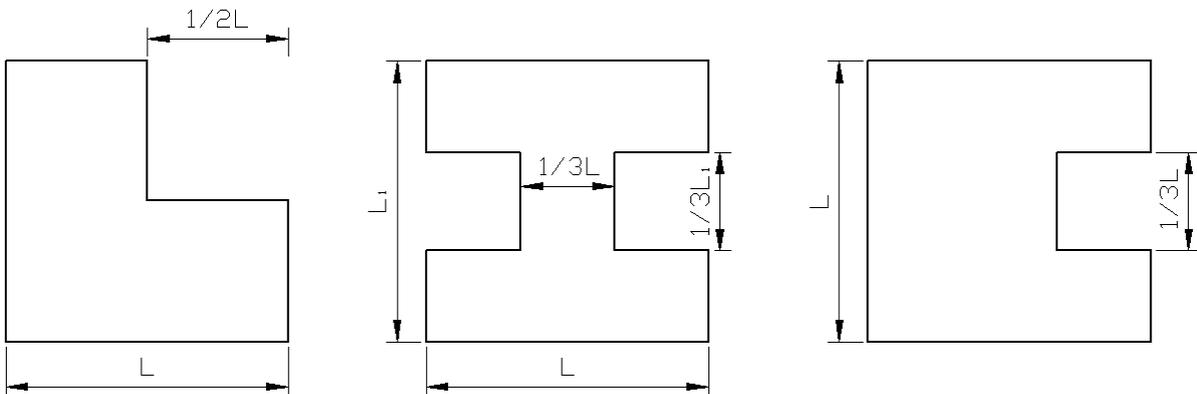
Si la construcción tiene una forma irregular o es de grandes dimensiones se puede controlar su comportamiento bajo la acción de cargas horizontales mediante el uso de juntas de separación estructural. Estas permiten el movimiento completamente independiente de las distintas partes del edificio. Las juntas estructurales se calculan en función de los desplazamientos laterales.



Mientras más largo sea el edificio en planta hay mayores posibilidades que sus extremos se muevan en forma diferente, resultando difícil prever sus efectos.



En plantas asimétricas con forma de L, T, H, las salientes deben guardar una cierta proporción con las dimensiones totales del edificio.



INTRODUCCIÓN
MECANISMO MÍNIMO ESTABLE
LAS CARGAS
ANÁLISIS DE CARGAS
SOLICITACIONES
RESISTENCIA DE MATERIALES
MADERA
ACERO
HORMIGÓN ARMADO
CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

LAS CARGAS

LAS CARGAS

Se considera carga a toda causa capaz de producir estados tensionales en una estructura o elemento estructural.

Los distintos países adoptan Reglamentos para la estimación de las cargas que consisten en una recopilación de antecedentes, investigaciones y ensayos apropiados. Actualmente en la Argentina se encuentran en vigencia los **Reglamentos C.I.R.S.O.C.** (Centro de Investigación de los Reglamentos para la Seguridad de las Obras Civiles).

Según estos Reglamentos las cargas o acciones se clasifican en:

- **ACCIONES O CARGAS PERMANENTES**

Acciones que tienen variaciones pequeñas (despreciables en relación a su valor medio) e infrecuentes, con tiempos de aplicación prolongados. Se considera carga permanente cuando actúa en toda la vida útil estimada de la construcción.

- **ACCIONES O CARGAS VARIABLES**

Acciones que tienen elevada probabilidad de actuación, variaciones frecuentes y continuas no despreciables en relación a su valor medio. Son aquellas debidas al uso del edificio (vivienda, oficina, etc.) ó factores climáticos (viento, nieve).

- **ACCIONES O CARGAS ACCIDENTALES**

Acciones que tienen pequeña probabilidad de actuación pero con valor significativo, durante la vida útil de la construcción, cuya intensidad puede llegar a ser importante para algunas estructuras. Son aquellas debidas a catástrofes ó fenómenos naturales (sismos, tornados, impactos)



Carga permanente: peso propio Carga variable: acciones de uso Carga variable: acción de la nieve



Carga accidental: acción del sismo*

*Vista de la tribuna del Estadio del Parque de Mayo luego del terremoto de 1944. El estadio había sido inaugurado en 1928 y la tribuna que aquí se ve contaba con un techado que protegía a los asistentes de las inclemencias del tiempo. Tanto el techo como las dos torres se derrumbaron a causa del sismo.

En el año 2000, el C.I.R.S.O.C. 301/82 adopta como lineamiento internacional para su reformulación la especificación norteamericana Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings del American Institute of Steel Construction.

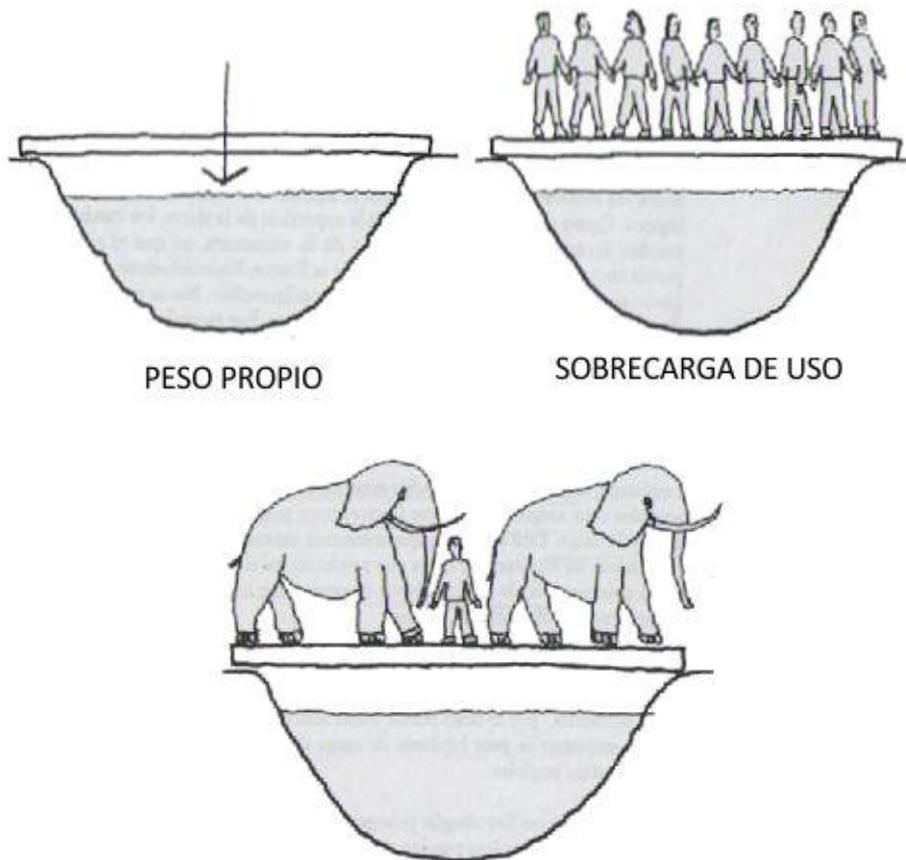
Las acciones o cargas se dividen en:

Permanentes	D	Peso propio de la estructura, maquinarias fijas o adheridas a la estructura y todo elemento de la construcción previsto con carácter permanente.
	T	Deformaciones impuestas por el proceso constructivo, fuerzas resultantes del proceso de soldadura y asentamiento de apoyos.
	F	Acciones de líquidos, en caso de presencia continuada y con presiones y máxima altura bien definidas.
Variabes	L	Acciones de ocupación, uso y montaje; acciones térmicas generadas por equipamientos, acciones de líquidos, acciones de granos o materiales sueltos, y acciones de materiales, equipos, cargas móviles incluyendo el efecto dinámico cuando se significativo.
	L_r	Cargas útiles de techo y mantenimiento de cubiertas.
	W	Acción del viento.
	S	Acción de la nieve y el hielo.
	T	Acciones térmicas climáticas y funcionales.
	H	Peso y empuje del suelo y del agua en el suelo.
	R	Acción debida al agua de lluvia inicial o al hielo sin considerar los efectos de acumulación.
Accidentales	E	Sismos de ocurrencia excepcional.
		Tornados.
		Impactos de vehículos terrestres o aéreos.
		Explosiones.
		Movimientos de suelo.
	Avalanchas de nieve o piedras.	
Impacto		Se estipula el porcentaje de incremento de las sobrecargas nominales según el caso
		Vigas carril de puentes grúa – 25%
		Monorrieles – 10%
		Soportes de maquinaria ligera (movimientos rotativos) – 20%
		Tensores que soportan balcones – 33%
		Apoyos de ascensores y montacargas – 100%
Horizontales		En vigas carril de puentes grua, se estipula el porcentaje de incremento de las sobrecargas nominales
		Fuerza lateral – 20%
		Fuerza longitudinal – 10%

CARGA PERMANENTE (D: MUERTA) Y CARGA VARIABLE (L: VIVA)

Estas cargas actúan sobre una estructura como consecuencia de la acción de la gravedad. Estas fuerzas son importantes en magnitud, son constantes, no varían con rapidez y son las más fáciles de prever.

El **Reglamento C.I.R.S.O.C. 101** proporciona los valores que corresponden a los pesos específicos de los diferentes materiales que permiten obtener los pesos propios de los distintos elementos. Además, según el destino del edificio, estima la magnitud de la sobrecarga de uso y sobrecargas de cubierta para el mismo, teniendo en cuenta si el plano superior es horizontal o inclinado.

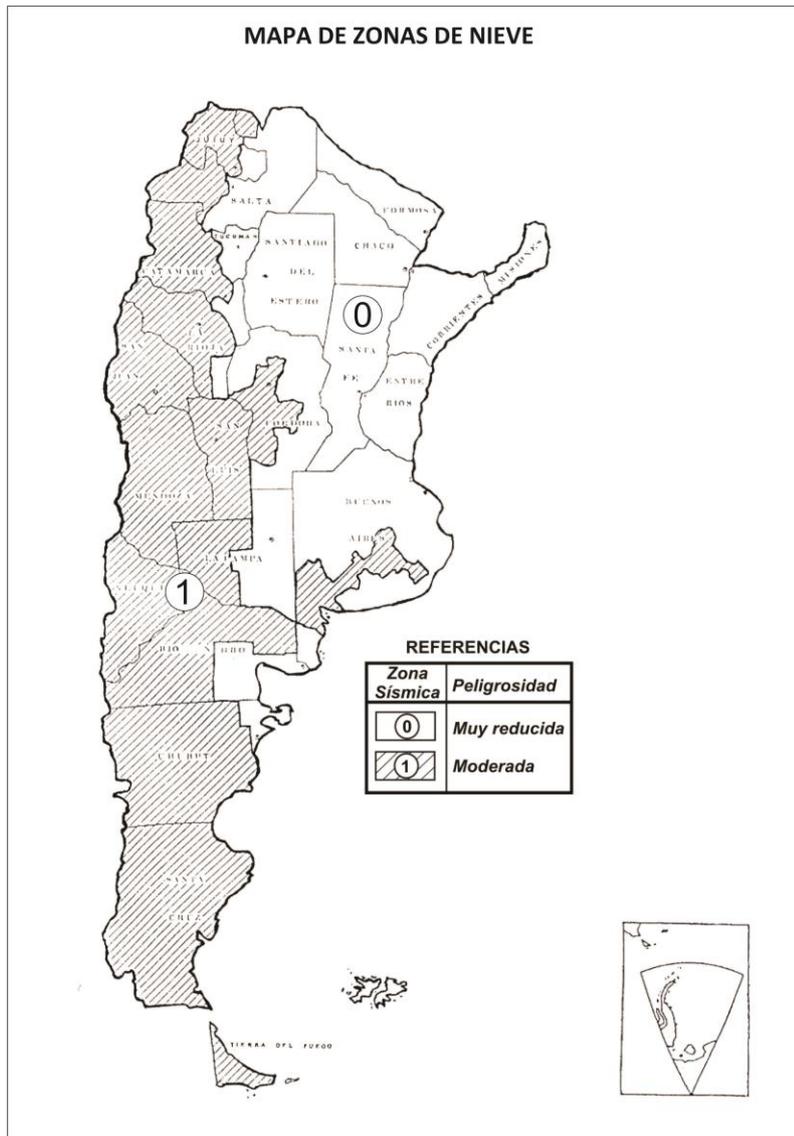


VARIABLE (S: NIEVE)

El **Reglamento C.I.R.S.O.C. 104** cuantifica la acción de la nieve y del hielo.

Esta sobrecarga depende principalmente de: **la localización geográfica de la construcción** (existe una zonificación del país acorde a la frecuencia de ocurrencia de las nevadas), **las características de la cubierta proyectada** (forma, inclinación, pendiente) y **su exposición** (cubiertas expuestas o protegidas por otras construcciones o elementos naturales) y por **el destino del edificio**.



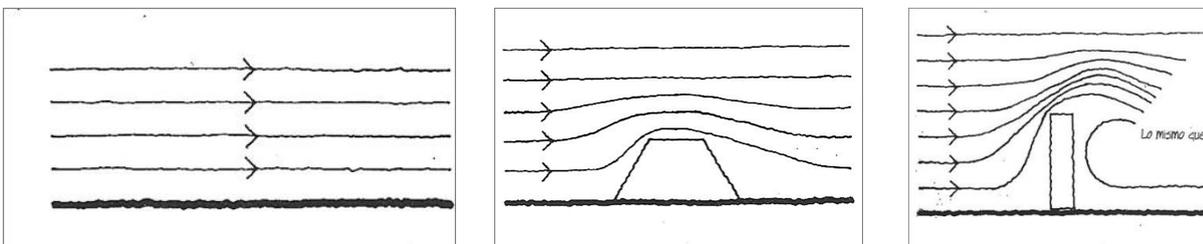


VARIABLE (W: VIENTO)

El Reglamento C.I.R.S.O.C. 102 cuantifica la acción del viento.

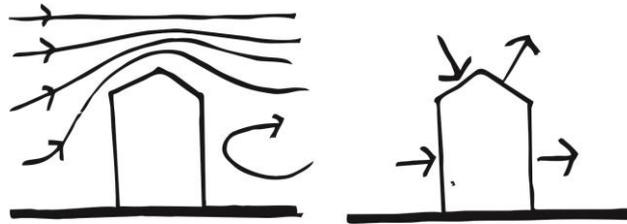
El viento es aire en movimiento. Esto se produce por cambios de la presión atmosférica.

Si se coloca un obstáculo en el camino del viento este altera su flujo. Si el objeto está fijado a la superficie de la Tierra, como los edificios, el viento debe fluir alrededor y encima de aquel.



Igualar la alteración del flujo del viento a una fuerza es una abstracción que se utiliza para simplificar su efecto y así poder estudiarlo. Las cargas que resultan actúan predominantemente en dirección perpendicular a las superficies del edificio. El viento ejerce fuerzas de presión y de succión,

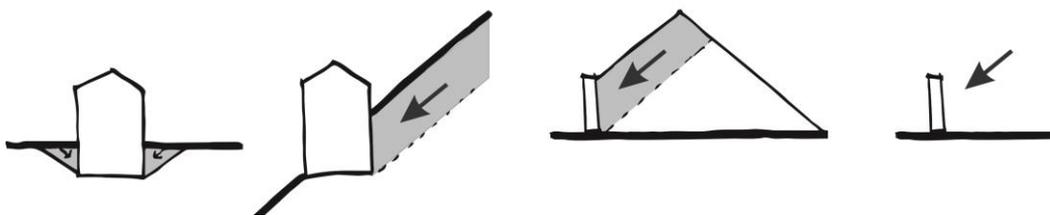
proporcionales a la superficie sobre las que actúa, sobre cerramientos y cubiertas, por lo que se torna una carga muy importante, sobre todo en edificios con cubiertas livianas.



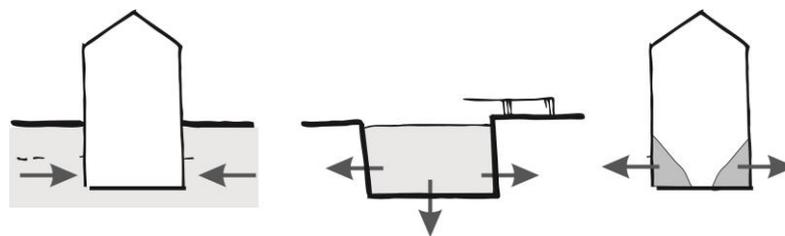
La carga de viento depende de: **la ubicación geográfica de la construcción, la altura y forma del edificio, las características del entorno y el destino de la edificación.**

OTRAS CARGAS

Existen, también, otro tipo de cargas que el proyectista deberá considerar cuando sea necesario. Estas son debidas al empuje de líquidos, tierra, material a granel, vibraciones o impactos de máquinas, etc.



Empuje de tierra



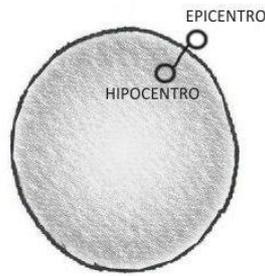
Empuje de agua

CARGAS ACCIDENTALES (E:SISMO)

El Reglamento C.I.R.S.O.C. 103 cuantifica la acción de los sismos.

La acción sísmica es un fenómeno impredecible. La corteza terrestre, compuesta por placas, sufre cambios permanentemente. Se acumulan tensiones y en un momento se produce el colapso, que se traduce en movimientos bruscos.

El hipocentro es el punto del interior de la Tierra donde se inicia un movimiento sísmico, que corresponde al punto en el cual se produce la fractura de la corteza terrestre que genera un terremoto. El epicentro es la proyección del hipocentro en la superficie terrestre; por lo tanto, el lugar donde el sismo se siente con mayor intensidad. El movimiento sísmico se propaga mediante ondas sísmicas (similares a las del sonido), a partir del hipocentro.

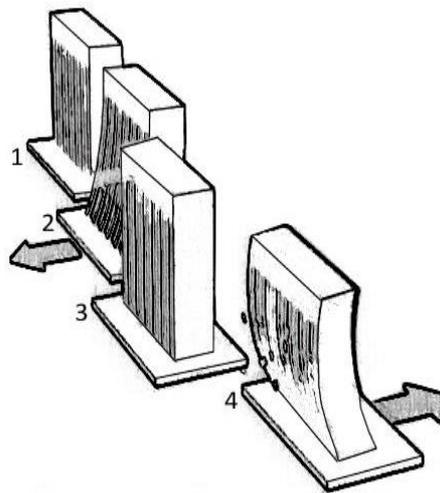


El movimiento sísmico se traduce en un desplazamiento del suelo sobre el que se asienta la construcción, el movimiento es preponderantemente horizontal, salvo en cercanías del epicentro.

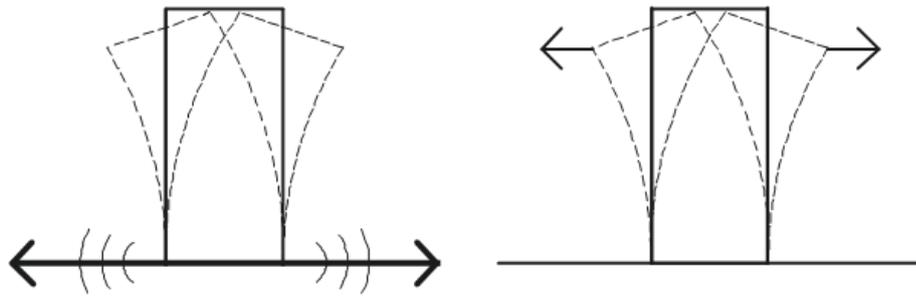


Se puede medir la magnitud e intensidad de un terremoto. Para ello, se utilizan fundamentalmente dos escalas: la de Richter y la de Mercalli. La escala de Richter es una escala logarítmica que asigna un número para cuantificar la energía liberada en un terremoto. Mide la magnitud del sismo (causa). La escala de Mercalli es una escala de 12 grados desarrollada para evaluar la intensidad de los terremotos a través de los efectos y daños causados a distintas estructuras.

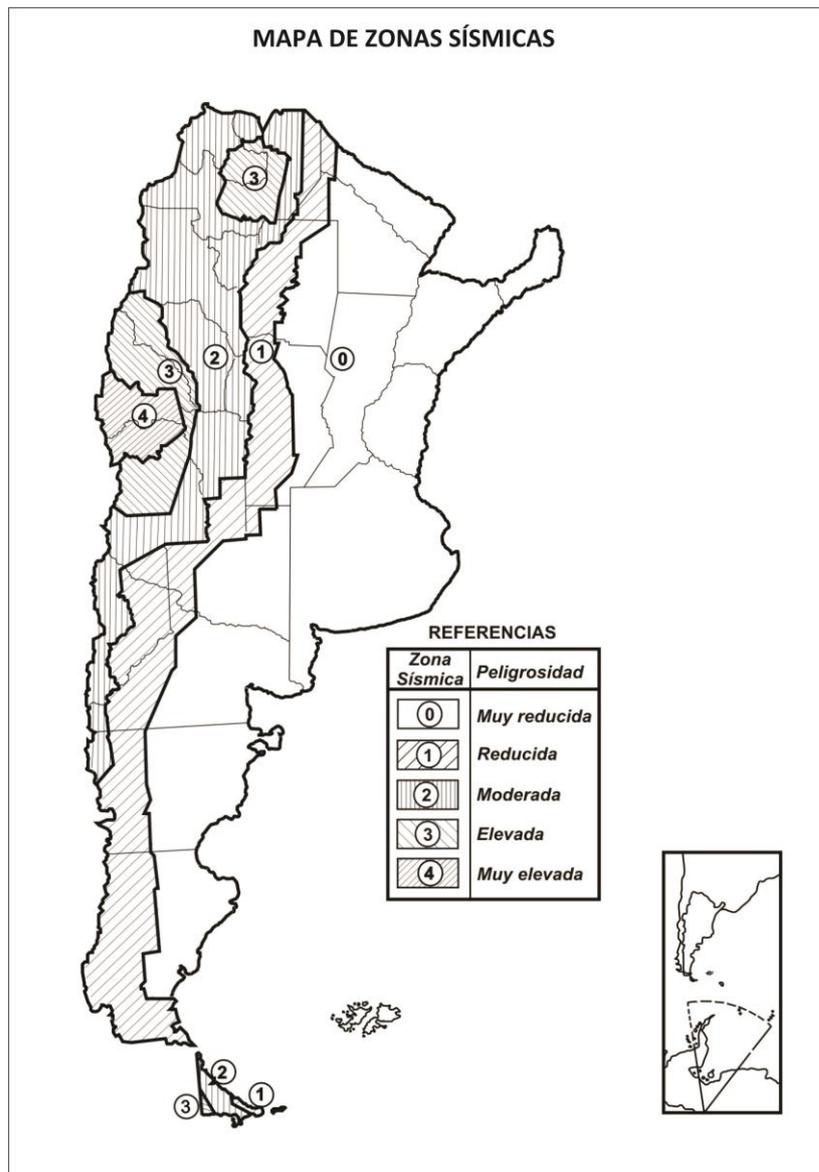
La fuerza destructiva del sismo sobre las construcciones encuentra su explicación en el Principio de Inercia (todo cuerpo tiende a permanecer en el estado de movimiento o reposo en que se encuentra). Al desplazarse horizontalmente el suelo, el edificio, por el principio de inercia, tiende a permanecer en su posición de reposo. Se genera un desplazamiento entre los extremos superior e inferior de la construcción que se traduce en un movimiento oscilatorio.



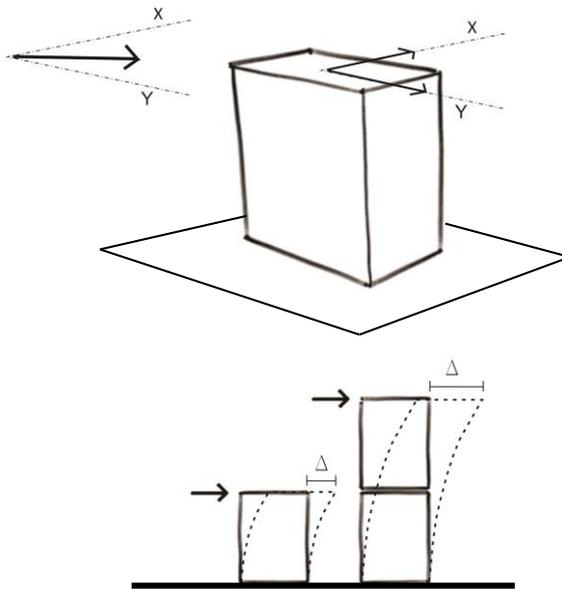
Este problema de aceleraciones y desaceleraciones se puede representar por la aplicación de fuerzas estáticamente equivalentes a la acción sísmica, tales que produzcan una deformación similar a la real.



En función del reglamento vigente, la fuerza estáticamente equivalente a la acción sísmica que le corresponde a una construcción depende de varios factores: **ubicación geográfica, masa de la construcción, material con que esté construida, altura de la edificación, características del suelo de fundación y destino de la construcción.**



La acción sísmica se analiza en dos direcciones, en general perpendiculares, y se estudia la respuesta de la estructura en esas dos direcciones (siendo las fuerzas magnitudes vectoriales, cualquier dirección se puede descomponer en el plano en esas dos direcciones analizadas).



MAYORACIÓN Y COMBINACIÓN DE CARGAS

Las intensidades dadas por los Reglamentos para las acciones pueden ser superadas en algún momento de la vida útil de la estructura. Existe una incertidumbre sobre cuál será el máximo valor de cada tipo de acción. El grado de incertidumbre es distinto según la acción. Por ejemplo: la carga permanente tiene una menor variabilidad que la sobrecarga de uso o la carga de viento.

También es incierta la probabilidad de que todas las acciones variables alcancen simultáneamente su máximo valor.

Para cuantificar las incertidumbres citadas se utilizan factores de carga que se aplican sobre las acciones y se establecen combinaciones entre ellas. Las combinaciones de acciones y factores de carga se determinan estadísticamente.

Los Reglamentos C.I.R.S.O.C. establecen para las acciones más comunes, que se deben realizar las siguientes combinaciones con los correspondientes factores de carga para determinar los **estados límites últimos**:

$$U = 1.4 D$$

$$U = 1.2 (D+F+T) + 1.6 (L+H) + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1.2 D + 1.6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 \times L \text{ ó } 0.8 \times W)$$

$$U = 1.2 D + 1.3 W + f_1 \times L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 0.9 D \pm 1.3 \times W$$

Considerando sólo acciones gravitatorias deberá adoptarse la de mayor valor entre:

$$U1 = 1.4 D$$

$$U2 = 1.2 D + 1.6 L$$

INTRODUCCIÓN
MECANISMO MÍNIMO ESTABLE
LAS CARGAS
ANÁLISIS DE CARGAS
SOLICITACIONES
RESISTENCIA DE MATERIALES
MADERA
ACERO
HORMIGÓN ARMADO
CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

ANÁLISIS DE CARGAS

ANÁLISIS DE CARGAS

El análisis de cargas gravitatorias es un procedimiento que permite conocer las intensidades de las cargas que se ejercen sobre los distintos elementos estructurales de una construcción, es decir, las cargas vivas y muertas que en ella actúan.

Se comienza por los elementos estructurales planos que reciben las cargas y las transmiten a los otros componentes estructurales hasta llegar a la fundación.

CUANTIFICACIÓN DE LAS CARGAS

Para determinar el peso de un cuerpo (carga muerta) se multiplica su volumen por el peso específico del material constitutivo. Los pesos específicos de los distintos materiales se puede obtener de la tabla del Reglamento CIRSOC 101.

Las cargas gravitatorias se transmiten de un elemento a otro, variando su tipo de distribución acorde a la incidencia del elemento sustentado sobre el elemento sustentante que actúa como apoyo.

Se miden en:

- Unidades de fuerza/ superficie
- Unidades de fuerza / longitud
- Unidades de fuerza

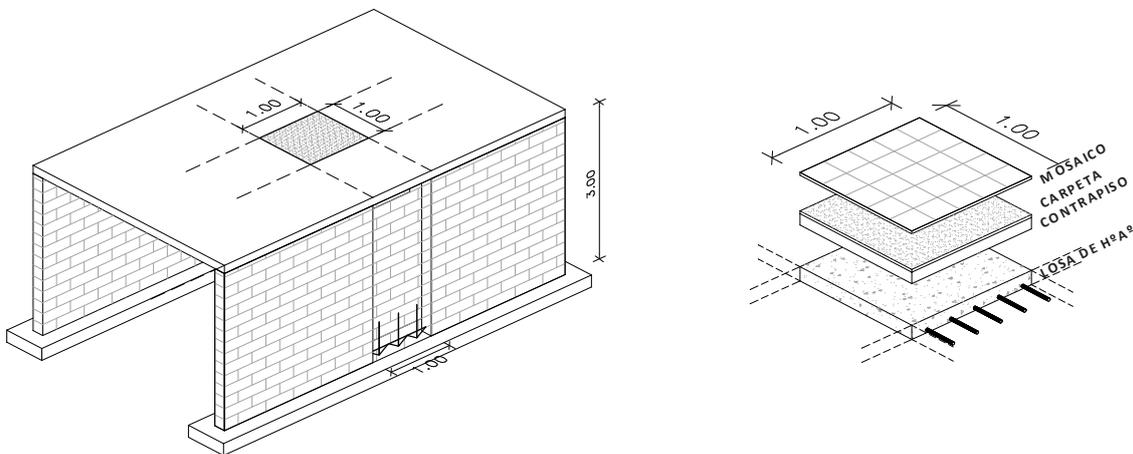
CARGA SUPERFICIAL: (Kg/m²)

Se trata de una carga que está repartida en una superficie cuyo valor se expresa en unidades de fuerza sobre unidades de superficie, se utiliza para cuantificar el peso de los planos superiores.

Por ejemplo, una losa con su cubierta se considera un elemento superficial y se puede cuantificar su peso dando una intensidad en **kg/m²** (equivale al peso de 1m² de superficie)

Carga propia: superficial (de la losa)

Carga que recibe: superficial (cubierta, piso, contrapiso etc.)



Se determina multiplicando el peso específico del material constitutivo por su espesor:

$$\text{Peso específico} \times \text{espesor} = \text{kg/m}^3 \times \text{m} = \text{kg/m}^2$$

El peso del plano superior (sumatoria de los pesos de todas las “capas” que lo componen) se lo analiza como carga superficial, varía desde 150 Kg/m² en una cubierta liviana, 800 Kg/m² a 1000 Kg/m² en un entrepiso de un edificio de vivienda, hasta 1500 Kg/m² a 3000 Kg/m² en un entrepiso con elevadas sobrecargas (depósito).

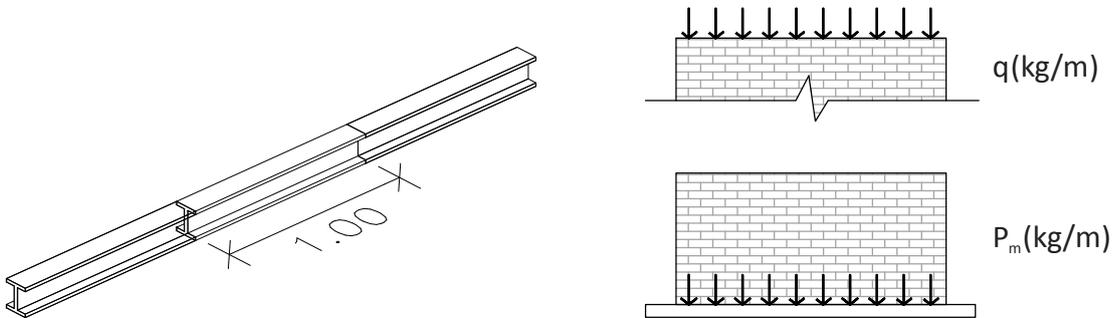
- **Es la carga que se considera para dimensionar las losas.**

CARGA LINEAL: (Kg/m)

Cuando se trata de un elemento lineal (predomina una dirección sobre las otras dos) que recibe carga, ésta se cuantifican en **Kg/m** (equivale al peso que tiene ó recibe cada metro lineal del elemento analizado). Esta carga se origina por su peso propio y el peso que recibe de la losa.

Carga propia: lineal

Carga que recibe: lineal



$$\text{Peso específico} \times \text{area} = \text{kg/m}^3 \times \text{m}^2 = \text{kg/m}$$

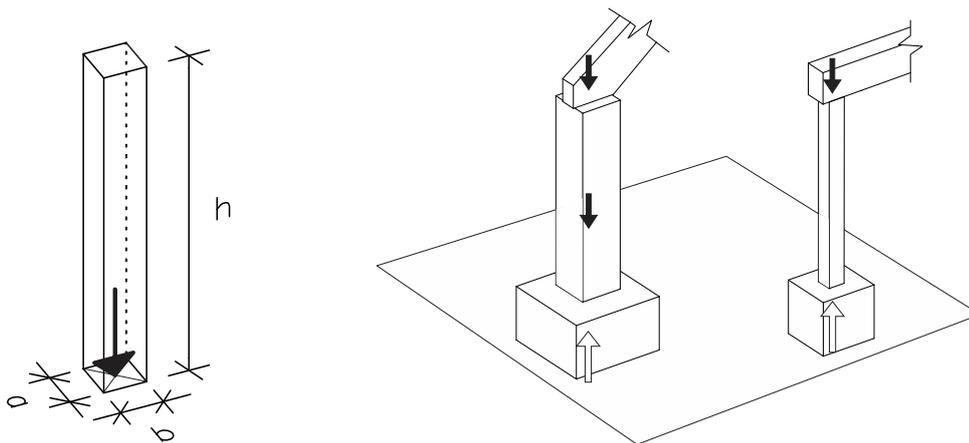
- Es la carga que se considera para dimensionar las vigas y la carga que reciben los muros.

CARGA PUNTUAL: (Kg)

Cuando se trata de un elemento que concentra las cargas en un punto (columnas, tensores, cargas puntuales en vigas, en muros) éstas se cuantifican en Kg (equivale al peso concentrado en un punto) y equivale al volumen por el peso específico.

Carga propia: puntual (o concentrada)

Carga que recibe: puntual (o concentrada)



$$\text{Peso específico} \times \text{volumen} = \text{kg/m}^3 \times \text{m}^3 = \text{kg}$$

- Es la carga que se considera para dimensionar las columnas.

TRANSMISIÓN DE CARGAS. INTERACCIÓN ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Este procedimiento nos permite conocer las acciones y reacciones sobre cada elemento estructural, y de esta forma, conocer sus sollicitaciones para predimensionar, dimensionar ó verificar las dimensiones de diseño.

Como se explicó, el peso de la losa se cuantifica en t/m^2 ó kg/m^2 (peso del m^2 de losa).

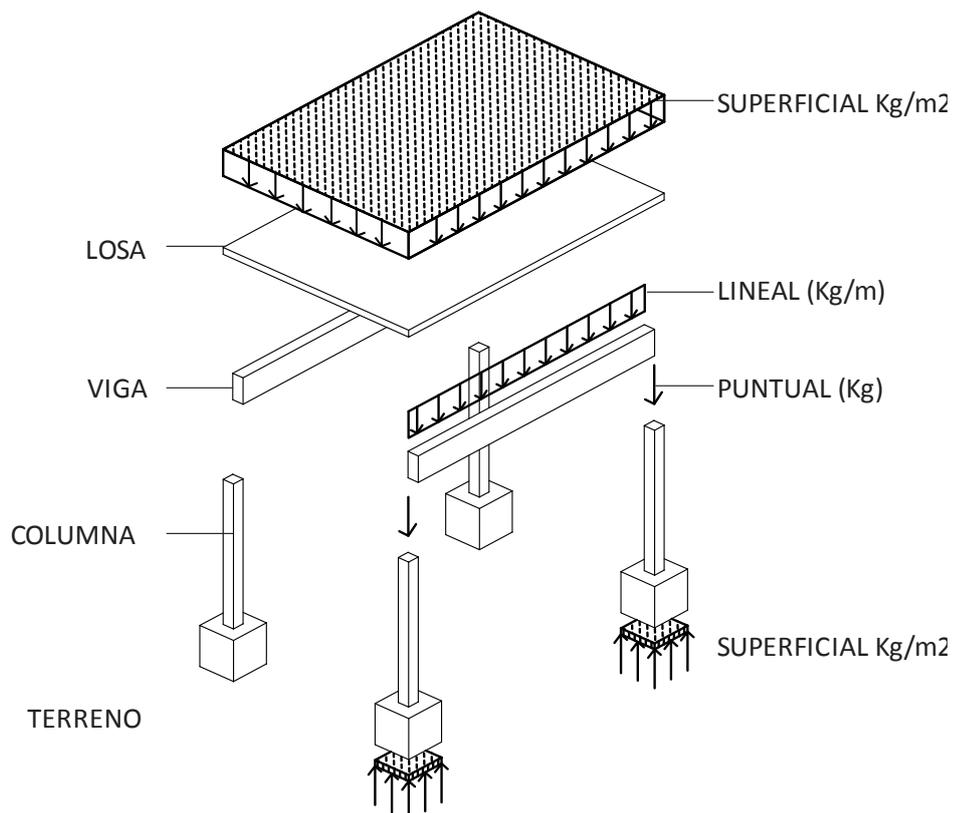
Si la losa está armada en una dirección, (apoya en dos de sus cuatro lados) su carga se trasmite a esos dos apoyos, que son, en este caso, las vigas.

La carga en cada viga se cuantifica en t/m ó kg/m . Es la carga que recibe de la losa más el peso propio distribuido en un metro lineal de viga.

La viga transfiere su carga a sus apoyos, las columnas, que se cuantifican en t ó kg . Si a estas acciones se les suma el peso propio de las columnas se obtienen los valores de las cargas sobre las fundaciones.

La carga de la columna más el peso propio de la base, dividida la superficie de apoyo de la misma da como resultado la reacción superficial en el terreno cuantificada en t/m^2 ó kg/m^2 .

Las fundaciones son las encargadas de transmitir las cargas al terreno, donde finalmente el mecanismo estructural “encuentra” sus reacciones para lograr el equilibrio.



Se verifica la condición de equilibrio $\sum F_Y = 0$

Se observa que las losas se apoyan en las vigas, las vigas en las columnas, las columnas en las fundaciones y éstas en el terreno. Las vigas reciben sólo las cargas de las losas, en cambio, si se analiza una construcción de dos ó más niveles, las columnas de los niveles superiores transfieren la carga a las columnas de los niveles inferiores, y así sucesivamente hasta llegar al terreno.

PREDIMENSIONADO DE LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO

La primera dificultad es, entonces, determinar el peso del entrepiso. Sabemos que las cargas verticales son de tipo permanente **D** (carga muerta) y variables **L** (cargas vivas). Estas últimas y parte de las primeras se definen una vez conocido el destino del edificio, pero entre las primeras, las que corresponden a la propia estructura, se definen sólo a través de sus dimensiones y materiales.

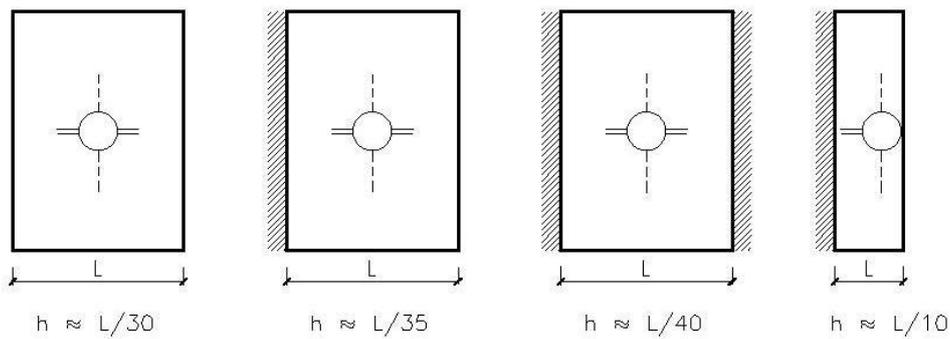
Los espesores de losas macizas requeridos "h", los determinaremos dividiendo por un coeficiente la luz o luz promedio según la forma de armado de la losa y la continuidad que tenga, sabiendo que los espesores indicados en el esquema son espesores totales, aptos para cargas totales de servicio q_{losa} entre 600 Kg/m² y 900 Kg/m².

Cuando los espesores predeterminados por este procedimiento indican valores que superan lo razonable desde un punto de vista económico, o por el exceso de volumen de hormigón, o exceso de peso propio, (14cm. aproximadamente) se recomienda la utilización de losas nervuradas o casetonadas. En este caso, se deben incrementar los espesores obtenidos en, aproximadamente, un 30% a los fines de compensar la pérdida de rigidez de la placa. El espesor mínimo de la capa de compresión debe ser la décima parte de la distancia libre entre nervios ó 5 cm.

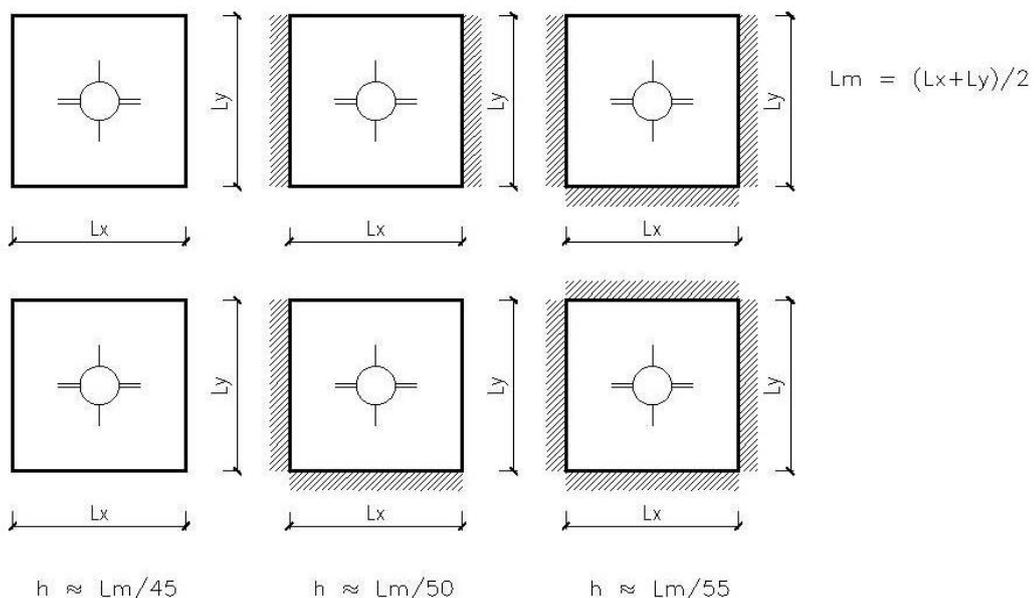
ESPEORES DE LOSAS (h):

EL "SOMBREADO" INDICA CONTINUIDAD DE LA ARMADURA

- **LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN:**



- **LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES:**



EJEMPLOS DE CÁLCULO DE LA CARGA DE SERVICIO: q_s (PLANO SUPERIOR)

Para realizar el análisis de carga del peso de losa hay que considerar las cargas permanentes (**D**) que se obtienen de los pesos específicos de los materiales que componen la losa y cubierta (Tabla de Pesos unitarios de los materiales y conjuntos funcionales de construcción – **Cargas Muertas** Reglamento CIRSOC 101) y las cargas variables de la cubierta que se obtienen de (Tabla Valores mínimos de sobrecargas para edificios de vivienda y otros – **Cargas Vivas** – Reglamento CIRSOC 101).

La carga de servicio es la suma de las cargas muertas y las cargas vivas sin mayorar:

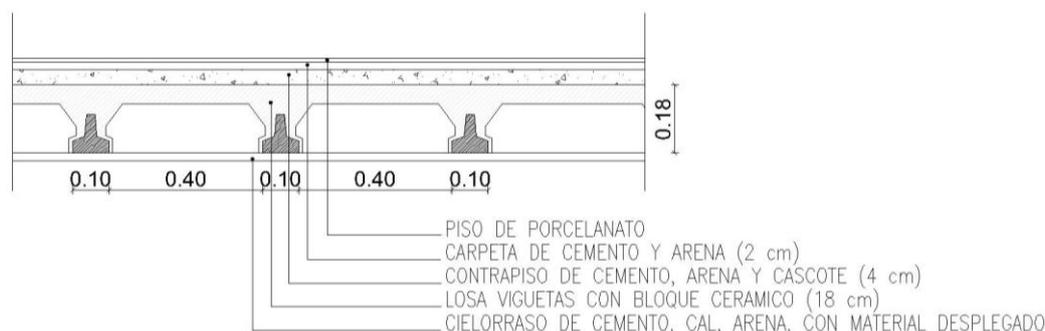
$$\text{Carga de servicio : } Q_s = D + L$$

• LOSA MACIZA DE HORMIGÓN CON CUBIERTA



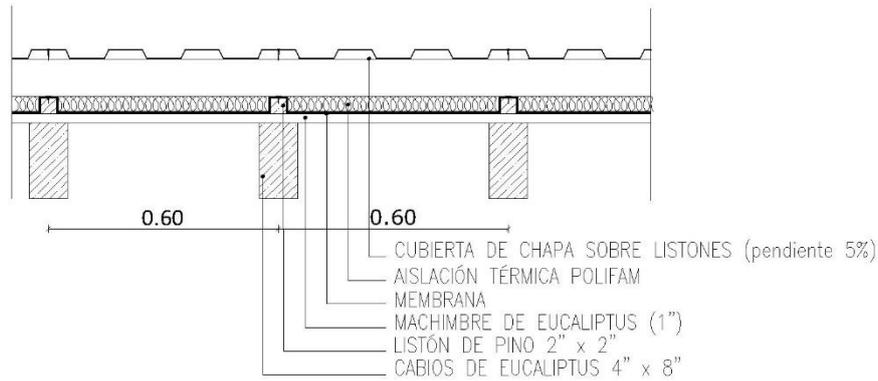
Baldosa Cerámica (12mm)		28 kg/m ²
Mortero de cemento y arena	0,02 m x 2100 kg/m ³	42 kg/m ²
Relleno de Hormigón	0,10 m x 1800 kg/m ³	180 kg/m ²
Losa maciza de H ² A ²	0,10 m x 2400 kg/m ³	240 kg/m ²
Carga permanente ó muerta		+ D = 490 kg/m ²
Carga variable ó viva: azotea inaccesible (tabla)		+ L = 100 kg/m ²
		q _s = 590 kg/m ²

• LOSA DE VIGUETAS: ENTREPISO (destino: vivienda)



Piso de porcelanato		20 kg/m ²
Carpeta de cemento y arena	0,02m x 2100 kg/m ³	42 kg/m ²
Contrapiso de cemento, arena y cascote	0,04m x 1800 kg/m ³	72 kg/m ²
Losa de viguetas con bloques cerámicos de 18 cm (tabla)		231 kg/m ²
Cielorraso		50 kg/m ²
Carga permanente ó muerta		+ D = 415 kg/m ²
Carga variable ó viva: uso residencial (tabla)		+ L = 200 kg/m ²
		q _s = 615 kg/m ²

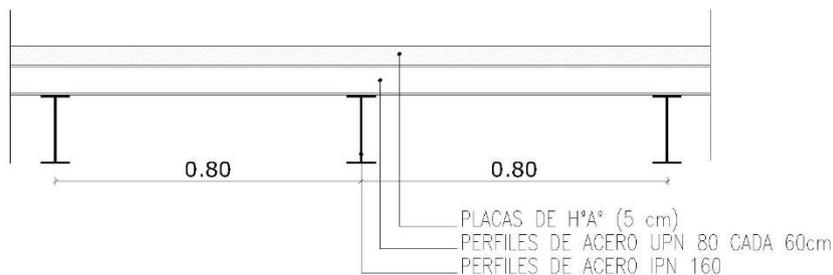
• **PLANO SUPERIOR DE MADERA CON CUBIERTA DE CHAPA**



Cabios de Eucaliptus	$(0,10\text{m} \times 0,20\text{m} \times 1,00\text{m}) \times 430 \text{ kg/m}^3$	14,50	kg/m^2
	0,60m x 1,00m		
Machimbre de Eucaliptus	0,025 m x 430 kg/m^3	10,75	kg/m^2
Listones de pino	$(0,05\text{m} \times 0,05\text{m} \times 1,00\text{m}) \times 390 \text{ kg/m}^3$	1,60	kg/m^2
	0,60m x 1,00m		
Cubierta de chapa acanalada sobre listones		<u>12,00</u>	kg/m^2
Carga permanente ó muerta		D =	38,85 kg/m^2
Carga variable ó viva		+ L =	60,00 kg/m^2
		$q_s =$	98,85 kg/m^2

Se considera un valor de $q_L = 60 \text{ kg/m}^2$ por ser una cubierta de chapa con pendiente del 5%.

• **PLANO SUPERIOR: ENTREPISO METÁLICO (destino: oficinas)**



IPN 160 (tabla de perfiles de acero)	<u>17,9</u> kg/m	22,35	kg/m^2
	0,80m		
UPN 80 (tabla de perfiles de acero)	<u>8,64</u> kg/m	14,40	kg/m^2
	0,60m		
Placas de Hormigón Armado	0,05 m x 2400 kg/m^3	<u>120,00</u>	kg/m^2
Carga permanente ó muerta		D =	156,75 kg/m^2
Carga variable ó viva: uso oficinas (tabla)		+ L =	250 kg/m^2
		$q_s =$	406,75 kg/m^2

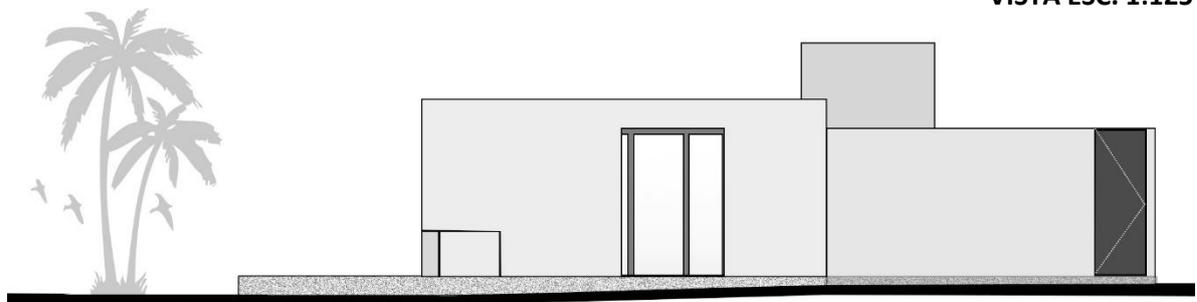
EJERCICIO DE ANALISIS DE CARGAS

VIVIENDA EL PALMAR- ARQ. DAVID CERVERA



PLANTA ESC. 1:125

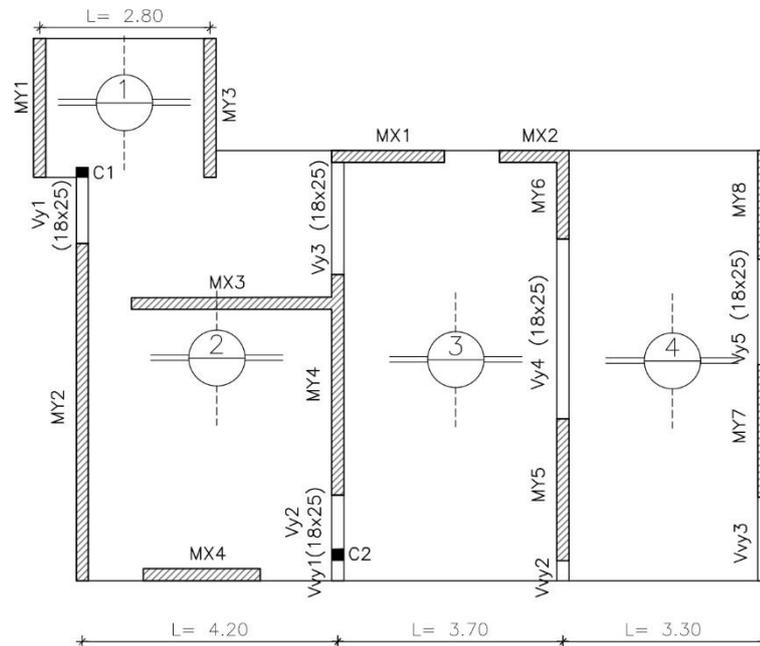
VISTA ESC. 1:125



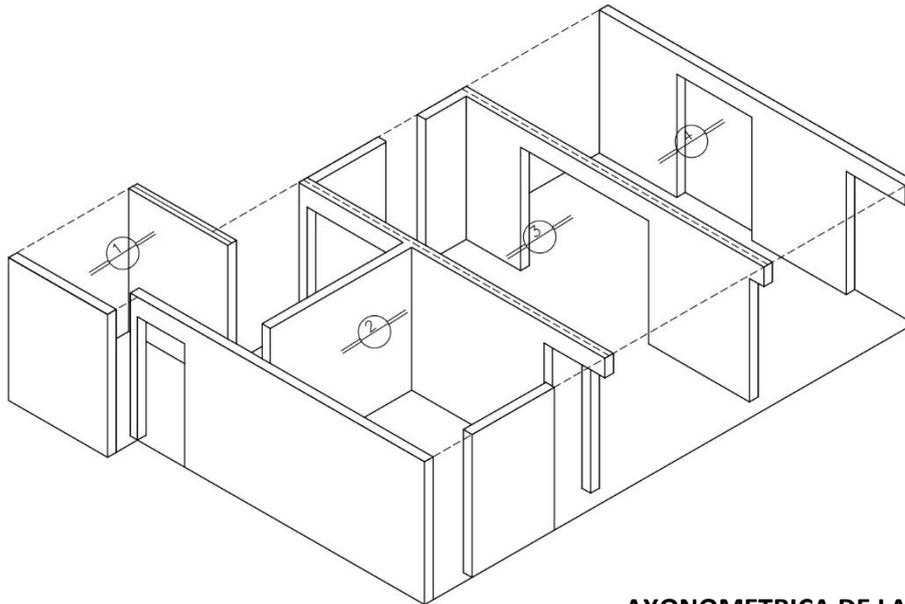
VISTA ESC. 1:125

ORGANIZACIÓN ESTRUCTURAL

Se propone la organización del mecanismo estructural con planos superiores de hormigón armado en 1 dirección y planos verticales de mampostería portantes de ladrillo hueco cerámico, las vigas y columnas de hormigón armado.



PLANTA DE ESTRUCTURAS ESC. 1:125

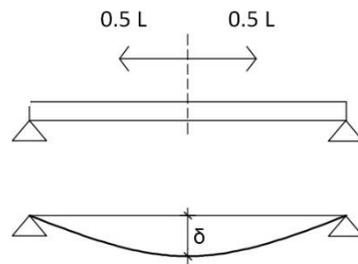


AXONOMETRICA DE LA ESTRUCTURA

ÁREAS DE INFLUENCIAS

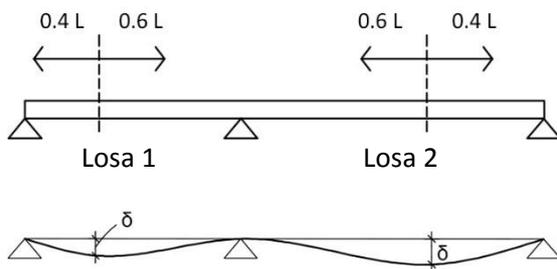
Las áreas de influencia son las superficies de losas que apoyan sobre los planos verticales portantes. Éstas se marcan según las líneas de rotura de los planos superiores, y se definen según el armado y la continuidad que tengan.

Si una losa armada en 1 dirección, apoya sobre dos bordes paralelos sin empotrarse en ellos, la máxima deformación se da a la mitad de la luz, siendo ésta la línea de rotura. Por lo tanto cada apoyo recibe la mitad de la carga de la losa.

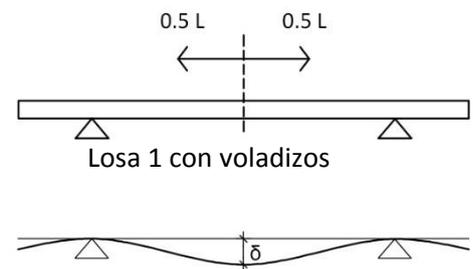


Losa simplemente apoyada

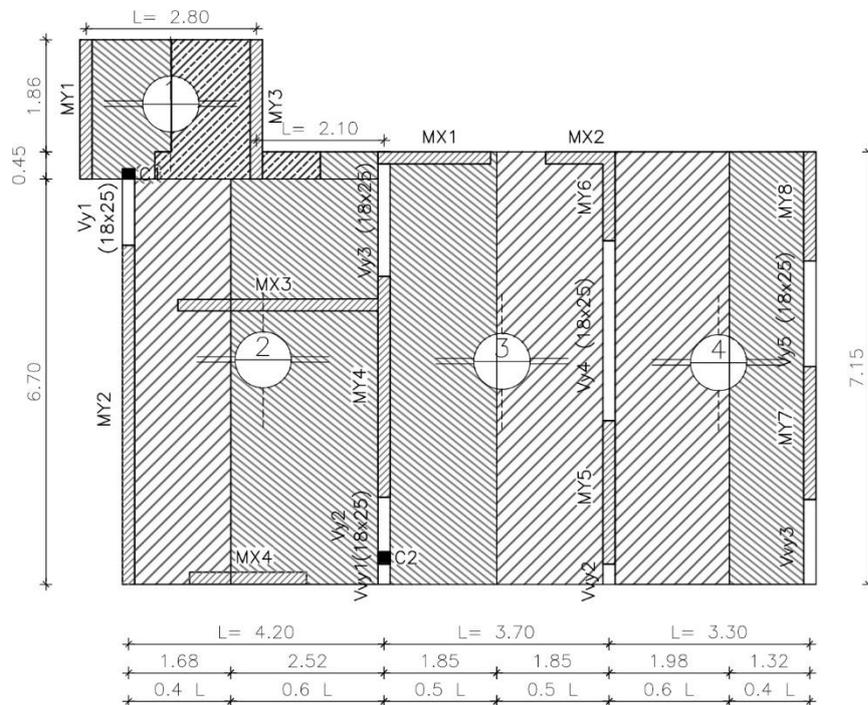
Si la placa se empotra en uno de los apoyos (losa con continuidad) y sobre el otro tiene un apoyo articulado, la máxima deformación en cada losa se acerca al apoyo articulado, siendo esta aproximadamente la línea de rotura de la losa. Simplificadamente se considera al 0,40 de la luz.



Armadas en la misma dirección con continuidad



Armados en la misma dirección con continuidad



PREDIMENSIONADO DE LOSAS

Para comenzar el análisis de carga es necesario saber las dimensiones y materiales de los distintos elementos que conforman los planos estructurales y el uso de los planos horizontales.

Losa 1 $h = \frac{280}{30} = 9,33 \text{ cm.}$

Losa 2 $h = \frac{420}{35} = 12 \text{ cm.}$

Losa 3 $h = \frac{370}{40} = 9,25 \text{ cm.}$

Losa 4 $h = \frac{330}{35} = 9,43 \text{ cm.}$

Se opta por losas macizas de Hormigón armadas y se unifican todos los espesores en 12 cm, cuyo detalle de materiales de cubierta se especifican en el gráfico.

CÁLCULO DEL q_s (CARGA DE SERVICIO) DEL PLANO SUPERIOR - CARGA SUPERFICIAL: (Kg/m² - t/m²)



Bovedilla de ladrillo y mortero	0,04 m x 1700 kg/m ³	68 kg/m ²
Relleno de H ^o con poliestireno	0,08 m x 1000 kg/m ³	80 kgm ²
Losa maciza de H ^o A ^o	0,12 m x 2400 kg/m ³	288 kg/m ²
Enlucido de cal y cemento	0.02 m x 1900 kg/m ³	38 kg/m ²
Carga permanente ó muerta		+ D = 474 kg/m ²
Carga variable ó viva: azotea inaccesible (tabla)		+ L = 100 kg/m ²
Carga de servicio		q _s = 574 kg/m ²

Carga de servicio	q_s = D + L
--------------------------	------------------------------

CÁLCULO DEL q_u (PLANO SUPERIOR) CARGA ÚLTIMA

La combinación y mayoración de los distintos tipos de cargas responde a consideraciones específicas y de seguridad para cada tipo de construcción, teniendo en cuenta distintas situaciones y posibilidades de combinación de las cargas de acuerdo al uso del edificio, con la finalidad de cubrir las incertidumbres en los valores de las mismas.

Considerando solo **acciones gravitatorias** deberá adoptarse la de mayor valor entre:

q _{u1} = 1.4 D	q _{u1} = 1.4 x 474 kg/m ² = 663,6 kg/m ²
q _{u2} = 1.2 D + 1.6 L	q _{u2} = 1.2 x 474 kg/m ² + 1.6 x 100 kg/m ² = 728,8 kg/m ²

Carga Última	q_u = 1.2 D + 1.6 L
---------------------	--------------------------------------

Carga Ultima = q_u = 729 kg/m² q_u = 0.729 t/m²

CÁLCULO DE LA CARGA DISTRIBUDA SOBRE MY7, MY8, Vy5 Y Vvy3 - CARGA LINEAL: (Kg/m - t/m)

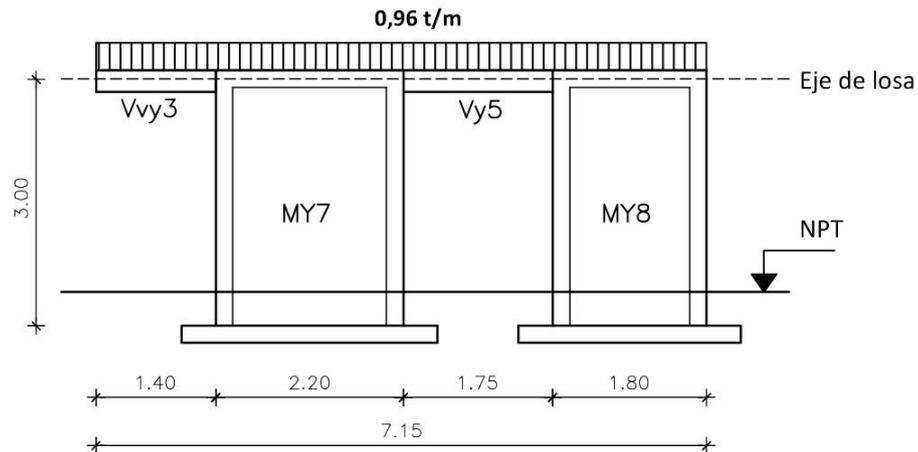
Es el peso de una superficie del área de influencia distribuida en la longitud de apoyo.

Es la luz de influencia (% de la luz de losa) multiplicada por el q_u .

$$(De\ losa\ 4) \quad q = \frac{sup. \times q_u}{l} = \frac{(1,32m \times 7,15m) \times 0,73\ t/m^2}{7,15m} = 0,96\ t/m$$

O sea que es equivalente a la luz de influencia por el q_u .

$$q = (0,4\ L) \times q_u$$
$$q = 1,32m \times 0,73\ t/m^2 = 0,96\ t/m$$



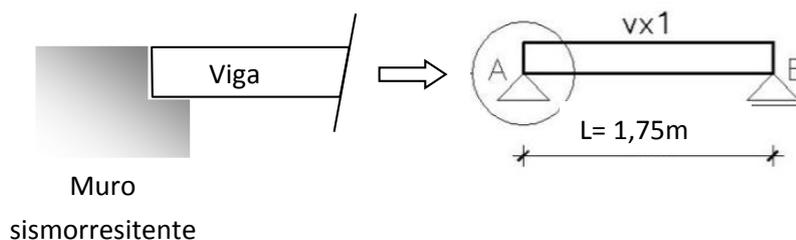
CÁLCULO DE ACCIÓN-REACCIÓN DE VIGAS - CARGA PUNTUAL: (Kg - t)

La carga que reciben las vigas es transmitida a sus apoyos, que pueden ser muros portantes ó columnas.

Viga Vy5

La carga de losa es recibida por la viga como carga distribuida. La viga transmite esta carga distribuida al muro como carga puntual (acción), el muro genera una reacción igual y de sentido contrario que la acción. En este caso, por tratarse de una viga sin voladizo, con carga distribuida uniforme de igual valor en toda la longitud y tener apoyos articulados, la acción-reacción es el valor de la carga (kg/m), más el peso propio de la viga (kg/m), por la longitud de la viga (m) dividida 2.

Se han representado apoyos simples (articulaciones) por ser vigas apoyadas en muros.



Se considera que las vigas son de Hormigón Armado de (0.18m x 0.25m)

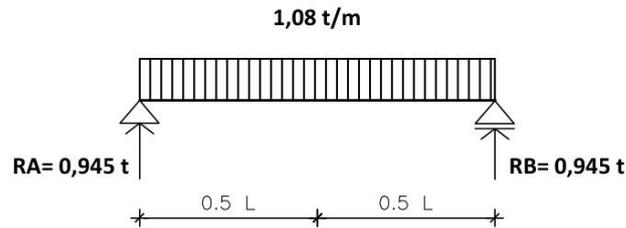
Su peso propio por metro lineal será:

$$Pe. \times \text{area} \quad t/m^3 \times m^2 = t/m$$

Peso propio mayorado

$$2,4 t/m^3 \times (0.18m \times 0.25m) = 0,10 t/m \times 1,2 = 0,12 t/m$$

La carga distribuida a considerar es $q = 0,96 t/m + 0,12 t/m = 1,08 t/m$



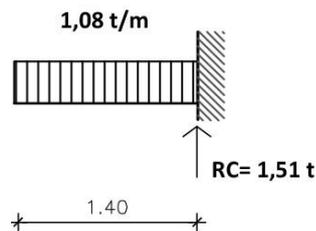
$$RA = RB = \frac{q \times L}{2} \quad RA = RB = \frac{1,08 t/m \times 1,75m}{2} = 0,945 t \quad \text{o sea,}$$

$$RA = q \times (0,5 L) \quad RA = 1,08 t/m \times (0,5 \times 1,75m) = 0,945 t$$

$$RB = q \times (0,5 L) \quad RB = 1,08 t/m \times (0,5 \times 1,45m) = 0,945 t$$

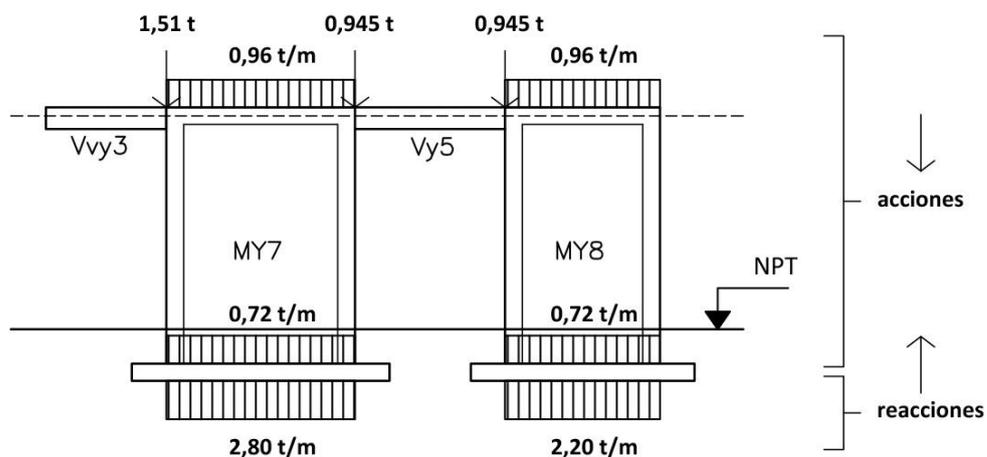
Viga Vvy3

La Vvy3 se considera empotrada, ya que constructivamente tiene continuidad con una viga que trabaja como encadenado superior del muro.



$$RC = q \times L \quad RC = 1,08 t/m \times 1,40m = 1,51 t$$

EQUILIBRIO EXTERNO: CÁLCULO DE LAS ACCIONES Y REACCIONES



Podemos observar que la carga distribuida en los muros, las cargas puntuales de las vigas y el peso propio del muro es transmitida al terreno a través de los muros como carga lineal distribuida en el terreno.

Se calcula el peso propio del muro como carga lineal en la base del muro.

Su peso propio por metro lineal será: $Pe \times \text{área} \quad t/m^3 \times m^2 = t/m$
 (s/ tabla: mampostería de bloque $1.2 t/m^3$) $1.2 t/m^3 \times (0.20m \times 3.00m) = 0,72 t/m$

En este caso, se considera que la carga puntual que reciben los muros se distribuyen en la longitud del muro + carga distribuida de losa + peso propio del muro.

En muro MY7:

$$q = \frac{1.51 t + 0,945t}{2,20m} + 0.96 t/m + 0.72 t/m = 2.80 t/m$$

En muro MY8

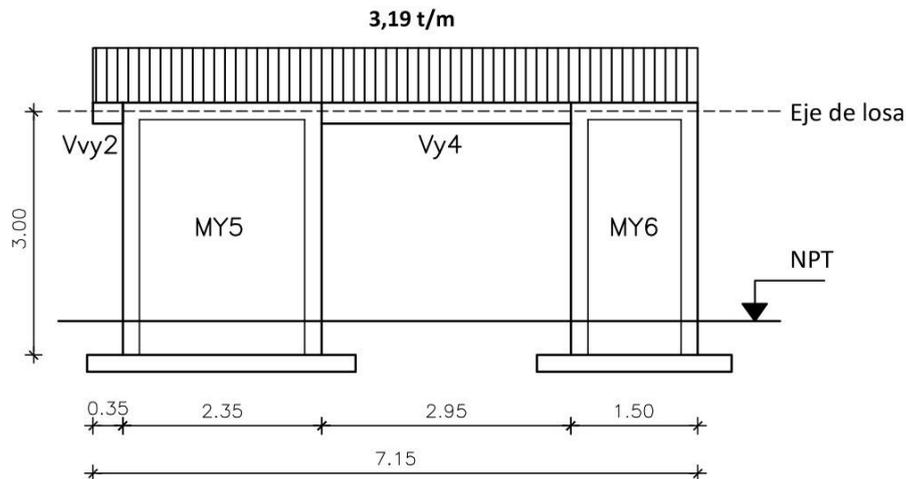
$$q = \frac{0,945 t}{1.80} + 0.96 t/m + 0.72 t/m = 2.20 t/m$$

CÁLCULO DE LA CARGA REPARTIDA SOBRE MY5, MY6, Vy4 Y Vvy2 - CARGA LINEAL: (Kg/m - t/m)

(De losa 2) $q = \frac{\text{sup.} \times q_u}{l} = \frac{(2,52m \times 7,15m)}{7,15m} \times 0.73 t/m^2 = 1,84 t/m$ o sea,
 $q = (0.6 L) \times q_u = 2,52m \times 0.73 t/m^2 = 1,84 t/m$

(De losa 3) $q = \frac{\text{sup.} \times q_u}{l} = \frac{(1,85m \times 7,15m)}{7,15m} \times 0.73 t/m^2 = 1,35 t/m$ o sea,
 $q = (0.5 L) \times q_u = 1,85m \times 0.73 t/m^2 = 1,35 t/m$

(De losa 1 + losa 2) $q = 1,84 t/m + 1.35 t/m = 3,19 t/m$



CÁLCULO DE ACCIÓN-REACCIÓN DE VIGAS - CARGA PUNTUAL: (Kg - t)

Viga Vy4

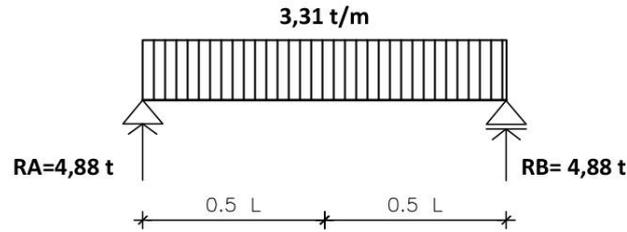
Se considera que las vigas son de Hormigón Armado de (0.18m x 0.25m)

Su peso propio por metro lineal será: $Pe \times \text{area} \quad t/m^3 \times m^2 = t/m$

Peso propio mayorado

$$2,4 \text{ t/m}^3 \times (0,18\text{m} \times 0,25\text{m}) = 0,10 \text{ t/m} \times 1,2 = 0,12 \text{ t/m}$$

La carga distribuida a considerar es $q = 3,19 \text{ t/m} + 0,12 \text{ t/m} = 3,31 \text{ t/m}$

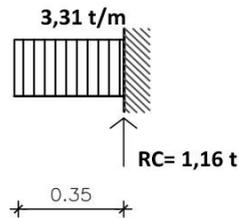


$$RA = RB = \frac{q \times L}{2} \quad RA = RB = \frac{3,31 \text{ t/m} \times 2,95 \text{ m}}{2} = 4,88 \text{ t} \quad \text{o sea,}$$

$$RA = RB = q \times (0,5 L) \quad 3,31 \text{ t/m} \times 1,475 \text{ m} = 4,88 \text{ t}$$

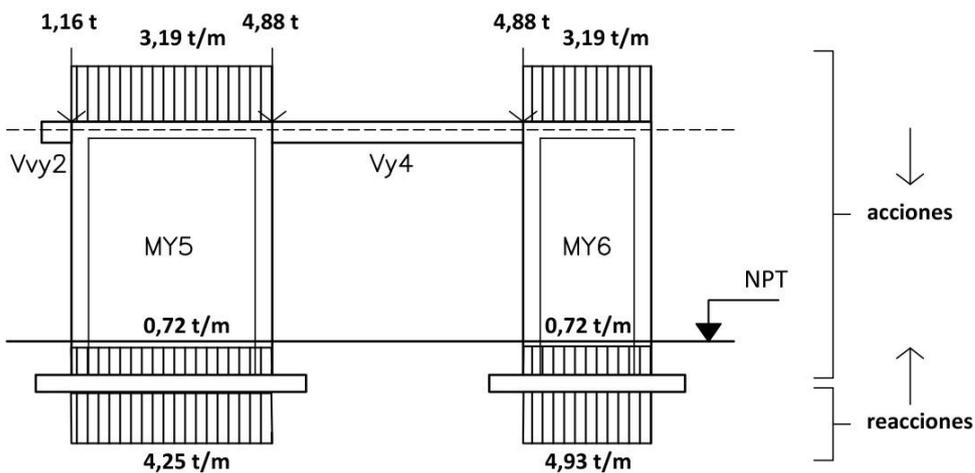
Viga Vvy2

La Vvy2 se considera empotrada, ya que constructivamente tiene continuidad con una viga que trabaja como encadenado superior del muro.



$$RC = q \times L \quad RC = 3,31 \text{ t/m} \times 0,35 \text{ m} = 1,16 \text{ t}$$

EQUILIBRIO EXTERNO: CALCULO DE ACCIONES Y REACCIONES



Podemos observar que la carga distribuida en los muros, las cargas puntuales de las vigas y el peso propio del muro es transmitida al terreno a través de los muros como carga lineal distribuida en el terreno.

Se calcula el peso propio del muro como carga lineal en la base del muro.

Su peso propio por metro lineal será:
(s/ tabla: mampostería de bloque 1.2 t/m³)

Pe x área **t/m³ x m² = t/m**
1.2 t/m³ x (0.20m x 3.00m) = 0,72 t/m

En este caso, se considera que la carga puntual que reciben los muros se distribuyen en la longitud del muro + carga distribuida de losa + peso propio del muro.

En muro MY5:

$$q = \frac{1.16 \text{ t} + 4,88 \text{ t}}{2,35 \text{ m}} + 0.96 \text{ t/m} + 0.72 \text{ t/m} = 4,25 \text{ t/m}$$

En muro MY6

$$q = \frac{4,88 \text{ t}}{1.50} + 0.96 \text{ t/m} + 0.72 \text{ t/m} = 4,93 \text{ t/m}$$

El sistema de reacciones se representa a través de las cargas distribuidas (en el caso de muros) y/o puntuales (en el caso de columnas). Conociendo estos valores se diseñan las fundaciones en función del estudio de suelos.

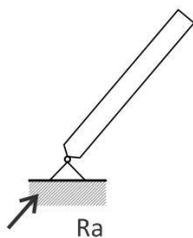
REACCIONES DE APOYO

En el proceso del diseño estructural, se debe cuantificar las acciones que obran sobre la estructura y sus elementos, siendo necesario mensurar las cargas y el modo en que se reparte en sus apoyos. A tal fin se analiza lo que sucede con las vigas, de uno y dos apoyos, que cumplan ciertas condiciones de funcionamiento.

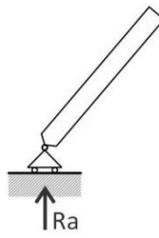
Para dicho análisis se introducirán los conceptos de: Comportamiento de Apoyos, Grado de Libertad de un cuerpo plano y las Condiciones de equilibrio en el plano.

TIPOS DE APOYOS

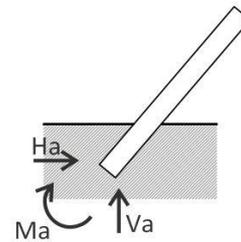
Como se introdujo en el primer capítulo, los apoyos o vínculos, de una barra (en este caso una viga) pueden ser de tres tipos, según su comportamiento:



(a) Fijo



(b) Móvil



(c) Empotrado

- Apoyo fijo:** puede proveer una reacción igual y contraria a la acción de una fuerza que tenga cualquier dirección en el plano y que pase por él. Esto significa que impide el desplazamiento en cualquier dirección.
- Apoyo móvil:** puede proveer una reacción igual y contraria a la acción de una fuerza que tenga una dirección determinada. O sea que impide el desplazamiento en una sola dirección. Frente a fuerzas en otra dirección se desplaza perpendicularmente a la dirección del apoyo.
- Apoyo Empotrado:** puede proveer una reacción igual y contraria a la acción de una fuerza que tenga cualquier dirección y a un momento. Es decir, impide el desplazamiento en cualquier dirección y el giro en cualquier sentido.

Esta definición de los tipos de apoyos es teórica, o sea ideal. En las estructuras de las obras de arquitectura, los apoyos reales no siempre pueden definirse claramente como correspondientes a alguno de los tres tipos mencionados. El proyectista debe proyectar y ejecutar los apoyos de manera que se comporten lo más cercano posible al del apoyo ideal.

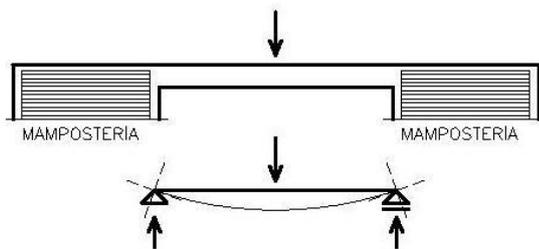


Apoyo fijo

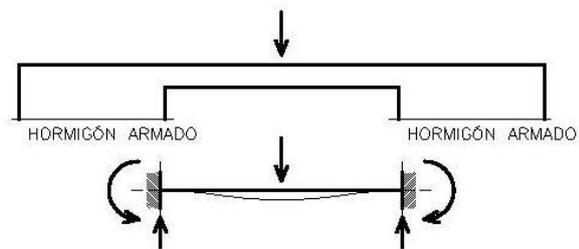
Apoyo móvil

Empotramiento

En la figura siguiente se pueden observar algunos ejemplos de comportamiento real de apoyos de vigas y el apoyo ideal a adoptar.

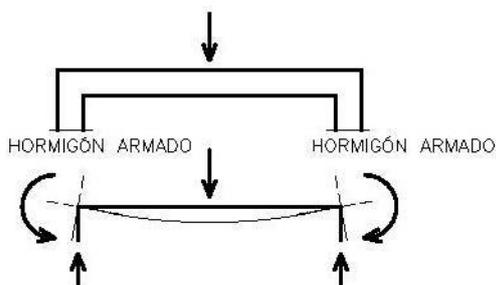


Apoyo fijo
Articulación fija



Apoyo móvil
Articulación móvil

Apoyos empotrados
Empotramiento perfecto



Empotramiento elástico
(situación intermedia entre apoyo articulado y empotramiento perfecto)

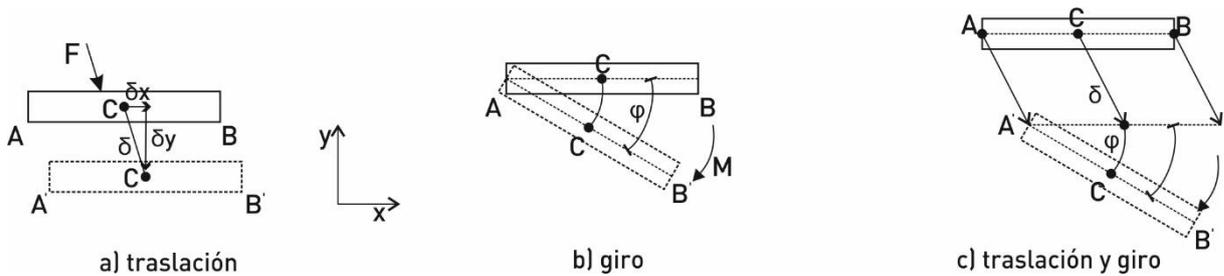
GRADOS DE LIBERTAD DE UN CUERPO PLANO

Una viga puede considerarse como un cuerpo plano, cortándola por un plano que pase por el eje vertical de su sección transversal. La viga así representada, puede movilizarse en el plano bajo la acción de una fuerza de la siguiente manera:

- Trasladarse paralela a sí misma. Se desplazó δx , δy
- Girar alrededor de un punto.
- Trasladarse paralela a sí misma y luego girar, o viceversa.

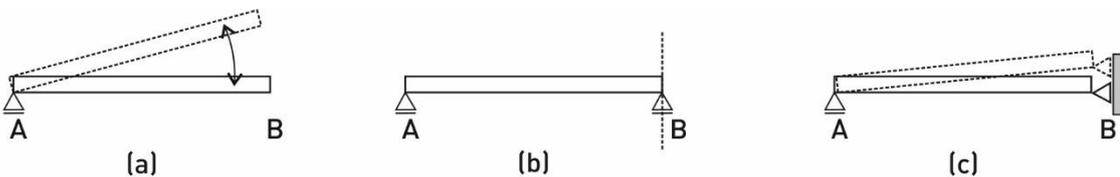
El caso más general es c). Cualquier movimiento en el plano de la viga puede ser descompuesto en una traslación y un giro. Para este caso, la viga (y cualquier punto de ella), tiene tres posibilidades de

movimiento, a cada movimiento se le denomina un grado de libertad, de esta manera tenemos tres grados de libertad en el plano, traslación en X, traslación en Y, y giro.



Si a la viga se le coloca un apoyo fijo en A, (caso (a) de la figura inferior), esta sólo puede girar alrededor de dicho punto, no pudiéndose trasladar, en este caso se le ha quitado a la viga dos grados de libertad.

Si ahora se le coloca un apoyo móvil en B, cuya dirección no pase por A (b), la viga ya no puede girar, habiéndosele restringido el grado de libertad que le quedaba. Si en cambio el apoyo móvil restringiera el movimiento en la dirección B-A, la viga podría girar (c), teniendo un grado de libertad.



Como conclusión de lo observado se podría decir que para quitarle toda posibilidad de movimiento a la viga (anularle los tres grados de libertad), se necesita como mínimo un apoyo fijo y uno móvil, cuya dirección no pase por el apoyo fijo.

Otra manera de inmovilizar a la viga, es mediante un apoyo empotrado (e), que le restringe los tres grados de libertad, dos de traslación y el giro.

También se logra inmovilizar colocando dos apoyos fijos (d), en este caso los vínculos son sobreabundantes, puesto que alguno podría ser reemplazado por un apoyo móvil, y la viga sigue inmovilizada.

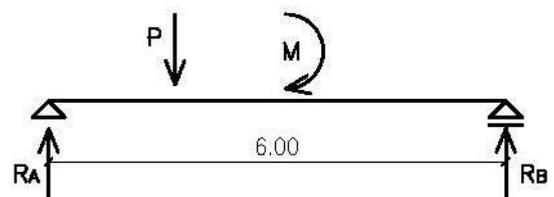


Cuando una viga tiene la mínima cantidad de vínculos para no moverse (b) y (e), se dice que es **isostática**. Cuando tiene más vínculos que los estrictamente necesarios, se llama **hiperestática** (d). Cuando tiene posibilidades de moverse, por carecer de vínculos suficientes, se dice que es **hipostática**.

Las estructuras para ser estables deben **ser isostáticas o hiperestáticas**.

CONDICIONES DE EQUILIBRIO EN EL PLANO

Un cuerpo plano (viga), sometida a la acción de fuerzas y momentos activos, estará en equilibrio estático (o sea no se moverá) si sus vínculos (apoyos) proveen las fuerzas y/o momentos necesarios (reactivos) para generar una reacción igual y contraria a la acción



resultante de aquellos.

Esto significa que si definimos dos direcciones ortogonales en el plano, como **X**, e **Y**, se debe cumplir que la suma de las fuerzas activas y reactivas actuantes en la viga en dirección X (proyecciones según X) debe ser igual a cero.

$$\sum F_X = 0$$

A su vez la suma de las fuerzas activas y reactivas actuantes en la viga en dirección Y (proyecciones según Y) debe ser igual a cero.

$$\sum F_Y = 0$$

Y, la suma de los momentos de las fuerzas activas y reactivas actuantes en la viga con respecto a cualquier punto del plano debe ser igual a cero.

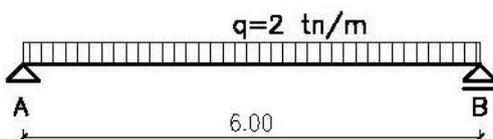
$$\sum M = 0$$

DETERMINACIÓN DE LAS REACCIONES DE APOYO DE UNA VIGA

Se analizan solamente vigas isostáticas, y éstas únicamente con cargas gravitatorias, es decir verticales, debido a las cargas permanentes y sobrecargas útiles. En esta condición, con el empleo de las tres ecuaciones que nos provee la estática, mencionadas en el párrafo anterior, se pueden encontrar las reacciones provistas por los vínculos o apoyos.

Se aplicará un procedimiento general para obtener las reacciones, el que se desarrollará mediante el siguiente ejemplo:

Viga apoyada sobre un apoyo fijo en A, y uno móvil en B, con carga distribuida uniformemente en toda su longitud.



En virtud a la simetría de la carga que obra sobre la viga, se podría deducir el valor de las reacciones de apoyos. En efecto, la reacción horizontal del apoyo A, daría nula, es decir $R_{AX} = 0$; por cuanto todas las cargas son verticales (proyección en X es cero).

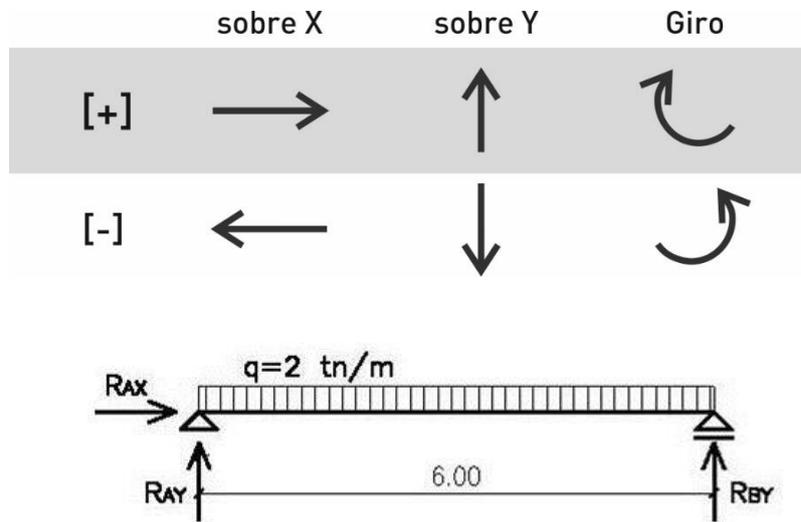
En cuanto a la reacción vertical en ambos apoyos, es igual a la mitad de la carga total obrante sobre la viga.

$$R_A = R_B = \frac{q \times l}{2} = \frac{2 \text{ t/m} \times 6 \text{ m}}{2} = 6 \text{ t}$$

Este procedimiento sólo es válido en el caso de simetría de la viga en cuanto a la posición de sus vínculos y distribución de su carga.

Para cualquier caso, simétrico o no, se desarrollará un procedimiento general, para obtener el valor de las reacciones, a partir de las condiciones de equilibrio de una viga isostática.

Antes de iniciar el planteo de las condiciones, es necesario definir el **signo de las fuerzas**, según su sentido y dirección, como así también el **sentido del giro** producido por un momento.



- **Primera ecuación (condición):** $\sum F_x = 0$

Nuevamente, al ser todas las cargas externas verticales, su proyección sobre X es nula, por lo tanto la reacción $R_{AX} = 0$; cuando se aplica la 1ª condición.

- **Segunda ecuación (condición):** $\sum F_y = 0$

Sobre la viga actúa la carga repartida, cuyo valor total es el producto de la carga por metro (q) multiplicada por la longitud de dicha carga (L). El signo es (-) por cuanto la carga es hacia abajo.

$$P = q \times l = 2 \text{ t/m} \times 6 \text{ m} = -12 \text{ t}$$

Esta carga es resistida por las reacciones generadas por los apoyos: R_{AY} y R_{BY}

Por lo tanto la 2ª condición nos da:

$$R_{AY} + R_{BY} - P = 0 \quad \text{de donde} \quad R_{AY} + R_{BY} = P = 12 \text{ t}$$

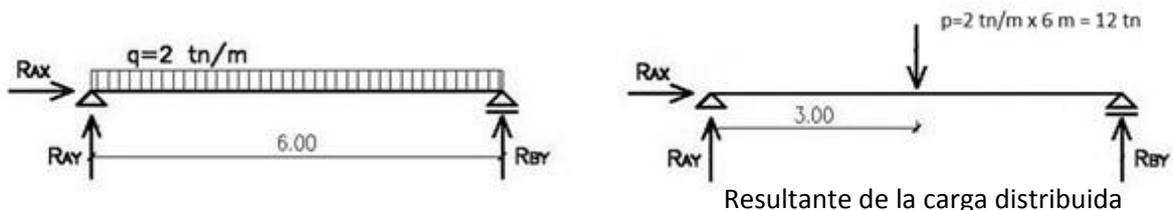
- **Tercera ecuación (condición):** $\sum M = 0$

Se utiliza la 3ª condición para hallar el valor de las reacciones. Se recuerda que momento de una fuerza respecto de un punto es el producto de la fuerza por la distancia al punto. $M = F \cdot d$

Esta condición permite plantear una ecuación, a partir de la cual se puede despejar el valor de una de las reacciones. Si se toma momento respecto a alguno de los puntos por los cuales pasa una reacción, esta se anula, por cuanto la distancia es cero.

Por ello se toma momento respecto de A, y se aplica la 3ª condición. Es conveniente mantener un orden “barriendo” las fuerzas y reacciones, desde un extremo de la viga hasta el otro.

Para realizar el cálculo se obtiene la resultante de la carga distribuida.



$$\sum M_A = 0$$

$$-R_B \times 6 \text{ m} + 2 \text{ t/m} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m} + R_A \times 0 \text{ m} = 0$$

$$R_B = \frac{36 \text{ t m}}{6 \text{ m}} = 6 \text{ t}$$

Se ha adoptado que las reacciones R_A y R_B son positivas (hacia arriba), en el caso que no lo sean, el resultado será negativo, lo que significa que tiene el sentido contrario al supuesto.
 Obsérvese que la reacción R_B produce respecto de A , un giro (-). A su vez la carga ($P = q \times L$), produce un giro (+). La resultante (P) de la carga repartida q , se ubica en el centro de gravedad de la carga q , siendo su distancia hasta el punto A , de 3.00m.

Si ahora se toma momento respecto de B , se obtendrá R_A

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \times 6 \text{ m} - 2 \text{ t/m} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m} + R_B \times 0 \text{ m} = 0$$

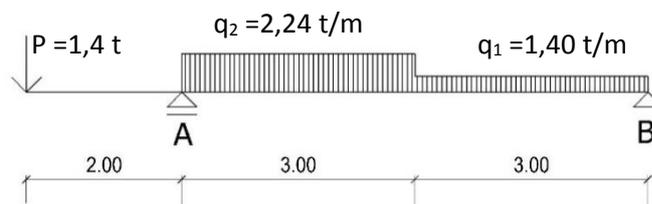
$$R_A = \frac{36 \text{ t.m}}{6 \text{ m}} = 6 \text{ t}$$

Verificación:

$$R_A + R_B = 6 \text{ t} + 6 \text{ t} = P = 12 \text{ t} \quad (\text{Resultado igual al obtenido considerando la simetría})$$

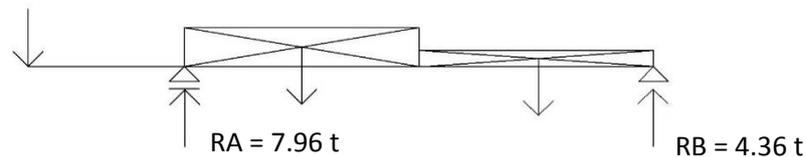
CALCULO DE REACCIONES EN VIGAS CON VOLADIZOS

Para calcular las reacciones de vigas isostáticas con voladizos se aplicará la Tercera ecuación de equilibrio: $\sum M = 0$.



Cálculo de las reacciones de apoyo

Se convierten las cargas distribuidas (t/m) en cargas puntuales (t) para calcular los momentos.



$$\sum M_A = 0$$

$$-(1,4\text{t} \times 2\text{m}) + [(2,24 \text{ t/m} \times 3\text{m}) \times 1,5\text{m}] + [(1,4 \text{ t/m} \times 3\text{m}) \times 4,5\text{m}] - (R_B \times 6\text{m}) = 0$$

$$R_B = \frac{-2,80 \text{ tm} + 10,08 \text{ tm} + 18,9 \text{ tm}}{6\text{m}}$$

$$R_B = 4,36 \text{ t}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$-(1,4\text{t} \times 8\text{m}) + (R_A \times 6\text{m}) - [(2,24 \text{ t/m} \times 3\text{m}) \times 4,5\text{m}] - [(1,4 \text{ t/m} \times 3\text{m}) \times 1,5] = 0$$

$$-R_A = \frac{-11,2 \text{ tm} - 30,24 \text{ tm} - 6,3 \text{ tm}}{6\text{m}} = \quad (\text{los 2 términos se multiplican por -1})$$

$$R_A = 7,96\text{t}$$

Verificación del equilibrio: $\sum F_Y = 0$

$$(2,24 \text{ t/m} \times 3\text{m}) + (1,4 \text{ t/m} \times 3\text{m}) + 1,40 \text{ t} - 4,36 \text{ t} - 7,96 \text{ t} = 0$$

TABLA DE CARGAS PERMANENTES

	PESO UNIT Kg/m ²	PESO UNIT Kg/m ³
Cielorrasos		
Cielorraso de placas superlivianas, tipo poliestireno expandido, espuma flexible de poliuretano, incluida estructura de sostén, 50 mm de espesor.	5	
Cielorraso de plaquetas de yeso, montadas sobre armadura de aluminio (tipo Durlock)	20	
Mezcla de cemento, cal, arena con material desplegado	50	
Cubiertas		
Chapa acanalada de sección ondulada o trapezoidal sobre enlistonado, incluido este.	12	
Teja cerámica tipo español, colonial o árabe, sobre entablonado, incluido este.	90	
Tierra negra o vegetal		1100
Piedra partida granítica		1600
Hormigón de cemento portland, arena y cascote		1800
Hormigón de cal, arena y cascote		1600
Hormigón de agregado de poliestireno de alta densidad		500 a 1200
Hormigón de cemento portland, arena y arcilla expandida (vermiculita)		800 a 2000
Hormigones		
Hormigón Armado de cemento portland, arena y canto rodado o piedra partida		2400
Hormigón Armado de cemento portland, arena y canto rodado o piedra partida		2350
Ladrillos y Bloques		
Bloque hueco de hormigón		1400
Ladrillo hueco de cerámica portante		900
Ladrillo hueco de cerámica no portante		700
Ladrillo cerámico macizo común		1400
Maderas		
Madera blanda		600
Madera semidura (petiribi, pinotea, etc.)		900
Madera dura (lapacho, viraró, incienso, etc.)		1100
Madera muy dura (quebracho colorado, curupay, etc.)		1300
Mampostería con revoque o completa, mortero a la cal o cemento		
Bloque hueco de hormigón		1700
Ladrillo cerámico macizo común		1700
Ladrillo hueco de cerámica portante		1200
Ladrillo hueco de cerámica no portante		1050
Piedra granítica		2600
Morteros y enlucidos		
Mortero de cal y arena		1700
Mortero de cemento portland y arena		2100
Mortero de cemento portland, cal y arena		1900
Mortero de cemento portland y arcilla expandida (1:6)		500
Enlucido de cal		1700
Enlucido de cal y cemento portland		1900
Enlucido de cal y yeso		1700
Enlucido de cemento portland		2100
Enlucido de yeso		1300
Pisos y contrapisos		
Baldosa cerámica, 12 mm de espesor	28	2300
Mosaico de granito reconstituido	60	
Porcelanato	20	
Baldosa de mortero de cemento (loseta)		2200
Contrapiso de cal, arena, polvo de ladrillo y cascote		1600
Contrapiso de cemento, arena y cascote		1800

Los valores de esta tabla fueron extraídos del Reglamento Argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas, CIRSOC 101.

TABLA DE SOBRECARGAS MINIMAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS

DESTINO	Kg/m ²
Archivo	700
Azotea y terrazas	
Donde pueden congregarse personas	500
Azoteas accesibles privadamente	300
Azote inaccesible	100
Balcones	
Vivienda en general	500
Casa de 1 y 2 familias, no excediendo los 10m ²	300
Baños	
Viviendas	200
Otros destinos	300
Bibliotecas	
Salas de lectura	300
Salas de almacenamiento de libros	700
Cocinas	
Viviendas	200
Otros destinos	400
Comedores, restaurantes y confiterías	500
Corredores (circulación)	
Planta baja	500
Otros pisos, lo mismo que el destino al que sirve	
Cuarto de máquinas y calderas	750
Cubierta inaccesible	100
Escaleras y caminos de salida	
Viviendas y hoteles áreas privadas	200
Todos los demás destinos	500
Escuelas	
Aulas	300
Corredores en planta baja	500
Corredores en pisos superiores	400
Gimnasios	500
Oficinas (Edificio para oficinas)	
Oficinas	250
Archivos (mínimo)	700
Sala de reunión y corredores de planta baja	500
Corredores en plantas superiores	400
Salones de reunión, teatros y cines	500
Salones de baile y fiestas	500
Usos residenciales (casa, habitación, departamento)	
Vivienda para 1 y 2 familias, todas las áreas excepto balcones	200

Los valores de esta tabla fueron extraídos del Reglamento Argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas, CIRSOC 101.

INTRODUCCIÓN
MECANISMO MÍNIMO ESTABLE
LAS CARGAS
ANÁLISIS DE CARGAS
SOLICITACIONES
RESISTENCIA DE MATERIALES
MADERA
ACERO
HORMIGÓN ARMADO
CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

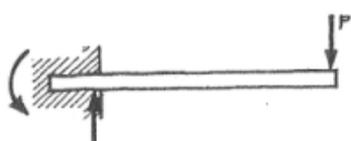
SOLICITACIONES

SOLICITACIONES, MOMENTO FLECTOR Y CORTE

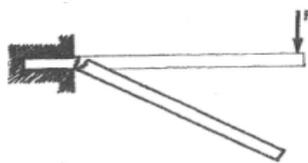
Cuando la acción de las cargas y las reacciones actuantes no pasan por la misma recta de acción, (en este caso una viga), se producen deformaciones y efectos sobre las secciones de la misma. Esos efectos son entre otros: el giro relativo de una sección con respecto a la otra (que se llama efecto de **flexión**), el desplazamiento de una sección con respecto a la otra, paralelo a su plano (efecto de **corte**). Estos efectos deben ser cuantificados, lo cual se realiza definiendo algunos parámetros que miden la intensidad de estos efectos; así el que mide la intensidad del efecto de flexión se denomina **momento flector**, el que mide la intensidad del efecto de corte es el **esfuerzo de corte**.

Las solicitaciones producen sobre la viga, y por ende sobre el material constitutivo, deformaciones. Cuando estas deformaciones son excesivas, pueden llevar al colapso la pieza y/o la estructura, o bien dejar de ser apta para la función que tiene, por lo tanto, es necesario conocer los límites aceptables de deformación, y cuantificar el esfuerzo de sección que la produce, es decir, la intensidad del Momento Flector, el Esfuerzo de Corte.

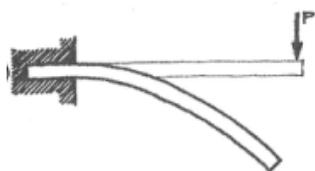
Hay que impedir que la estructura se rompa o se deforme en demasía.



No basta con posibilitar el equilibrio.



Evitar el colapso por falta de **resistencia**.

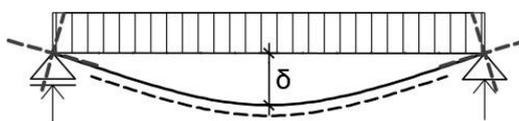


Evitar las **deformaciones** por falta de **rigidez** que dejan la estructura fuera de servicio.

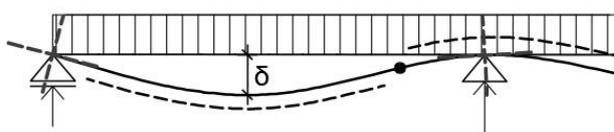
DEFORMADA, FLEXIÓN Y CORTE

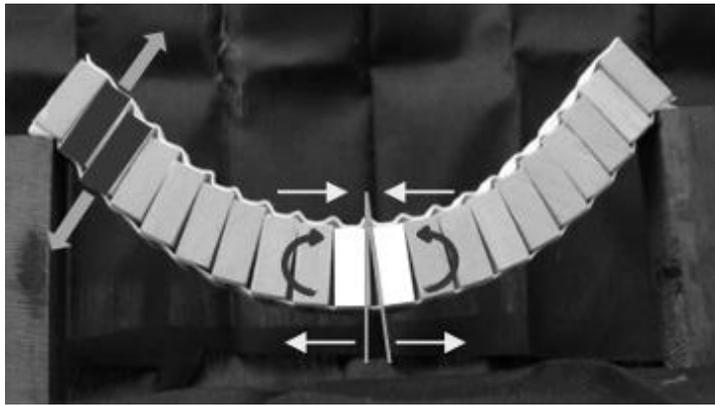
Si consideramos una viga isostática sin voladizo y con carga distribuida, la sección en los apoyos gira libremente y la deformación es la curvatura del eje de la barra. Las fibras superiores de la sección se comprimen y las fibras inferiores se traccionan.

Tomando un punto cualquiera del eje de la barra, vemos que al deformarse sufre un descenso. Se denomina flecha (δ) al máximo descenso que se produce en la barra.

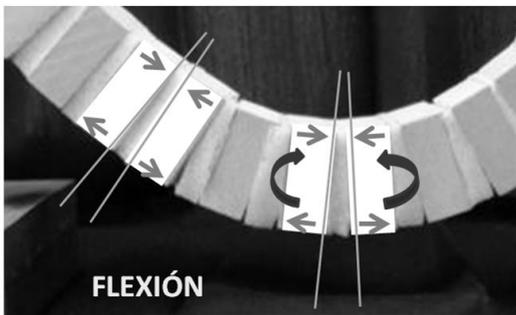


Si consideramos la viga anterior con voladizos y carga distribuida, se producirá cerca del apoyo un cambio de curvatura en la deformada (punto de inflexión), y un cambio en la posición de las tracciones, por lo tanto, otra ubicación y valor de la flecha. (δ)

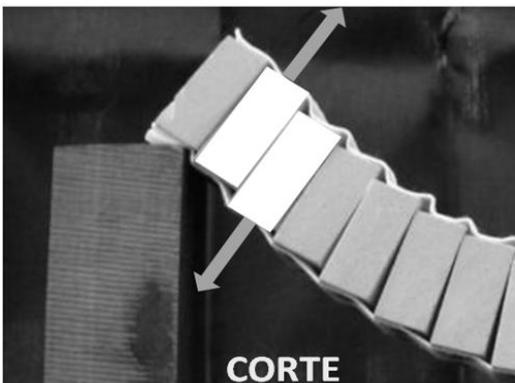




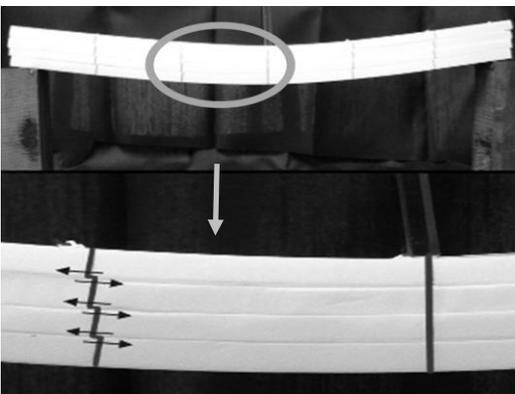
Las secciones de la viga giran por acción del Momento externo, pero, además tratan de deslizarse entre sí. La deformación total de una sección cualquiera puede ser interpretada como la suma del giro y el desplazamiento de la misma.



Algunas secciones de una barra flexada sólo experimentan uno solo de los esfuerzos descritos. Por ejemplo, en el centro de la viga sólo hay acortamientos y alargamientos de las fibras. Esto es coherente con los esfuerzos de la sección: **Momento Flector máximo ($M_{f\text{máx}}$)** y **Esfuerzo de Corte (V) nulo.**



Si se considera una sección cercana a los apoyos se observa, que prácticamente no hay giros entre las secciones contiguas; en cambio, el desplazamiento relativo entre las secciones alcanza el mayor valor: **Esfuerzo de corte máximo (V)** y **Momento Flector (M_f) nulo.**



Si cortamos la viga en planos horizontales, como en el modelo, dichos planos tienden a deslizarse unos sobre otros. Este desplazamiento pone de manifiesto que se producen esfuerzos de corte, que se designan como **corte rasante**. Observando estos desplazamientos, puede comprobarse que no se producen en el centro de la viga y que alcanzan su mayor valor en los extremos de la misma, en correspondencia con los mayores esfuerzos de corte.

En resumen, en una sección de una viga sometida a flexión con corte existen 3 tipos de esfuerzos:

- 1- Momento Flector (M_f)
- 2- Esfuerzo de Corte (V)
- 3- Esfuerzo de Corte rasante

MOMENTO FLECTOR

Momento Flector (M) en una sección de una barra es el giro relativo entre las caras de dicha sección y se calcula sumando todos los momentos que producen las fuerzas ubicadas a un lado de la sección (a la izquierda) con su signo, o la sumatoria de los momentos que producen todas las fuerzas ubicadas al otro lado de la sección (a la derecha) con su signo.

El análisis se hará mediante un ejemplo:

$$R_A = R_B = \frac{2 \text{ tn/m} \times 6.00 \text{ m}}{2} = 6 \text{ tn}$$

Se analizará el efecto de giro relativo que la reacción R_A y la carga repartida aplicada en el tramo A-C producen sobre la sección C.

Se supondrá que la parte derecha permanece fija, y la izquierda gira por la acción de las fuerzas que actúan sobre ella. El giro produce un acortamiento de las fibras superiores y un alargamiento de las fibras inferiores en la sección C. El giro de la sección es horario.

Los momentos con respecto a C de las fuerzas actuantes en la parte izquierda son:

$$M_{Cizq} = R_A \times 1.50 \text{ m} - 2.0 \text{ t/m} \times 1.50 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} = 6.75 \text{ tm}$$

Si se analiza el efecto sobre la sección C de las fuerzas ubicadas a su derecha, estas tienden a producir un giro antihorario de la parte derecha respecto de la izquierda considerada como fija. Como consecuencia de este giro se produce un acortamiento de las fibras superiores y un alargamiento de las fibras inferiores en la sección C.

Los momentos con respecto a C de las fuerzas actuantes en la parte derecha son:

$$M_{Cder} = + 2.0 \text{ t/m} \times 4.50 \text{ m} \times 2.25 \text{ m} - R_B \times 4.50 \text{ m} = - 6.75 \text{ tm}$$

Se puede concluir que el momento que realizan las fuerzas actuantes a un lado u otro de la sección, respecto de la misma sección tiene el mismo valor absoluto, pero son de distinto signo, aunque el efecto físico es el mismo: se comprimen las fibras superiores y se traccionan las fibras inferiores.

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES

Si se llevan en ordenadas los Momentos Flectores con su signo, de todas las secciones de una viga a partir de una línea de referencia y en una escala de dibujo adecuada, donde la horizontal es la longitud de la viga y la vertical es el momento, se obtiene el **Diagrama de Momentos Flectores**.

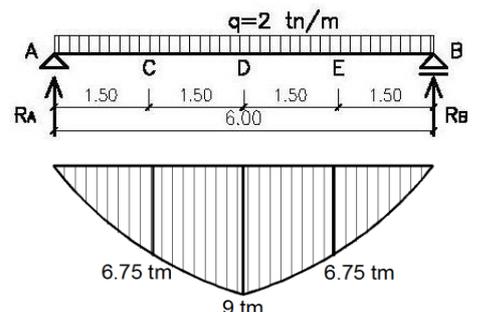
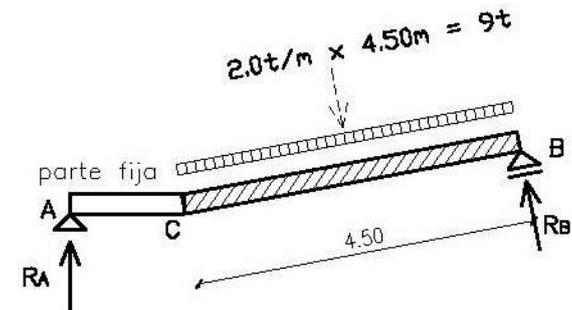
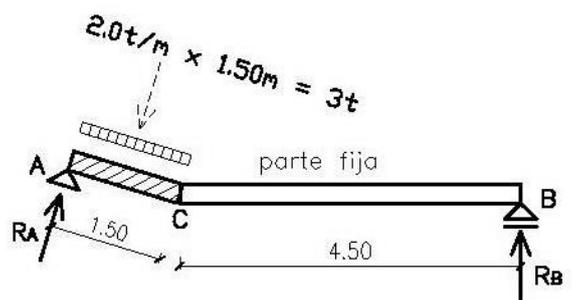
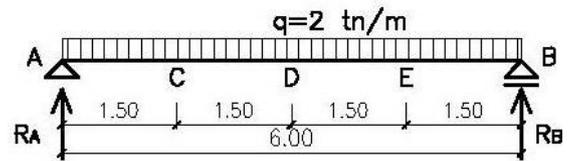
$$M_A = 0$$

$$M_C = 6 \text{ t} \times 1.5 \text{ m} - 2 \text{ t/m} \times 1.5 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} = 6.75 \text{ tm}$$

$$M_D = 6 \text{ t} \times 3 \text{ m} - 2 \text{ t/m} \times 3.0 \text{ m} \times 1.5 \text{ m} = 9 \text{ tm}$$

$$M_E = 6 \text{ t} \times 4.5 \text{ m} - 2 \text{ t/m} \times 4.5 \text{ m} \times 2.25 \text{ m} = 6.75 \text{ tm}$$

$$M_B = 6 \text{ t} \times 6 \text{ m} - 2 \text{ t/m} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 0$$



ESFUERZO DE CORTE

Esfuerzo de Corte (V) en una sección de una barra es el deslizamiento relativo entre ambas caras de dicha sección (paralelo al plano de la misma), y se calcula sumando las proyecciones de todas las fuerzas (sobre el plano de la sección) ubicadas a un lado (a la izquierda) de la misma con su signo, o la suma de las proyecciones de todas las fuerzas (sobre el plano de la sección) ubicadas al otro lado (a la derecha) con su signo.

El análisis se hará mediante el mismo ejemplo.

Continuando con la viga con la que ya se trabajó y cuyas reacciones ya se conocen, se considera la sección C de la viga, ubicada a 1.50m del apoyo A. Primero se supone que se realiza un corte por dicha sección C, y se deja fija la parte derecha entre C y B; y se analiza lo que ocurre con la parte izquierda. Por efecto de la reacción R_A , y la parte de la carga repartida, la porción de la viga trata de subir respecto de la parte derecha, por cuanto R_A es mayor a la porción de la carga repartida.

$$6.0 \text{ t} - 2 \text{ t/m} \times 1.50\text{m} = 3\text{t}$$

Si ahora se analiza la parte derecha, dejando fija la izquierda, se ve que la parte derecha baja respecto de la izquierda, por cuanto R_B es menor a la porción de la carga repartida.

$$6.0 \text{ t} - 2 \text{ t/m} \times 4.50\text{m} = -3\text{t}$$

Se observa que las dos resultantes son iguales pero de signo contrario ($\Sigma F_y=0$) y que el efecto físico es único, pues la parte izquierda sube respecto de la parte derecha, y que la parte derecha baja respecto de la izquierda, por lo cual se concluye que el esfuerzo de corte debe tener el mismo signo.

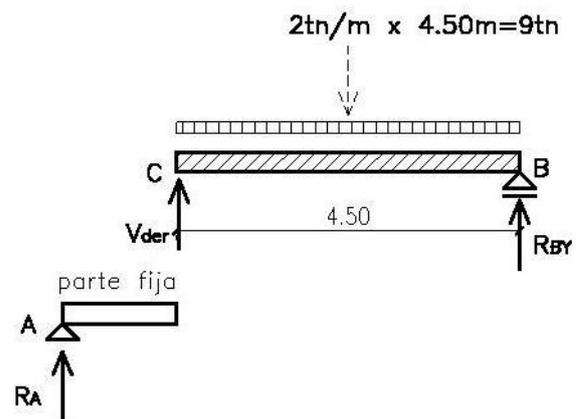
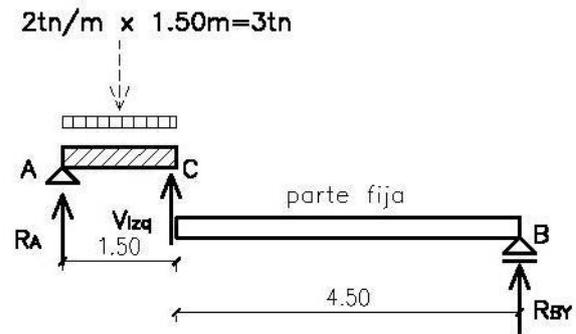


DIAGRAMA DE ESFUERZOS DE CORTE

Si se llevan en ordenadas los Esfuerzos de Corte con su signo, de todas las secciones de una viga a partir de una línea de referencia y en una escala de dibujo adecuada, donde la horizontal es la longitud de la viga y la vertical los Esfuerzos de Corte, se obtiene el Diagrama de Esfuerzos de Corte de la viga.

- **Cálculo y Diagrama de Esfuerzos de Corte de una viga con carga uniformemente repartida**

Se evaluará el esfuerzo de corte en las secciones correspondiente a los apoyos, A y B y en las secciones C, D, E; ubicadas en los cuartos y en el centro de la viga.

Para cada sección se aplica la definición presentada.

Se aclara que, en el caso de los apoyos y cuando existen fuerzas concentradas las secciones a considerar se ubican a una distancia muy próxima a aquellos a derecha y a izquierda.

Los valores calculados se pueden graficar. Los positivos se dibujan a partir de la línea de referencia hacia arriba y los negativos hacia abajo.

$$V_A = V_A = 6.0 \text{ t}$$

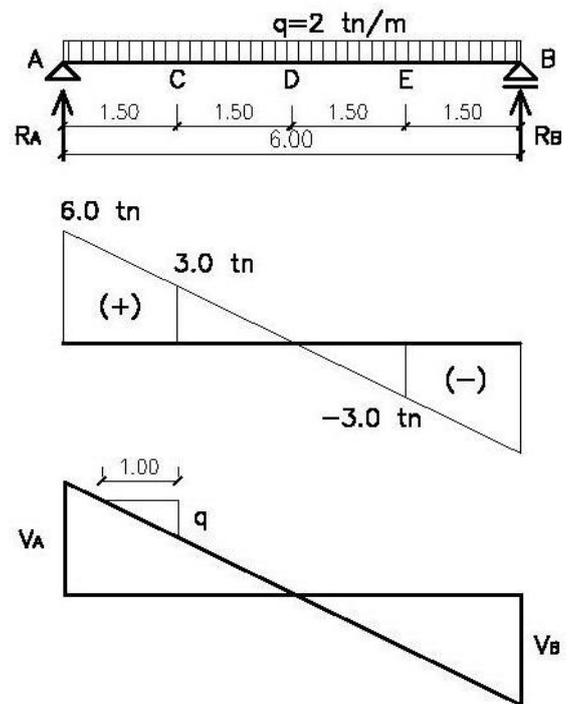
$$V_C = V_A - q \times 1.5 \text{ m} = 6 \text{ t} - 2 \text{ t/m} \times 1.50 \text{ m} = 3 \text{ t}$$

$$V_D = V_A - q \times 3 \text{ m} = 6 \text{ t} - 2 \text{ t/m} \times 3 \text{ m} = 0$$

$$V_E = V_A - q \times 4.5 \text{ m} = 6 \text{ t} - 2 \text{ t/m} \times 4.5 \text{ m} = -3 \text{ t}$$

$$V_B = V_A - q \times 6 \text{ m} = 6 \text{ t} - 2 \text{ t/m} \times 6 \text{ m} = -6 \text{ t}$$

Del análisis del diagrama obtenido, surge que bajo cargas repartidas uniformemente, el esfuerzo de corte varía linealmente, con una pendiente q , igual al valor por metro de la carga.



- **Cálculo y Diagrama de Esfuerzos de Corte de una viga con carga concentrada**

Se ejemplificará con una viga que tiene una carga puntual, y en la cual se desprecia el peso propio. Primero se determinan las reacciones de apoyo empleando el procedimiento general. Como la carga puntual no está centrada en la viga, con la segunda ecuación de la estática ($\sum F_Y = 0$) se puede conocer el valor de $R_A + R_B$, pero no el valor de cada una de ellas.

Se aplica, entonces, la tercera ecuación ($\sum M = 0$) para conocer el valor de cada una de las reacciones.

$$\sum F_Y = 0$$

$$R_A - 3 \text{ t} + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 3 \text{ t}$$

$$\sum M_B = 0$$

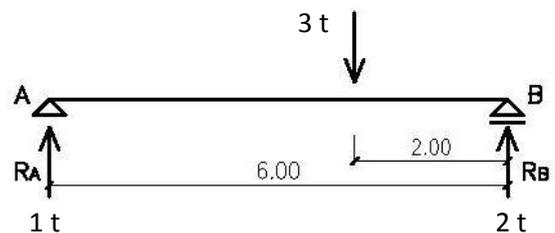
$$R_A \times 6 \text{ m} - 3 \text{ t} \times 2 \text{ m} = 0$$

$$R_A = \frac{6 \text{ t.m}}{6 \text{ m}} = 1 \text{ t}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$3 \text{ t} \times 4 \text{ m} - R_B \times 6 \text{ m} = 0$$

$$R_B = \frac{12 \text{ t.m}}{6 \text{ m}} = 2 \text{ t}$$



Se calcula el Esfuerzo de Corte en las secciones A, B y C y se representa gráficamente.

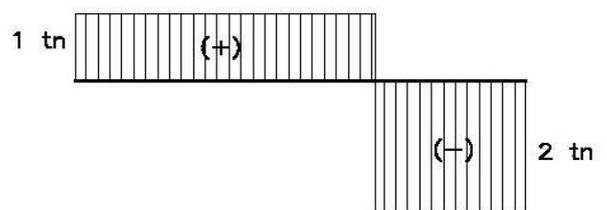
El punto C, debido a la carga puntual, posee 2 valores de corte, uno a la izquierda sin considerar la carga, y otro a la derecha considerando su valor.

$$V_A = 1 \text{ t}$$

$$V_{Cizq} = 1 \text{ t}$$

$$V_{Cder} = 1 \text{ t} - 3 \text{ t} = -2 \text{ t}$$

$$V_B = 1 \text{ t} - 3 \text{ t} = -2 \text{ t}$$



Si hay un tramo de la viga en que no está cargada, el esfuerzo de corte permanecerá constante.

EJERCICIO

CÁLCULO Y GRÁFICO DE LAS REACCIONES

$$\Sigma F_Y = 0$$

$$R_A - 2 \text{ t/m} \times 3 \text{ m} - 3 \text{ t} + R_B = 0$$

$$\Sigma M_B = 0$$

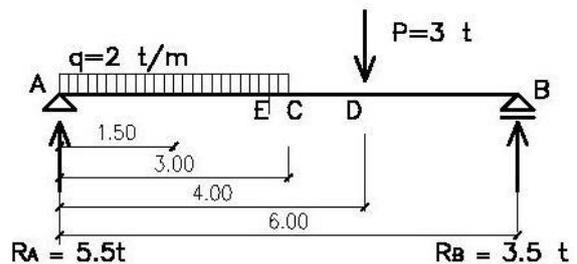
$$R_A \times 6 \text{ m} - 2 \text{ t/m} \times 3 \text{ m} \times 4.50 \text{ m} - 3 \text{ t} \times 2 \text{ m} = 0$$

$$R_A = (27 \text{ tm} + 6 \text{ tm}) / 6 \text{ m} = 5.5 \text{ t}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$2 \text{ t/m} \times 3 \text{ m} \times 1.50 \text{ m} + 3 \text{ t} \times 4 \text{ m} - R_B \times 6 \text{ m} = 0$$

$$R_B = (9 \text{ tm} + 12 \text{ tm}) / 6 \text{ m} = 3.5 \text{ t}$$



Verificación

$$R_A + R_B = 5.5 \text{ t} + 3.5 \text{ t} = 9 \text{ t} \rightarrow \Sigma F_Y = 0$$

CÁLCULO Y DIAGRAMA DE ESFUERZOS DE CORTE

$$V_{Ader} = R_A = 5.5 \text{ t}$$

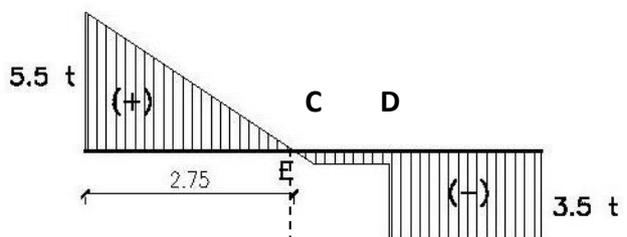
$$V_C = 5.5 \text{ t} - 2 \text{ t/m} \times 3 \text{ m} = -0.5 \text{ t}$$

$$V_{Dizq} = 5.5 \text{ t} - 2 \text{ t/m} \times 3 \text{ m} = V_C = -0.5 \text{ t}$$

$$V_{Dder} = V_{Dizq} - 3 \text{ t} = -3.5 \text{ t}$$

$$V_{Bizq} = -3.5 \text{ t}$$

$$V_{Bder} = -3.5 \text{ t} + 3.5 \text{ t} = 0$$



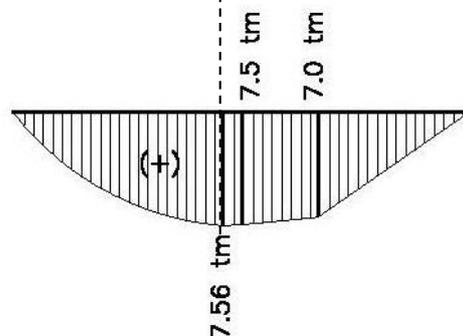
CÁLCULO Y DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR

$$M_A = 0$$

$$\begin{aligned} M_C &= R_A \times 3 \text{ m} - 2 \text{ t/m} \times 3 \text{ m} \times 1.50 \text{ m} \\ &= 16.5 \text{ tm} - 9 \text{ tm} \\ &= 7.5 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_D &= 5.5 \text{ t} \times 4 \text{ m} - 2 \text{ t/m} \times 3 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} \\ &= 22.0 \text{ tm} - 15.0 \text{ tm} \\ &= 7.0 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_B &= 5.5 \text{ t} \times 6 \text{ m} - 2 \text{ t/m} \times 3 \text{ m} \times 4.50 \text{ m} - 3 \text{ t} \times 2 \text{ m} \\ &= 0 \end{aligned}$$



Observando el diagrama de Momento Flector se puede inferir que el mismo debajo de una carga repartida uniforme, es una parábola de segundo grado valiendo todas sus propiedades, esto ocurre en el tramo A - C.

A su vez se puede decir que en las zonas en que la viga no está cargada, o sea el Esfuerzo de Corte es constante, el Momento Flector varía linealmente. Se puede ver en el tramo C - D - B de la viga.

Otra consecuencia importante que se deduce de los diagramas es que en la sección donde cambia de signo el Esfuerzo de Corte (sección E), el Momento Flector es máximo, siendo importante su determinación para el dimensionado de la viga.

$$X = \frac{5.5 \text{ t}}{2 \text{ t/m}} = 2.75 \text{ m}$$

$$M_E = M_{\max} = R_A \times 2.75 \text{ m} - 2 \text{ t/m} \times 2.75 \text{ m} \times 1.37 \text{ m} = 7.56 \text{ tm}$$

INTRODUCCIÓN
MECANISMO MÍNIMO ESTABLE
LAS CARGAS
ANÁLISIS DE CARGAS
SOLICITACIONES
RESISTENCIA DE MATERIALES
MADERA
ACERO
HORMIGÓN ARMADO
CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

RESISTENCIA DE MATERIALES

RESISTENCIA DE MATERIALES

El objetivo principal de la Resistencia de Materiales es proporcionar los medios para analizar y diseñar estructuras o sus componentes capaces de soportar las cargas y acciones a las que están sometidas o pueden estar sometidas durante su vida útil. Tanto el análisis como el diseño de cualquier elemento estructural implican la determinación de tensiones y deformaciones. Por lo tanto los conceptos de tensión y deformación son básicos en la exposición de la materia.

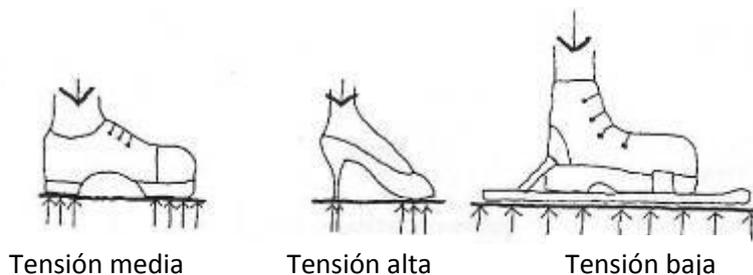
La Resistencia de Materiales y la Teoría de la Elasticidad, como parte de la Mecánica de Sólidos Deformables, son dos disciplinas con objetivos comunes, ambas abordan el estudio de la resistencia (estado de tensiones) y la rigidez (estado de deformaciones) de cuerpos sólidos deformables sometidos a la acción de sistemas fuerzas en equilibrio estático.

TENSION

Tensión es la fuerza interna aplicada, que actúa por unidad de superficie o área sobre la que se aplica.

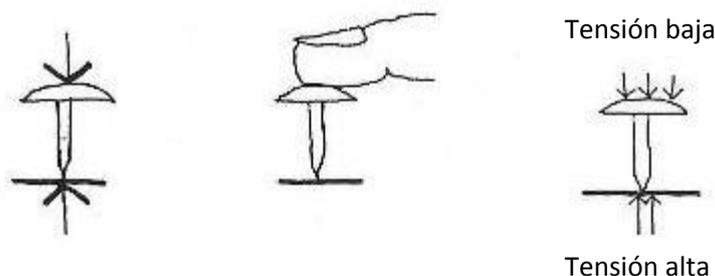
Cuando se aplica una fuerza sobre un cuerpo, **las deformaciones** que sufre no dependen de la fuerza total aplicada, sino de la tensión, es decir, **cuánta fuerza actúa por unidad de superficie**.

Las tensiones pueden ser menores o mayores con una misma fuerza. Por ejemplo: el peso de una persona puede ser constante, pero la tensión debajo de sus zapatos varía con la superficie del zapato en contacto con el suelo. La siguiente figura muestra tres tipos de zapatos: zapatos normales, zapatos de taco alto y raquetas para nieve. Un zapato normal producirá tensiones medias y puede ser utilizado en superficies que resistan esas tensiones. Los zapatos de taco alto, al tener una superficie mucho menor para soportar el mismo peso, producen tensiones más altas, particularmente bajo el taco. Donde las tensiones deben ser bajas, para andar por la nieve, por ejemplo, se debe aumentar la superficie bajo el zapato. Por eso las raquetas evitan que la gente se hunda en la nieve.



Otro ejemplo: las chinchas, las tachuelas, tienen cabezas grandes para permitir tensiones confortables en el dedo y puntas afiladas para producir tensiones altas bajo aquellas. La tensión en la punta es tan alta que la superficie sobre la que se aplica se rompe y permite clavarla.

La idea básica es que, por equilibrio, el esfuerzo en la cabeza debe ser igual al de la punta, pero la tensión varía. Las tensiones varían si se modifica la superficie.



La tensión que produce una fuerza F sobre una superficie (A) se calcula dividiendo la fuerza por el área sobre la cual actúa dicha fuerza:

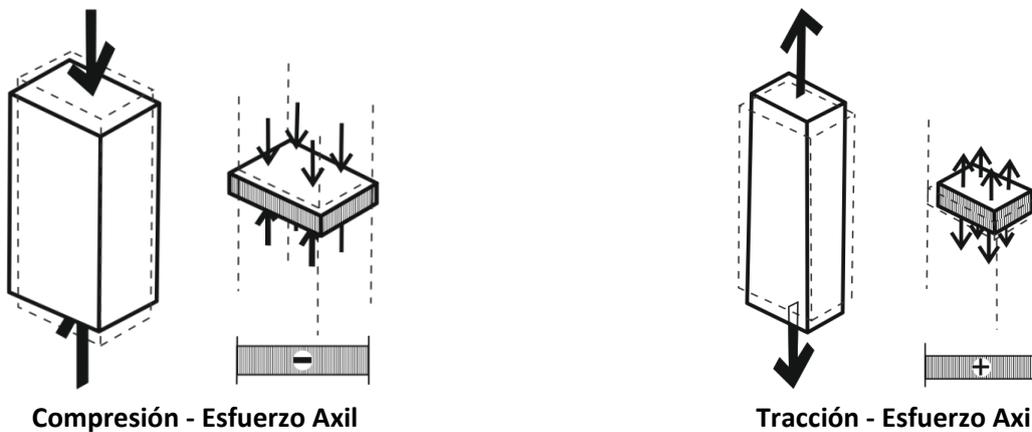
$$\sigma = \frac{F}{A}$$

ESTADOS BASICOS DE TENSION

Se puede clasificar las tensiones según como este orientada la fuerza que actúa sobre la sección de la pieza considerada. Cada uno de estos estados de tensión origina un caso distinto de deformación, por lo tanto de resistencia del material.

Esfuerzos axiales:

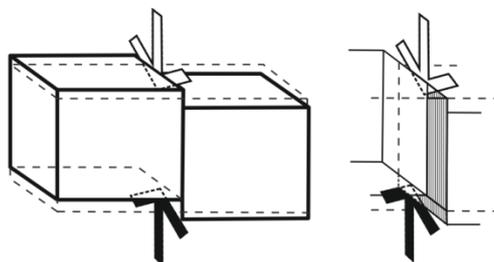
Cuando las resultantes de las acciones exteriores a un lado de la sección considerada se reducen a una única fuerza normal (perpendicular) al plano de la misma y aplicada en su baricentro, la sección está sometida a un estado de **solicitación axial**. Estos producen, según su sentido, acercamientos o alargamientos de dos secciones inmediatas, son estados de tensión simples de **compresión** y de **tracción**.



Corte:

Es el producido por un par de fuerzas iguales y de sentido contrario con rectas de acción muy próximas entre sí. Produce el deslizamiento relativo de secciones consecutivas en sentidos opuestos.

Es un estado de tensión en el cual las secciones transversales se oponen a deslizarse paralelamente a sí mismas.



Corte – Esfuerzo de Corte

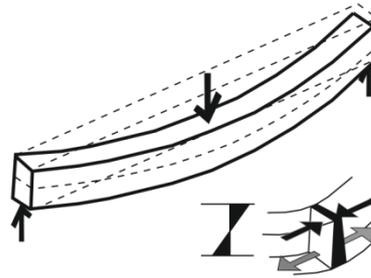
Existen además estados de tensión compuestos, formados por combinación de simples.

Flexión:

Cuando la recta de acción de las fuerzas actuantes no coincide con las de las reacciones se produce flexión. Se produce el giro relativo de una sección con respecto a la otra, produciendo alargamiento

entre las partículas traccionadas y acortamiento de las comprimidas. Entre la zona comprimida y la zona traccionada existe un plano donde las partículas no varían sus distancias relativas, este se denomina plano neutro.

La intensidad del efecto de flexión se denomina **momento flector**



Flexión – Momento Flector

Los componentes estructurales por efectos de las fuerzas actuantes, estarán sometidos a un tipo de tensión o simultáneamente a más de uno. Es decir un elemento estructural puede estar sometido al mismo tiempo a esfuerzos de flexión y corte, de compresión y flexión, etc.

DEFORMACION

Al estar solicitado por un sistema de fuerzas, un sólido se deforma, es decir cambia de tamaño y forma. Supondremos que el cuerpo se comporta de forma suficientemente rígida como para que los movimientos que se producen en el proceso de deformación sean pequeños comparados con las dimensiones del cuerpo (principio de rigidez).

Deformación longitudinal

Considerando una barra recta de longitud inicial l que sufre un alargamiento Δl hasta una longitud final:

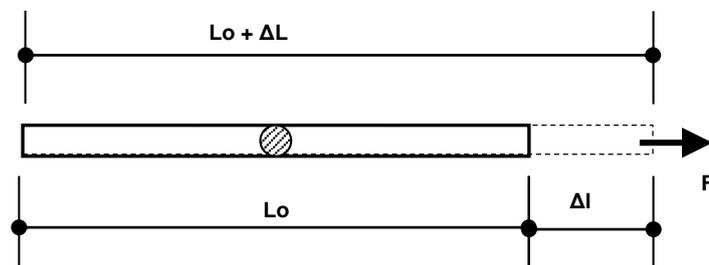
$$l_f = l + \Delta l$$

O sea:

$$\Delta l = l_f - l$$

La deformación longitudinal media en la barra (deformación específica) se calcula dividiendo el alargamiento por la longitud inicial:

$$\varepsilon_m = \frac{\Delta l}{l}$$



$$L_0 = 200 \text{ cm} \quad \Delta l = 0,14 \text{ cm}$$

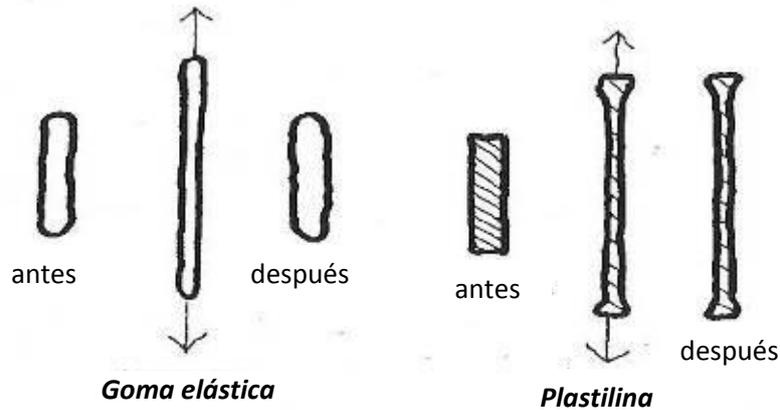
La **Deformación Específica** (ε)

$$\varepsilon = \frac{0,14 \text{ cm}}{200 \text{ cm}} = 0,0007 = 0,07 \%$$

ELASTICIDAD Y COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

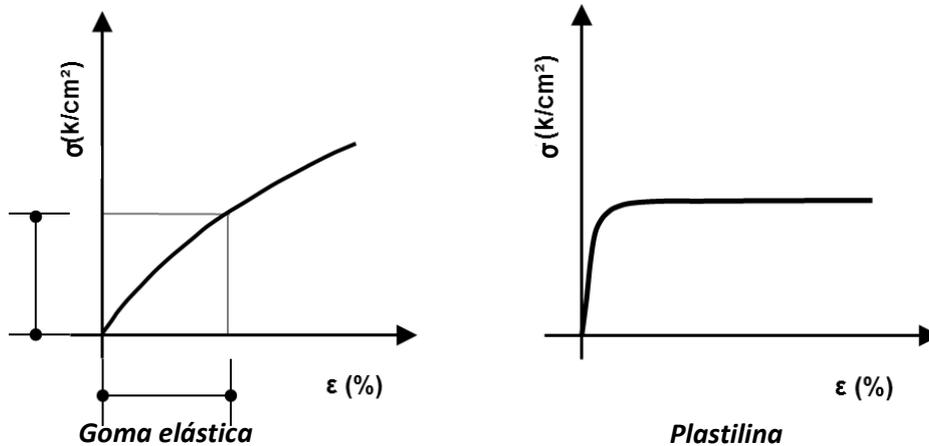
Las tensiones y deformaciones se relacionan entre sí para completar los fundamentos de la Mecánica de Sólidos Deformables.

Se compara el comportamiento de distintos materiales: una goma elástica y un trozo de plastilina. Después de ser sometidos a un estado tensional, la goma elástica vuelve a su posición inicial, mientras la plastilina permanece estirada. También se observa que una vez que la plastilina empieza a deformarse puede seguir deformándose sin aumentar la carga.



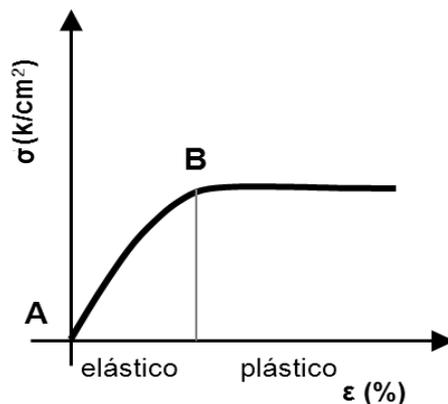
Esto ocurre porque la goma es elástica, mientras que la plastilina es plástica.

El comportamiento elástico y plástico se pueden describir dibujando los siguientes diagramas que relacionan la tensión aplicada σ con la deformación específica ϵ :



Es preferible que las estructuras se comporten elásticamente, de otra manera quedarían deformadas permanentemente.

Algunos materiales pueden comportarse primero elásticamente y más tarde plásticamente.



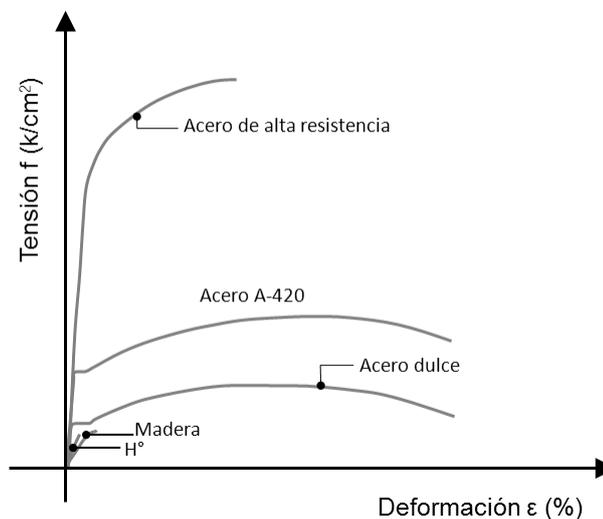
El primer tramo de la línea graficada (AB) corresponde a una zona linealmente elástica. En el punto B el comportamiento del material pasa a ser plástico, se sigue deformando sin aumentar los esfuerzos hasta la rotura.

La línea AB indica que la tensión a la que es sometido el material es directamente proporcional a la deformación específica. Por lo tanto, si se duplica la tensión, se duplica la deformación.

MÓDULO DE ELASTICIDAD

Módulo de Elasticidad (E) es la relación entre la tensión (σ) y la deformación específica (ϵ) en el periodo elástico del material. Es una característica de cada material, que indica “cuán rígido” es. Un valor de Módulo de Elasticidad bajo significa que el material es deformable (por ej.: madera), un valor alto indica que el material es rígido (por ej.: acero)

$$E(\text{Kg/cm}^2) = \frac{\sigma (\text{Kg/cm}^2)}{\epsilon}$$



Comparación gráfica del módulo de Elasticidad (E) de distintos materiales estructurales

Módulo de elasticidad E (kg/cm ²) de diversos materiales	
Mampostería de ladrillo, mortero de cal o cemento	30.000 – 50.000
Maderas duras (en sentido paralelo a las fibras)	100.000 -225.000
Maderas blandas (en sentido paralelo a las fibras)	90.000 – 110.000
Acero de construcción	2.100.000
Hierro de fundición	1.000.000
Aluminio	700.000
Vidrio	700.000
Hormigones	140.000 – 350.000

CONDICIONES DE SEGURIDAD Y DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA

A lo largo de su vida útil, las estructuras se ven sometidas a acciones permanentes, variables o excepcionales que pueden producir fallas estructurales parciales o totales.

El requisito de seguridad exigible a las estructuras que se proyectan y se construyen supone la definición de un valor superior de la tensión que el material puede alcanzar sin que exista riesgo de que se produzca un fallo estructural, así se define tensión límite como aquel valor de la tensión al cual el material alcanza su límite de resistencia, y por debajo del cual no se producen ni deformaciones excesivas ni por supuesto, la rotura del mismo.

La forma y dimensiones de los elementos estructurales, su disposición y vinculación deben ser tales que el elemento sea:

- **Resistente** (no se rompa)
- **Rígido** (no se deforme excesivamente)

RESISTENCIA

Las estructuras además de estar en equilibrio estable deben ser diseñadas para evitar su colapso por rotura o por deformaciones excesivas. Se debe estudiar el efecto de las acciones sobre cada una de las secciones de la misma.

La resultante de las acciones que deforman y pueden llegar a romper el material se denomina **solicitación**.

Para ver el efecto de la solicitación sobre el material de la estructura se materializa una sección y se estudia el equilibrio que se produce en la misma.

Para simplificar se descomponen la solicitación en tres tipos de esfuerzos:

N es el esfuerzo axial o normal

V es el esfuerzo tangencial, esfuerzo de corte

M es el momento flector

La sección analizada sufre un acortamiento cuando el esfuerzo normal **N** es de compresión, un alargamiento si es de tracción. El esfuerzo de corte **V** produce un deslizamiento relativo entre ambas caras y el momento flector **M** produce una rotación entre ellas. Estas deformaciones pueden observarse y medirse, pueden predecirse cuando se conoce la solicitación, la sección y el material. Cuando sobrepasan ciertos límites se produce el colapso.

El estado final de una sección se produce cuando por efecto de las fuerzas exteriores alcanza un valor último que se denomina resistencia de la sección.

Las fuerzas que resultan de las tensiones internas en una sección dan como resultante fuerzas que se oponen a las fuerzas externas que actúan sobre la misma.

La resistencia depende de la geometría de la sección y de la resistencia del material.

Para esfuerzos normales el parámetro geométrico es el área de la sección y la resistencia a tracción o compresión según sea el caso.

Para el corte también interviene el área de la sección y la resistencia al corte del material.

Para flexión el parámetro geométrico es el **módulo resistente** de la sección, que es área multiplicada por una parte de la altura de la sección y como la flexión produce tracciones de un lado del eje neutro y compresiones del otro, intervienen ambas resistencias.

Las estructuras y los elementos estructurales se deben diseñar para obtener, en cualquier sección, una resistencia igual o mayor que la resistencia requerida.

$$\text{RESISTENCIA DE DISEÑO} \geq \text{RESISTENCIA REQUERIDA}$$

La probabilidad de rotura o colapso de la estructura en su conjunto o de alguno de sus elementos bajo las máximas intensidades simultáneas de todas las acciones actuantes durante la vida útil de la construcción debe ser mínima.

Como existe un grado de incertidumbre en cuál será el máximo valor de cada acción, los reglamentos CIRSOC 201 (H°A°) Y 301 (acero) establecen la combinación y mayoración de acciones. Es decir, que se aumentan, por seguridad, las acciones reales. Estas acciones combinadas y mayoradas se denominan **cargas últimas**.

Frente a cada tipo de esfuerzo de sección el elemento estructural presenta una resistencia máxima al efecto a que es sometido, es decir, una máxima capacidad antes de fallar. Esa resistencia básicamente depende del tipo de sollicitación, del material y de la forma y dimensiones del elemento estructural. Es decir, que para cada estado límite último existe una **Resistencia Nominal (Rn)**.

También existen incertidumbres en la determinación de las resistencias. Estas incertidumbres pueden ser cuantificadas por un **Factor de Resistencia (ϕ)**, menor a la unidad, que multiplicado por la Resistencia Nominal da la **Resistencia de Diseño (Rd)**. Es decir que se disminuye, por seguridad, la capacidad resistente de la sección.

$$R_d = \phi \times R_n$$

Los Factores de Resistencia varían según el tipo de material y el tipo de esfuerzo que solicita al elemento estructural.

La estructura en su conjunto y cada uno de sus elementos deben proyectarse y dimensionarse de manera tal que para cualquier estado límite último la resistencia requerida última (demanda) sea menor o igual a la resistencia de diseño (capacidad).

$$R_u \leq R_d$$

RIGIDEZ

Las acciones exteriores producen deformaciones en las estructuras y en sus componentes. La rigidez es la relación de causa-efecto, acción-deformación. No debe confundirse rigidez con resistencia, la rigidez tiene que ver con las deformaciones, la resistencia con las tensiones. Las estructuras o cada una de sus partes no tienen una única rigidez, tienen tantas rigideces como acciones distintas se le puedan aplicar.

La rigidez también depende de ciertos parámetros que hacen al material y a la geometría de la estructura.

El **módulo de elasticidad E** representa la rigidez del material cuando la acción es un esfuerzo axial o un momento flector.

La rigidez es proporcional al área de la sección transversal en el caso de los esfuerzos axiales y a una función del área en el caso de esfuerzo de corte.

El **momento de inercia** representa la rigidez geométrica de una sección cuando la acción deformante es un momento flector.

La estructura debe garantizar que las deformaciones excesivas no afecten la función del edificio y su aspecto.

La estructura en su conjunto y cada uno de sus elementos deben proyectarse y dimensionarse de manera tal que las deformaciones sean menores ó iguales a las deformaciones límites admisibles establecidas.

INTRODUCCIÓN
MECANISMO MÍNIMO ESTABLE
LAS CARGAS
ANÁLISIS DE CARGAS
SOLICITACIONES
RESISTENCIA DE MATERIALES
MADERA
ACERO
HORMIGÓN ARMADO
CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

MADERA

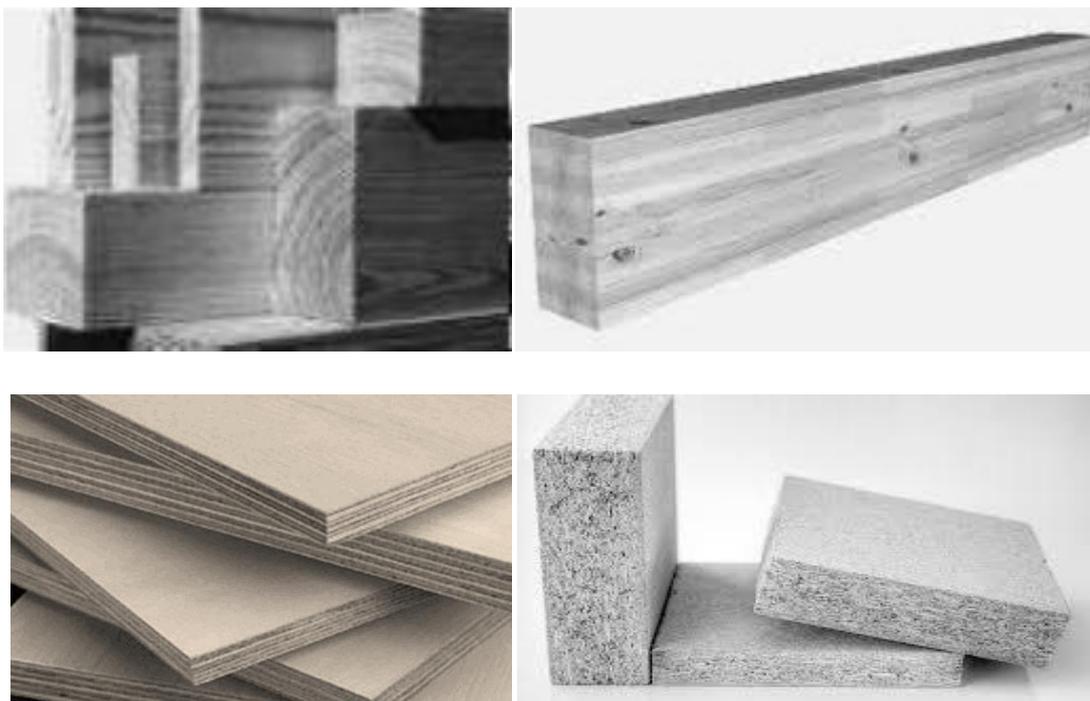
MADERA

MADERAS – TIPOS

La madera es un material orgánico y natural que se obtiene del tronco de los árboles y que debidamente tratada y elaborada puede usarse como material estructural. Las características físicas y mecánicas de la madera natural dependen de la forma y rapidez de crecimiento del árbol, las que están en función de las condiciones particulares del clima y del suelo. Por ello dichas características son muy variables y la madera se distingue por una gran heterogeneidad en su aspecto y comportamiento.

En las estructuras la madera se utiliza:

- **Madera aserrada o maciza:** Son piezas obtenidas por aserrado del tronco, estacionadas y estabilizadas para disminuir su contenido de humedad y sustancias orgánicas y para protegerlas de la acción de insectos, gérmenes, hongos, etc. Tienen los defectos y heterogeneidad de un producto totalmente natural. El Reglamento Argentino de Estructuras de Madera (CIRSOC 601) clasifica la madera aserrada en función de las imperfecciones, que son apreciables a simple vista, en tres clases, teniendo en cuenta parámetros tales como nudosidad, dirección de las fibras, densidad, fisuras, combado, revirado y ataque biológico.
Las dimensiones de estas piezas son limitadas pues dependen de las dimensiones del tronco original.
- **Madera laminadaencolada:** Se obtiene por el encolado a presión de elementos pequeños previamente acondicionados. Es un producto industrial con menor heterogeneidad y defectos que la madera aserrada cuando se satisfacen los procedimientos y normas de fabricación. Se obtienen piezas de dimensiones mayores y diversas formas.
- **Madera compensada:** Se obtiene por el encolado a presión de cinco o más láminas de madera alternando la disposición de las fibras en forma perpendicular. Son tableros que se utilizan en arquitectura para conformar planos horizontales y/o verticales, o combinados con secciones macizas o laminadas para formar vigas.
- **Madera recompuesta:** Placas conformadas por astillas o partículas de madera encoladas con adhesivos plásticos y prensadas en diversas direcciones. Se utiliza en la fabricación de equipamiento.



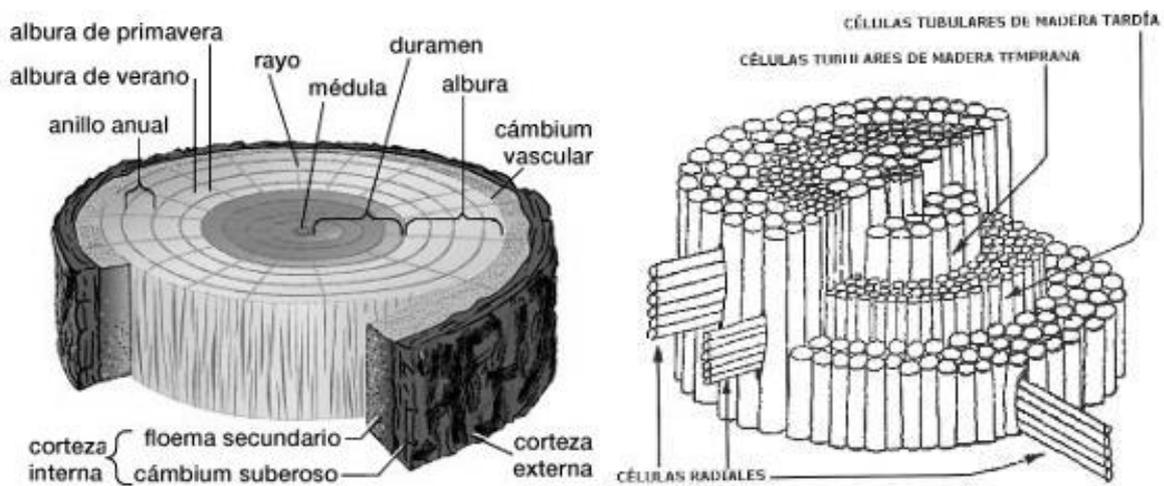
En el país, se utilizaron maderas duras de especies nativas, tales como lapacho, quebracho, virapitá, anchico, etc. Estas maderas tienen un excelente comportamiento estructural, pero no resultan convenientes para reforestación, ya que son de lento crecimiento y por ello, su utilización pone en riesgo el equilibrio ecológico de las regiones donde estas se encuentran.

Es interés de los profesionales dedicados al estudio de las especies de madera de reforestación (por ejemplo: eucaliptus grandis, pino paraná, pino tadea, pino elliotis) que se difunda el uso de estas, las cuales son de rápido crecimiento y tienen muy buen comportamiento estructural.

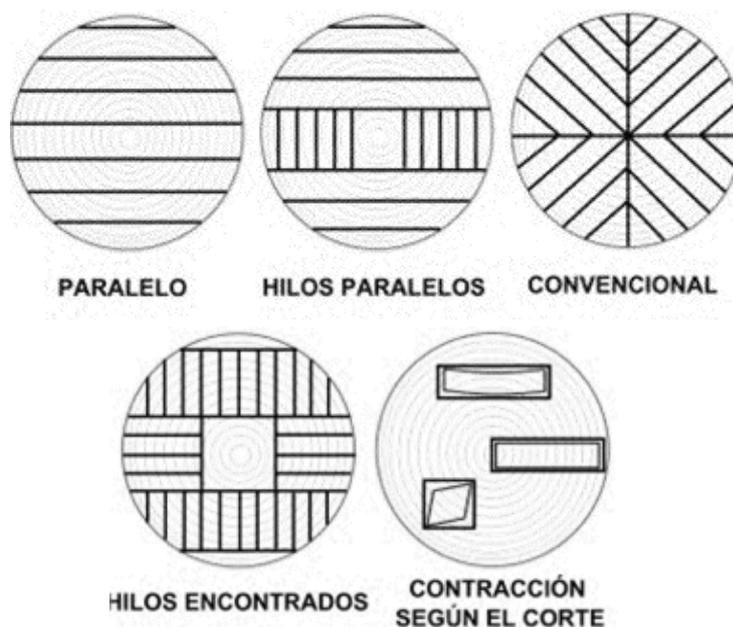
ESTRUCTURA DE LA MADERA

La sección transversal muestra anillos que marcan el proceso de crecimiento.

El tronco está formado por fibras fundamentalmente longitudinales. Las fibras están formadas por "haces" de células tubulares huecas.

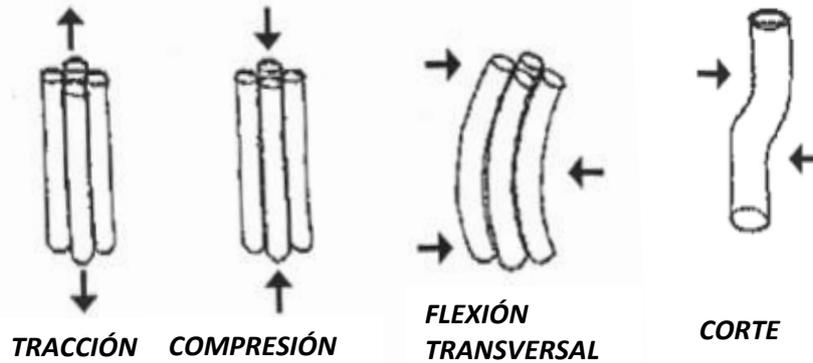


Las piezas macizas se cortan según el eje longitudinal del tronco.

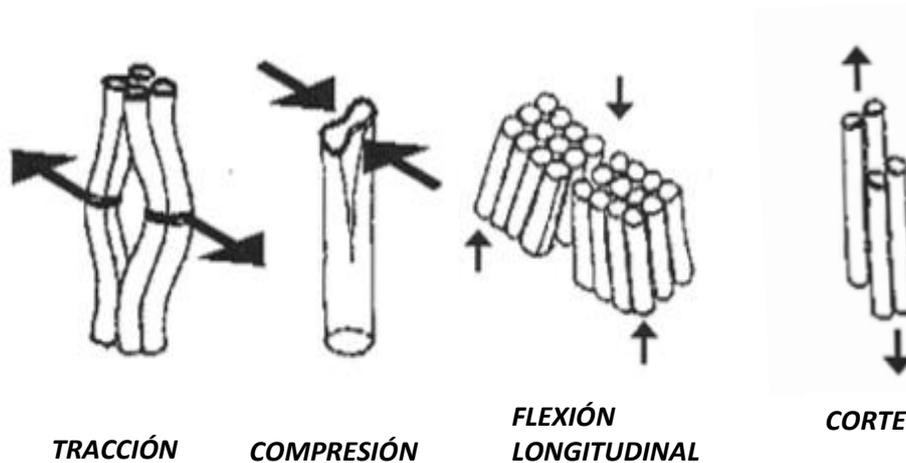


CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS - COMPORTAMIENTO DE LA MADERA FRENTE A SOLICITACIONES

El comportamiento mecánico de la madera es distinto según la fuerza aplicada sea paralela o perpendicular a las fibras y según el tipo de sollicitación.



Buena resistencia a tracción y compresión paralela a las fibras y a flexión y corte en dirección perpendicular a las mismas.

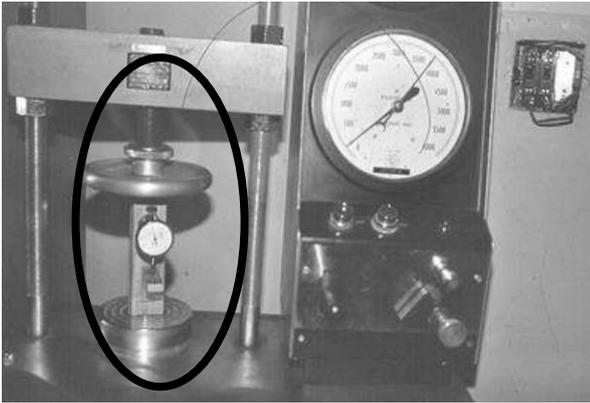


Poca resistencia a tracción y compresión en sentido perpendicular a las fibras y a flexión y corte en dirección paralela a las fibras.

En resumen, la madera es un **material anisótropo** (comportamiento distinto según la dirección de aplicación de la acción) y **heterogéneo**. Esto obliga a considerar propiedades mecánicas diferentes, por lo menos en dos direcciones: paralela y perpendicular a las fibras, constituyendo esta la principal diferencia de comportamiento frente a otros materiales utilizados en estructuras, como el acero y el hormigón.

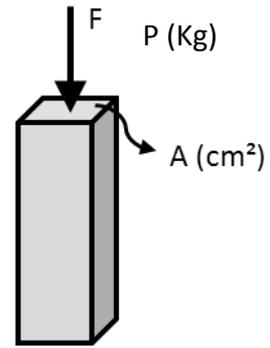
RESISTENCIA DE LA MADERA - TENSIONES DE DISEÑO DE REFERENCIA (F)

La tensión última capaz de soportar cada tipo de madera, en distintas direcciones y clasificadas según lugar de procedencia, se determina aplicando esfuerzos de tracción, flexión o compresión en muestras tomadas al efecto y en máquinas de prueba. A partir de la repetición de varios ensayos (mínimo seis) y de la utilización de la estadística, se obtiene lo que se denomina **Tensión de Diseño de Referencia (F)** del tipo de madera ensayado, que se define como aquella que corresponde a la probabilidad de que el 95% de las probetas ensayadas supere ese valor de resistencia.



Ensayo de probeta a compresión

$$F \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = \frac{P(kg)}{A(cm^2)}$$



Se determinan valores promedios de deformación específica que se representan en diagramas de tensión-deformación.

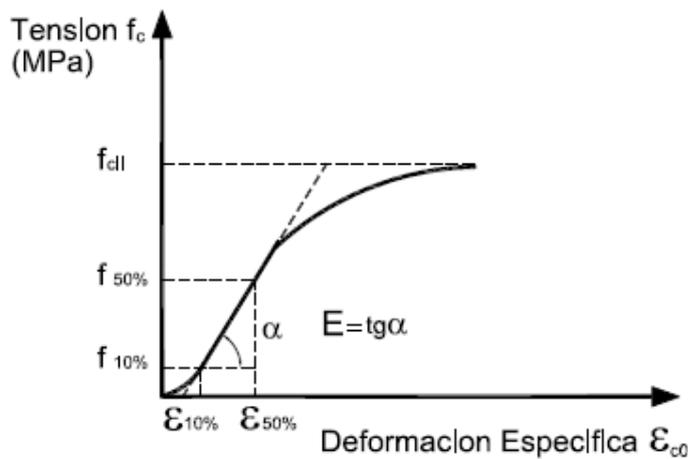


Diagrama de Tensión-Deformación Específica para la determinación de la Resistencia a compresión paralela a las fibras.

En forma simplificada se puede considerar que la madera es **elástica hasta la rotura**, es decir, que existe una **relación lineal entre tensiones y deformaciones específicas**. Esa relación, como se explicó en el capítulo anterior, es el **Módulo de Elasticidad**.

La **Tensión de Diseño de Referencia (F)** es una tensión obtenida por ensayos de probetas, libres de defectos, con un valor de humedad controlada y condiciones que pueden diferir de las estructuras reales, construidas fuera del laboratorio.

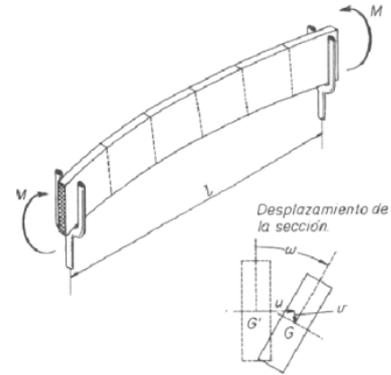
TENSIÓN DE DISEÑO AJUSTADA (F')

Para obtener la **Tensión de Diseño de Ajustada (F')** (también llamada Resistencia de Diseño Ajustada) las tensiones de referencia se deben multiplicar por una serie de factores de ajuste.

Los factores de ajuste tienen que ver con las condiciones particulares que tendrá la estructura calculada y son:

- Factor de ajuste por duración de la carga (C_D).
La madera tiene la propiedad de soportar cargas máximas sustancialmente mayores cuando estas actúan durante un tiempo breve que cuando lo hacen durante un lapso prolongado.

- Factor de condición de servicio (C_M)
La madera es un material higroscópico, es decir, que tiende a absorber o perder agua según la humedad relativa ambiente.
- Factor de temperatura (C_t)
Ante un aumento de temperatura, la resistencia de la madera disminuye, pero al mismo tiempo disminuye la humedad, lo cual es favorable. Cuando la temperatura disminuye, todo este proceso ocurre exactamente al revés.
- Factor de estabilidad lateral (C_L)
En un elemento sometido a flexión existe el riesgo de pandeo lateral, es decir, que si el elemento flexionado no está vinculado a un plano rígido en su borde comprimido puede deformarse hacia los costados, volcarse o torsionarse.
Este coeficiente está determinado por la relación altura/ancho de la sección (esbeltez de la sección), por las condiciones de vínculo, tipo y posición de la carga.
Para relaciones:
 - $1 < \frac{d}{b} \leq 2 \rightarrow CL = 1$
 - $2 < \frac{d}{b} \leq 5$ y se asegura la vinculación del borde comprimido de la viga a un plano rígido $\rightarrow CL = 1$
- Factor de tamaño (C_F)
Están involucradas las dimensiones de la sección del componente.
- Factor de distribución de carga (C_r)



En conclusión, en tipologías sencillas, viviendas o estructuras simples, considerando sólo las cargas gravitatorias, en entornos con condiciones de humedad normales y temperaturas menores a 40º, en ambientes cubiertos o semi-cubiertos y respetando las relaciones de altura/ancho de secciones entre 1 y 5, los factores de ajuste pueden considerarse iguales a 1.

Por lo tanto, la **Tensión de Diseño de Referencia** se considera, para estos casos, **igual a la Tensión de Diseño de Ajustada ($F = F'$)**.

MÓDULO DE ELASTICIDAD AJUSTADO (E')

Para el cálculo de las deformaciones de un material es necesario conocer su rigidez a través del valor del **Módulo de Elasticidad (E)**.

En el caso de los distintos tipos de madera se debe impactar el Módulo de Elasticidad con los coeficientes de ajustes ya descriptos. Sin embargo, para estructuras sencillas y casos corrientes se puede aceptar que el **Módulo de Elasticidad** sea **igual al Módulo de Elasticidad Ajustado ($E=E'$)**

VALORES DE RESISTENCIAS, MÓDULOS DE ELASTICIDAD Y PESOS ESP.

El CIRSOC 601 brinda tablas con los valores de **Tensiones de Diseño de Referencia (F)** de maderas aserradas y laminadas, así como **Módulos de Elasticidad (E)** y los **Pesos específicos (Pe)** para diferentes especies de reforestación de nuestro país.

Por razones pedagógicas, en esta instancia, se han confeccionado las siguientes tablas que sintetizan las publicadas en el Reglamento.

MADERA ASERRADA

(Tensiones de diseño, Módulo de elasticidad, Pesos específicos)

ESPECIE	CLASE	PROCEDENCIA	F'_b (Kg/cm ²)	F'_v (Kg/cm ²)	F'_c (Kg/cm ²)	E' (Kg/cm ²)	P_e (Kg/m ³)
Eucaliptus grandis	2	Mesopotamia	75	8	66	72.000	430
Pino Paraná	2	Misiones	66	7	63	77.000	390
Pino Tadea y Eliotis	2	N.O. argentino	32	4	45	43.000	390

MADERA LAMINADA ENCOLADA

(Tensiones de diseño, Módulo de elasticidad, Pesos específicos)

ESPECIE	CLASE	PROCEDENCIA	F'_b (Kg/cm ²)	F'_v (Kg/cm ²)	F'_c (Kg/cm ²)	E' (Kg/cm ²)	P_e (Kg/m ³)
Eucaliptus grandis	2	Mesopotamia	66	8	66	78.000	430
Pino Paraná	2	Misiones	63	7	63	78.000	400
Pino Tadea y Eliotis	2	N.O. argentino	41	4	41	45.000	390

Se recuerda que se considera, para tipologías corrientes:

Tensión de Diseño de Referencia (F) = Tensión de Diseño Ajustada (F')

Módulo de Elasticidad (E) = Módulo de Elasticidad Ajustado (E')

F'_b (Kg/cm²): Tensión de Diseño en Flexión de Referencia/Ajustada

F'_v (Kg/cm²): Tensión de Diseño en Corte paralelo a las fibras de Referencia/Ajustada

F'_c (Kg/cm²): Tensión de Diseño en Compresión paralela a las fibras de Referencia/Ajustada

E' (Kg/cm²): Módulo de Elasticidad de Referencia/Ajustada (vigas cargadas en estado seco y cuya condición de servicio corresponde al estado seco)

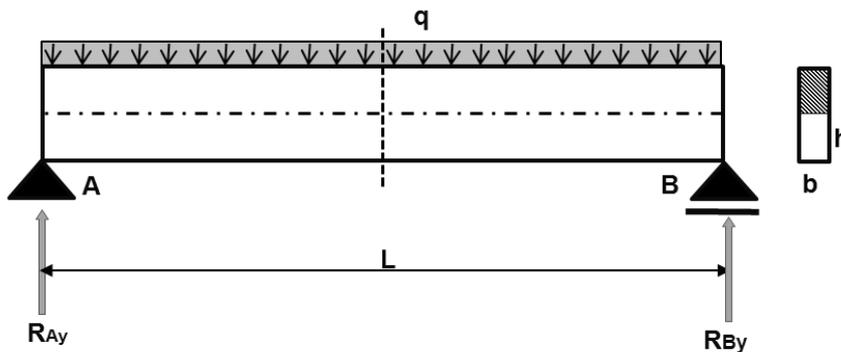
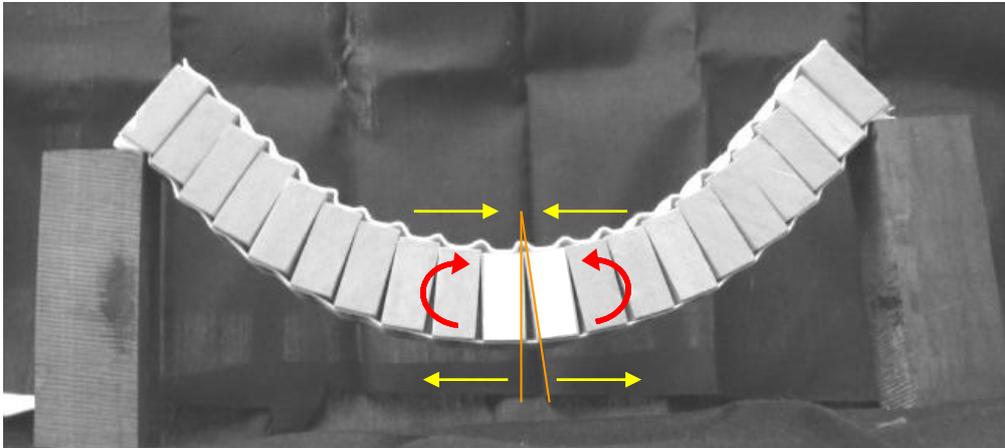
P_e (Kg/m³): Peso Específico

Se aclara, que se impulsan estudios o investigaciones que apunten a obtener valores de resistencia y módulos de elasticidad de otras especies arbóreas de reforestación.

DIMENSIONADO

FLEXIÓN (ESFUERZOS INTERNOS)

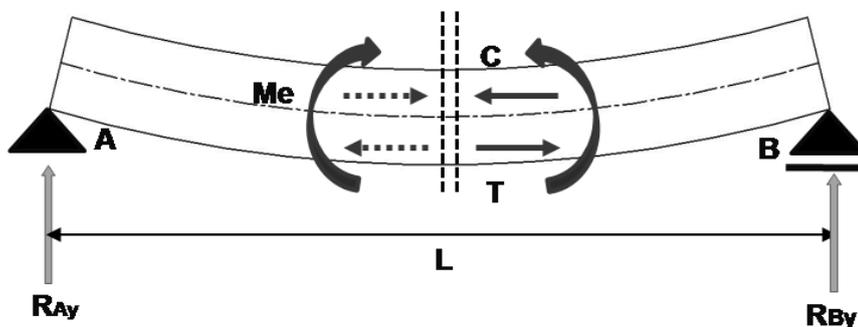
Se considera una viga de madera de sección rectangular con un esquema de cargas y reacciones como el graficado.



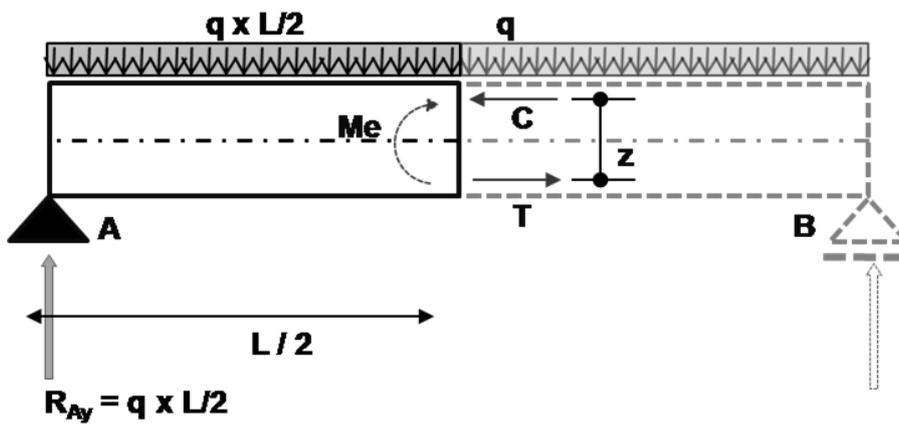
El fenómeno físico es el siguiente:

Al actuar las cargas exteriores, por acción del momento flector externo (M_e) actuante, una sección cualquiera (S_1) comienza a girar relativamente con respecto a otra (S_2). El material se deforma. Las fibras superiores se acortan (se comprimen) y las fibras inferiores se alargan (se traccionan). Las fibras que no se deforman se ubican sobre la línea neutra.

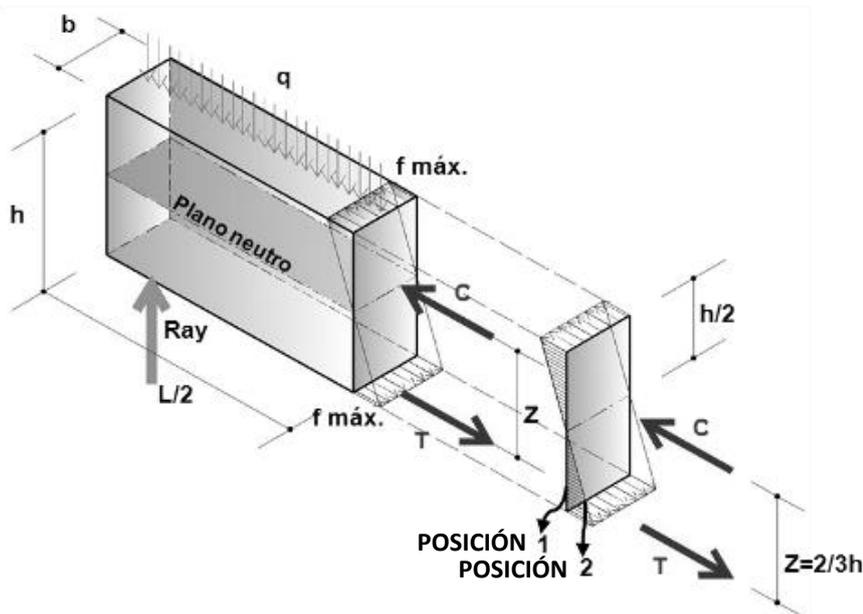
La oposición a deformarse del material genera fuerzas internas que crecen con la deformación. Esas fuerzas interiores de compresión y tracción están a una distancia entre ellas y generan un momento interno (M_i).



Cuando este momento alcanza el valor suficiente para equilibrar el momento externo, la sección no gira más pues se restableció el equilibrio y la viga termina su deformación.



Se analiza lo que ocurre en la sección S_1 sometida a un momento flector externo M_e . La sección gira alrededor del eje neutro. La Ley de Navier-Bernoulli (comprobada experimentalmente), dice que si la sección era plana antes de deformarse la viga, la sección se conserva plana después de la deformación.

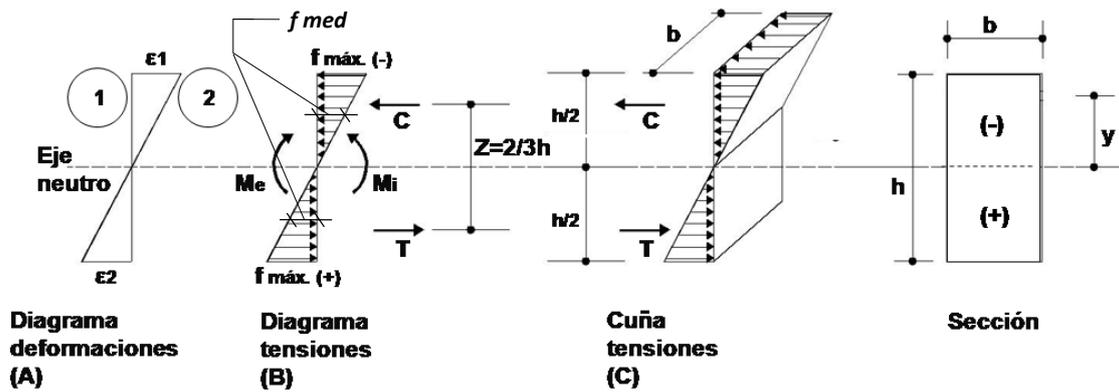


Si la forma seccional es simétrica (como en este caso: rectángulo) y el material se comporta igual a tracción y a compresión (como en este caso: madera) el eje neutro se ubica a la mitad de la altura de la sección.

Cuando la sección gira pasa de la posición 1 a la posición 2. Las fibras sufren deformaciones (ϵ) indicadas en el diagrama (A). Al mantenerse la sección plana, las deformaciones tienen una variación lineal y son proporcionales a la distancia de la fibra al eje neutro.

La oposición a deformarse del material frente al giro de la sección, genera tensiones (f) internas normales (perpendiculares) a la sección (B). Como existe una proporcionalidad entre tensiones (f) y deformaciones (ϵ), al considerar a la madera un material elástico, el diagrama de tensiones también es lineal. La tensión en una fibra es proporcional a su distancia al eje neutro. Por lo tanto, las máximas tensiones se producen en las fibras más alejadas del eje neutro y si el eje neutro está ubicado a la mitad de la altura de la sección, las máximas tensiones de compresión y tracción son iguales. La suma de todas las fuerzas (resultante) interiores de compresión y de tracción son las fuerzas interiores C y T. Las fuerzas C y T están ubicadas a una distancia z ($2/3 h$ porque el diagrama es triangular) y generan un Momento Interno que se opone al Momento Flector Externo. Cuando el Momento Interno alcanza el valor del Momento Externo, se restituye el equilibrio y la sección no se deforma más.

Para que ello ocurra se debe tener en cuenta el material de la viga, la forma y dimensiones de la misma.



De acuerdo al diagrama de tensiones (B) las tensiones son máximas en los bordes superior e inferior de la sección y nulas en el eje neutro, por lo que por lo que podemos considerar que la tensión media (diagrama triangular) es:

$$f_{med} = \frac{1}{2} f_{max}$$

Dado que la suma de fuerzas horizontales en la sección debe ser nula, la fuerza total de compresión **C**, en la mitad superior de la sección recta tiene que ser igual a la fuerza total de tracción **T** en la mitad inferior. Por lo tanto el momento resistente está constituido por el par que forman las fuerzas **T** y **C** iguales y opuestas. La magnitud de cada una de las fuerzas es igual al producto del esfuerzo medio (f_{med}) por el área. Por consiguiente se tiene:

$$T = C = f_{med} \times \text{area} = \frac{1}{2} f_{max} \times b \times \frac{h}{2}$$

Las fuerzas **C** y **T** actúan en el centro de gravedad de la carga triangular. El brazo de palanca del par resistente es $z = 2/3h$.

Igualando el momento flexionante (M_e) al momento resistente (M_i) resulta:

$$M = M_{res} = C \cdot z = T \cdot z = \frac{1}{2} f_{max} \cdot b \cdot \frac{h}{2} \cdot z$$

$$M = C \cdot z = T \cdot z = \frac{1}{2} f_{max} \cdot b \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot h$$

$$M = f_{max} \cdot b \cdot \frac{h^2}{6} \quad \left(\text{S} \right) \quad S = b \cdot \frac{h^2}{6}$$

Módulo Resistente Elástico (S) es una característica geométrica de la sección que determina la resistencia a flexión de una barra en régimen elástico. Depende de la forma y dimensiones de la sección. (Se le asigna el subíndice "x" o "y" según sea el eje de la pieza que se esté considerando).

Entonces: $M = f_{max} \cdot S$

o': $f_{max} = \frac{M}{S}$

En madera llamamos fb a la tensión producida por flexión, por lo tanto:

$$M = fb \cdot S \quad \text{ó} \quad fb = \frac{M}{S}$$

Con las unidades correspondientes:

$$M(\text{kg} \cdot \text{cm}) = fb(\text{kg}/\text{cm}^2) \cdot S(\text{cm}^3)$$

$$fb(\text{kg}/\text{cm}^2) = \frac{M(\text{kg} \cdot \text{cm})}{S(\text{cm}^3)}$$

Para una sección rectangular el Módulo Elástico es el planteado o puede obtenerse en la TABLA 3 si las secciones son rectangulares. Para otras formas (circulares, triangulares, etc) el Módulo Elástico puede encontrarse en la TABLA 4.

Si se analiza la fórmula planteada $f_b = \frac{M}{S}$, se ve que si el Módulo Elástico aumenta, la tensión disminuye. Significa que una sección de mayores dimensiones es más resistente que una menor.

La ecuación $f_b(\text{kg/cm}^2) = \frac{M(\text{kgcm})}{S(\text{cm}^3)}$, es fundamental para el dimensionado y verificación de secciones de piezas de madera.

La **Tensión originada por el momento flector, f_b** , (DEMANDA) no debe exceder en ningún caso, la **Tensión de Diseño en Flexión Ajustada, F'_b** , (CAPACIDAD, se obtiene de tabla)
 $f_b \leq F'_b$

Para conocer la sección necesaria de una viga se puede seguir dos caminos:

1. Estimar sus dimensiones y VERIFICAR la tensión que se produce en la barra:

$$f_b \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = \frac{M(\text{kg} \cdot \text{cm})}{S(\text{cm}^3)} \rightarrow S = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

se debe controlar que $f_b \leq F'_b$ (se obtiene de tabla)

2. DIMENSIONAR la barra en función de "su capacidad":

Calcular el módulo estático necesario:

$$S(\text{cm}^3) = \frac{M(\text{kg} \cdot \text{cm})}{F'_b(\text{kg/cm}^2)}$$

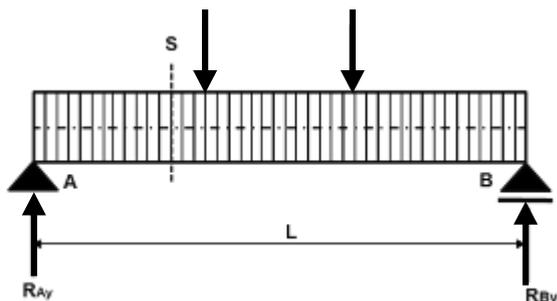
Siendo M el momento flector solicitante (M_e) y F'_b la Tensión de Diseño en Flexión Ajustada (tabla). Se busca una sección con un módulo elástico S igual o superior (de tabla o proponiendo una dimensión y calculando la otra sabiendo que $S = \frac{b \cdot h^2}{6}$)

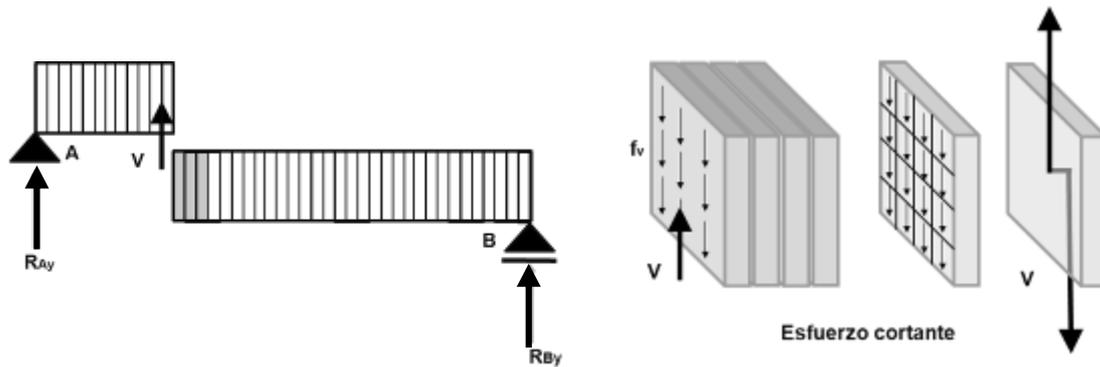
CORTE (ESFUERZOS INTERNOS)

La acción del esfuerzo de Corte (V) en una sección cualquiera, debe ser equilibrada por tensiones cortantes internas (f_v) que aparecen al deformarse la viga.

Para restablecer el equilibrio y que finalice la deformación de la viga, la resultante de las tensiones de corte en la sección debe equilibrar al esfuerzo de corte externo.

$$V(\text{Kg}) = \Sigma f_v(\text{Kg/cm}^2) \cdot \Sigma \text{áreas unitarias}(\text{cm}^2)$$

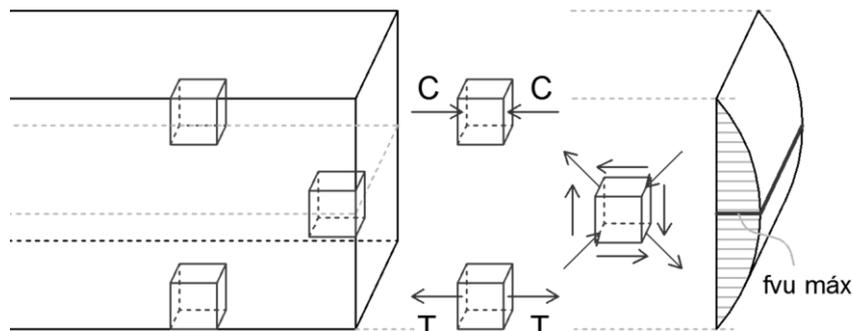




Si se considera un pequeño elemento ubicado en el eje neutro de la viga, sobre él sólo actúan tensiones cortantes y rasantes, pues las normales (debidas al momento) son nulas.

En cambio, en las fibras superiores e inferiores de la sección las tensiones rasantes deben ser nulas, pues de otra forma habría una tensión vertical actuando en la superficie de la viga que no podría ser equilibrada. Sólo actúan las tensiones normales (debidas al momento)

Partiendo de lo dicho, un análisis matemático puede demostrar que, en una sección rectangular, el diagrama de tensiones de corte es parabólico.



Si se divide el esfuerzo de corte (V) por el área de la sección de la viga que debe resistir este esfuerzo de corte, resulta una tensión de corte media.

$$f_v \text{ media } (kg/cm^2) = \frac{V (Kg)}{b (cm) \cdot h (cm)}$$

La tensión máxima de corte es mayor que la tensión media, siendo su valor máximo en el plano del eje neutro desde donde disminuye hacia los bordes según una ley parabólica.

Se puede demostrar que para una sección rectangular de madera o acero:

$$f_v \text{ máx } (kg/cm^2) = 1,5 \frac{V (Kg)}{b (cm) \cdot h (cm)}$$

La **Tensión de Corte paralela a la dirección de las fibras**, f_v , producida por el esfuerzo de Corte actuante, V , (DEMANDA) no debe exceder en ningún caso la **Tensión de diseño en corte paralelo a las fibras ajustada**, F'_v (CAPACIDAD, se obtiene de tabla).

No se requiere una comprobación de las tensiones de corte en dirección perpendicular a las fibras

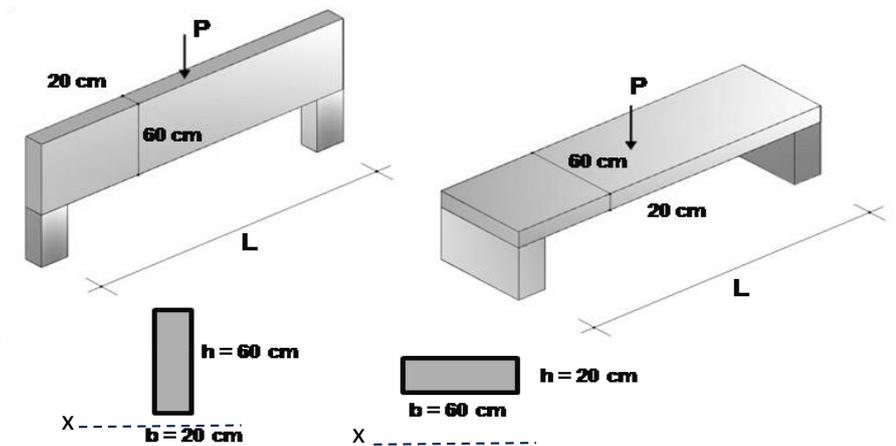
$$f_v \leq F'_v$$

DEFORMACIONES EN VIGAS - MOMENTO DE INERCIA



A los efectos de completar el proceso de dimensionado y verificación de una viga flexada se deben verificar las **deformaciones** (flechas) que experimenta.

En las vigas de acero y de madera muchas veces las deformaciones (flechas) son las que determinan las dimensiones necesarias. Esto se explica en el caso de la madera, por su menor Módulo de Elasticidad (E) y en el caso del acero por su elevada resistencia que lleva a menores dimensiones de la sección.

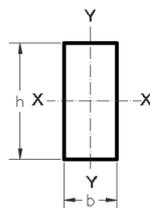


En el gráfico anterior, las cargas de las vigas, sus secciones y luces son iguales. Las deformaciones no son iguales, sino que dependen de la disposición del material de cada una. Esto significa que la rigidez (capacidad de oponerse a una deformación) de una pieza que trabaja a flexión, no depende solamente de la cantidad de material que tiene su sección transversal, sino, también de la manera en cómo el material está dispuesto a lo ancho y a lo largo de dicha sección. Conviene, que el material esté lo más alejado posible del plano del eje neutro, ya que la capacidad de una viga a flexión, independientemente del material de que está hecha, crece mucho más si se aumenta la altura que si se aumenta el ancho. Conviene, pues, vigas de poco ancho y bastante altura, siempre que factores funcionales o arquitectónicos no se opongan a ello.

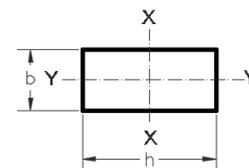
El Momento de Inercia es la característica de la sección resistente que expresa la capacidad de resistir deformaciones por flexión.

Para una sección rectangular el momento de inercia es:

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



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

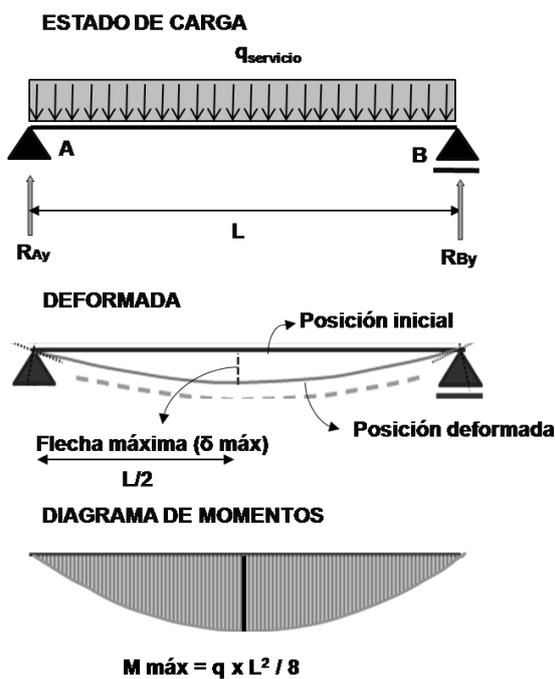


En la Tablas se dan las fórmulas para obtener el Momento de Inercia de distintas formas seccionales.

Por acción del momento flector las secciones giran y la acumulación de giros produce el descenso de la viga. El mayor descenso (flecha) se produce, cuando las cargas están centradas, en el centro de la luz.

Se puede demostrar que el máximo descenso elástico (flecha) para el caso de una viga simplemente apoyada, con una carga uniformemente distribuida es:

$$\delta(cm) = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s(kg/cm) \cdot L^4(cm^4)}{E(kg/cm^2) \cdot I_x(cm^4)}$$



Se analiza la fórmula:

1. La flecha (δ) es directamente proporcional a la carga (q_s) y a la potencia cuarta de la luz (L). Como se ve la luz tiene una enorme importancia en la flecha.

2. La flecha (δ) es inversamente proporcional al Módulo de Elasticidad (E), que mide la oposición a deformarse de cada material, y al Momento de Inercia (I), el cual depende de la forma, dimensiones y disposición de material en la sección con respecto al eje neutro.

En las Tablas están las fórmulas para obtener la flecha máxima de vigas en función del tipo de apoyos y cargas.

Los valores obtenidos deben ser menores a las flechas admisibles fijadas por el Reglamento.

$$\delta_{m\acute{a}x} \leq \delta_{adm}$$

Flechas admisibles (δ_{adm}) fijadas por reglamento, (de manera simplificada):

L/300 para vigas en general.

L/150 para voladizos.

Se aclara que la deformación máxima admisible de una viga se debe establecer de acuerdo con el tipo de estructura y los requerimientos del proyecto. Se deben tener en cuenta las posibilidades de ocasionar daños a los recubrimientos, afectar el confort y/o la estética.

CUADRO RESUMEN DEL PROCESO DE DIMENSIONADO Y VERIFICACIÓN A FLEXIÓN Y CORTE

ACCIONES PERMANENTES (q_D) Y VARIABLES (q_L)	
Predimensionado Análisis de cargas Cálculo de reacciones	CARGAS DE SERVICIO



DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS DE SECCIÓN -(SE CONSIDERAN CARGAS DE SERVICIO S/CIRSOC 601) $M_S - V_S$
--



<p>VERIFICACIÓN/DIMENSIONADO A FLEXIÓN-(SE CONSIDERAN CARGAS DE SERVICIO S/CIRSOC 601)</p> <p>Si se conocen las dimensiones (VERIFICACIÓN): $f_b(Kg/cm^2) = \frac{M(Kcm)}{S(cm^3)} \leq F'_b(Kg/cm^2)$</p> <p>Si no se conocen las dimensiones (DIMENSIONADO): $S(cm^3) = \frac{M(kcm)}{F'_b(Kg/cm^2)}$</p> <p>$F'_b$ (Tensión de diseño en flexión ajustada): Se obtiene de Tabla (Madera)</p> <p>$S(cm^3) = b \cdot \frac{h^2}{6}$ Para sección rectangular se busca la sección en Tabla o se despeja la fórmula.</p>
--



<p>VERIFICACIÓN AL CORTE-(SE CONSIDERAN CARGAS DE SERVICIO S/CIRSOC 601)</p> <p>Sección rectangular: $f_v(Kg/cm^2) = \frac{1,5 V_s(Kg)}{b(cm) \times h(cm)} \leq F'_v$</p> <p>$F'_v$ (Tensión de diseño en corte paralelo a las fibras ajustada): Se obtiene de Tabla (Madera)</p>



<p>VERIFICACIÓN DE DEFORMACIÓN-(SE CONSIDERAN CARGAS DE SERVICIO S/CIRSOC 601)</p> <p>Flecha: $\delta_{m\acute{a}x}(cm) \leq \delta_{adm}(cm)$</p> <p>FLECHAS ADMISIBLES (δ_{adm})</p> <p>L/300 para vigas en general. L/150 para voladizos. En TABLA 5 están las fórmulas para calcular $\delta_{m\acute{a}x}$ en vigas en función de tipo de apoyo y cargas.</p>

Si la sección **no** es rectangular ver Tablas para obtener el Módulo Elástico (S), el Momento de Inercia (I) y otros datos.

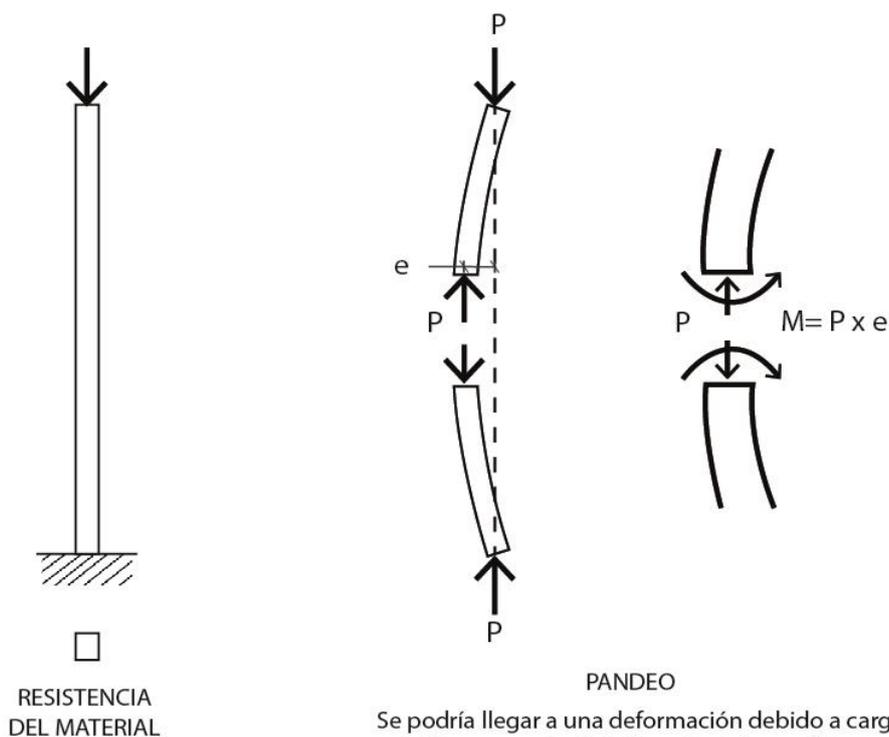
ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A COMPRESIÓN AXIL

La estructura en su conjunto y cada uno de los elementos que la componen deben permanecer en equilibrio estable frente a las sollicitaciones que resultan del análisis de acciones a las que estará sometida durante su vida útil.

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.

Su mal funcionamiento puede ocasionar problemas que impidan al mecanismo estructural transmitir al suelo de fundación toda acción aplicada.

Una barra (columna) empotrada en su extremo inferior y sometida en su extremo superior a una carga P , de compresión, puede fallar por agotamiento de la **resistencia** del material (relación entre carga, sección y resistencia del material empleado) o por **pandeo** (deformaciones transversales a la barra que provocan una situación de inestabilidad del equilibrio que conduce al colapso, sin previo aviso).



Se podría llegar a una deformación debido a carga axial P y momento Pe tal que la deformación aumente indefinidamente sin que aumente la carga P

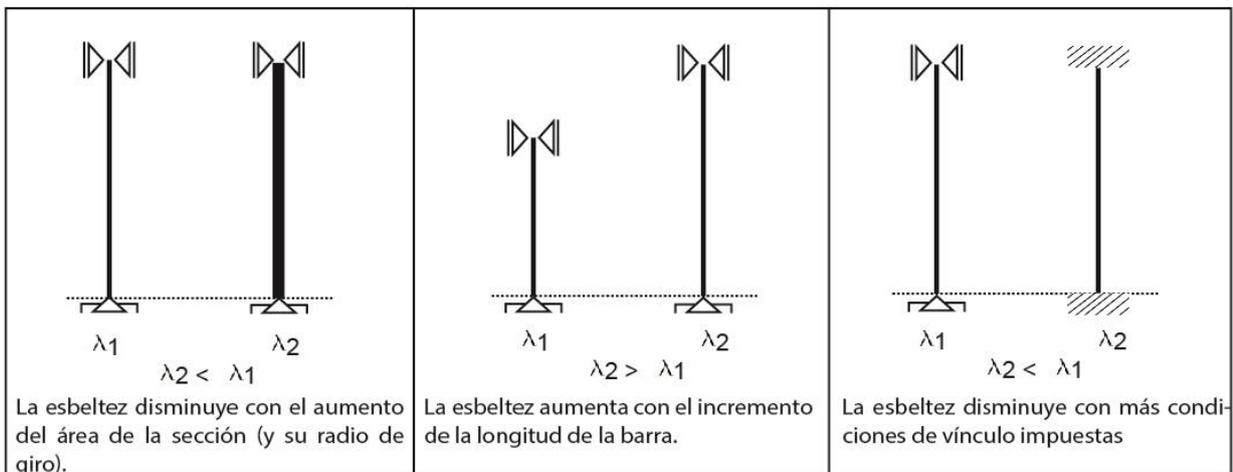
PANDEO

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 columnas son elementos que pueden ser esbeltos. Las variables que intervienen en la esbeltez (λ) de una barra son:

- Longitud: obedece, en general, al diseño arquitectónico.
- Sección: relaciona 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 uniones 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.



Unión columna-viga



Unión columna-fundación

DIMENSIONADO DE COLUMNAS DE MADERA

Para dimensionar una columna de madera se deben considerar los efectos del pandeo, por lo tanto es necesario ajustar la tensión de diseño en compresión paralela a las fibras F'_c a través de un factor C_p que es el factor de estabilidad lateral del miembro comprimido. Este factor reduce la tensión F'_c .

$$F'_{cp} = C_p \times F'_c$$

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:

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

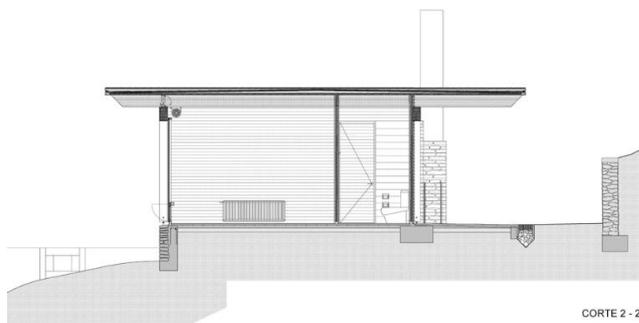
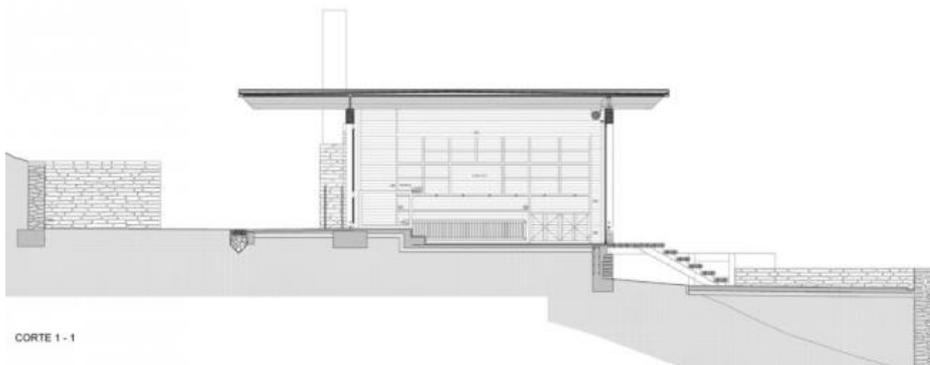
c = es un coeficiente de ajuste igual a 0,8 para madera aserrada y 0.9 para madera laminada estructural

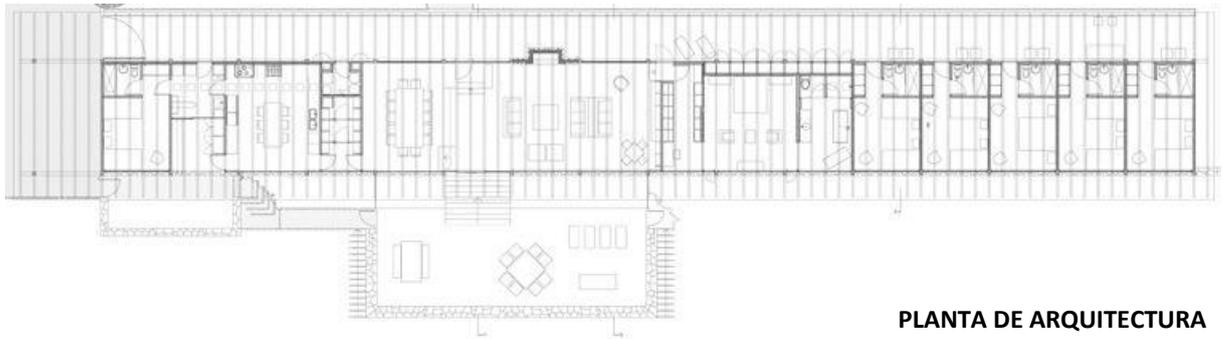
Se desarrollan las siguientes tablas para diferentes tipos de madera que permiten determinar el valor de C_p y F'_{cp} para predimensionar de forma rápida y simplificada componentes sometidos sólo a esfuerzos axiales.

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

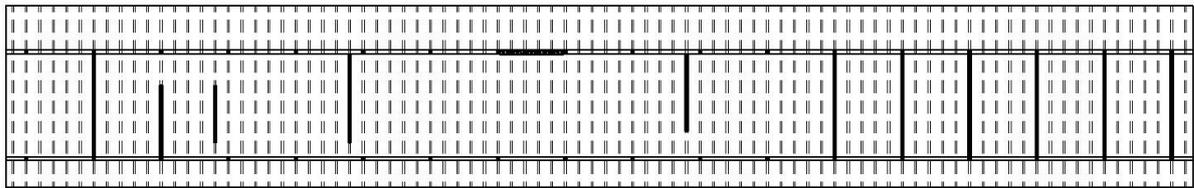
EJERCICIO: DIMENSIONADO Y VERIFICACIÓN en madera

CASA EN EL LAGO RUPANCO- ARQ. IZQUIERDO-LEHMANN





PLANTA DE ARQUITECTURA



PLANTA ESQUEMA ESTRUCTURAL

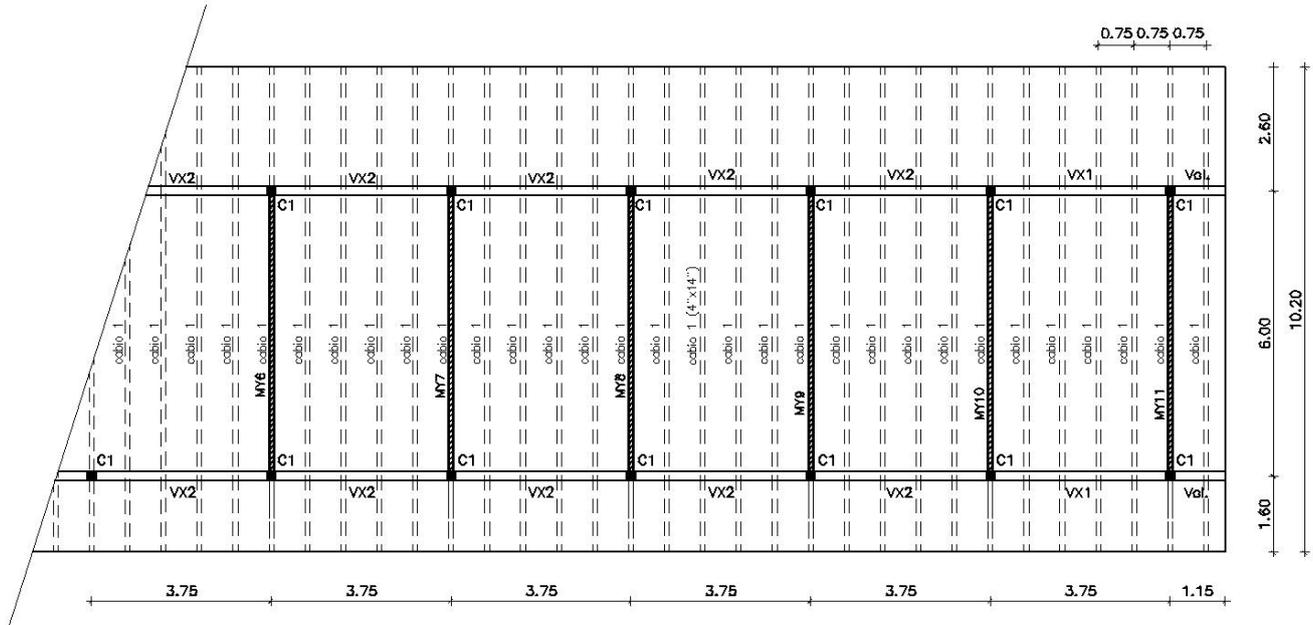
ORGANIZACIÓN ESTRUCTURAL

Se propone la organización del mecanismo estructural: El plano superior está compuesto por cabios horizontales de 10 cm x 35 cm, dispuestos cada 75 cm. El cielorraso es un entablonado de madera adecuadamente clavado sobre los cabios para asegurar que ambos componentes, junto con las placas de madera terciada del techo colocado encima, formen un diafragma rígido.

Estos materiales soportan una cubierta plana impermeabilizada con un techo-jardín plantado con el mismo pasto de la pradera.

El plano superior descrito transmite las cargas gravitatorias a vigas de madera laminada y estas a columnas de 20 cm x 20 cm.

La chimenea de hormigón armado, ubicada en la sala de estar y la serie de tabiques que separan los dormitorios, vinculados al plano superior, forman parte del sistema resistente a fuerzas horizontales.



PLANTA DE ESTRUCTURAS

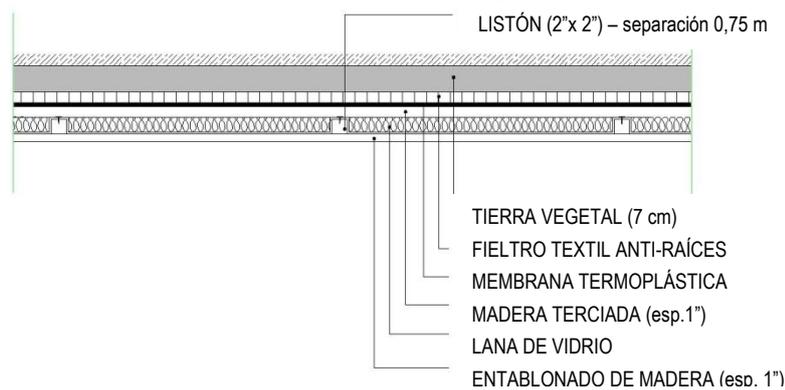
VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN DEL CABIO

Los cables son elementos estructurales **del plano superior** que trabajan a flexión y junto con el resto de los elementos conforman un plano indeformable, si están adecuadamente vinculados. Se dimensionan o se verifican en forma similar a las vigas, teniendo en cuenta que la carga sobre los mismos, son los elementos que se apoyan en éstos.

CÁLCULO DE LA CARGA DE 1M² DE LOS ELEMENTOS QUE APOYAN SOBRE CABIOS

Todos los componentes del mecanismo estructural se consideran de madera laminada encolada o aserrada de *Eucalyptus Grandis*.

El peso específico de la tierra saturada es 2100 Kg/m³



Entablonado de madera	0.025 m x 430 Kg/m ³	10,75 Kg/m ²
Listones de madera	$\frac{(0.05\text{m} \times 0.05\text{m}) \times 430\text{Kg/m}^3}{0.75\text{m}}$	1,43 Kg/m ²
Madera terciada	0.025m x 430 Kg/m ³	10,75 Kg/m ²
Tierra vegetal	0.07m x 2100 Kg/m ³	147,00 Kg/m ²
Carga permanente ó muerta		D= 169,93 Kg/m²
Carga variable ó viva (azotea inaccesible)		+ L=100,00Kg/m²
		q_{serv}= 269,93 Kg/m²

Carga de servicio q_{serv} = 270 kg/m²

ANÁLISIS DE CARGA SOBRE LOS CABIOS

$$q = \frac{\text{sup.} \times q_s}{L}$$

$$q = \frac{(10,2\text{m} \times 0,75\text{m}) \times 270 \text{ Kg/m}^2}{10,2\text{m}} = 202,5 \text{ Kg/m}$$

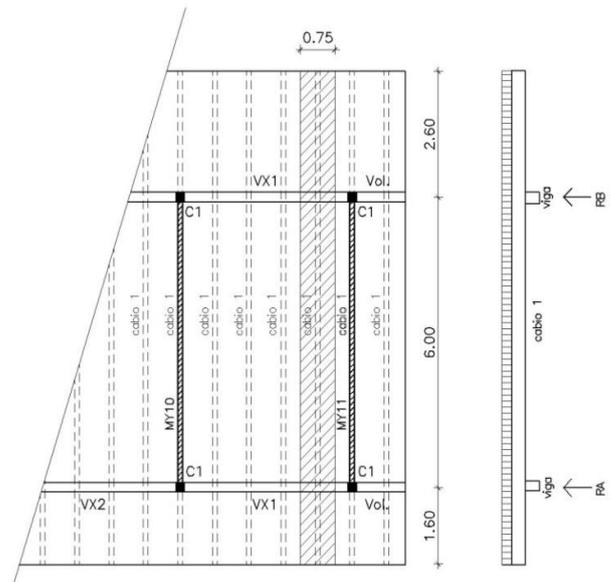
Es equivalente a la luz de influencia por el q_{serv}.

$$q = 0,75 \text{ m} \times 270 \text{ Kg/m}^2 = 202,5 \text{ Kg/m}$$

Peso propio del cable

$$(0,10\text{m} \times 0,35\text{m}) \times 430 \text{ kg/m}^3 = 15,05 \text{ kg/m}$$

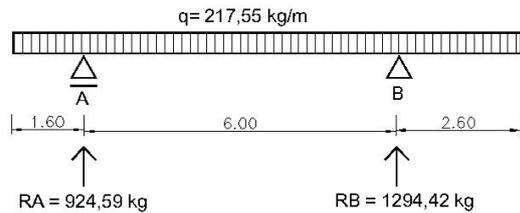
$$q = 202,5 \text{ Kg/m} + 15,05 \text{ kg/m} = 217,55 \text{ kg/m}$$



DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS EN LA SECCIÓN

EQUILIBRIO EXTERNO $\Sigma F_x = 0$ $\Sigma F_y = 0$ $\Sigma M = 0$

DIAGRAMA DE CARGAS



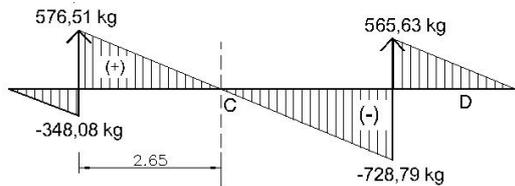
CALCULO DE REACCIONES:

$$\begin{aligned} \Sigma F_y &= 0 \\ MA &= 0 \\ MA &= -(217,55 \text{ kg/m} \times 1,60 \text{ m} \times 0,80 \text{ m}) + (217,55 \text{ kg/m} \times 8,60 \text{ m} \times 4,30 \text{ m}) - RB \times 6,00 \text{ m} = 0 \\ RB &= \frac{-278,46 \text{ kgm} + 8045 \text{ kgm}}{6,00 \text{ m}} = 1294,42 \text{ kg} \\ MB &= 0 \\ MB &= RA \times 6,00 \text{ m} - (217,55 \text{ kg/m} \times 7,60 \text{ m} \times 3,8 \text{ m}) + (217,55 \text{ kg/m} \times 2,60 \text{ m} \times 1,30 \text{ m}) = 0 \\ -RA &= \frac{-6282,84 \text{ kgm} + 735,3 \text{ kgm}}{6,00 \text{ m}} = -924,59 \text{ kg} \\ RA &= 924,59 \text{ kg} \end{aligned}$$

VERIFICACION: $1294,42 \text{ kg} + 924,59 \text{ kg} - 217,55 \text{ kg/m} \times 10,20 \text{ m} = 0$

EQUILIBRIO INTERNO (ESFUERZOS EN LAS SECCIONES DE LA BARRA): $V = \text{corte}$ $M = \text{momento}$

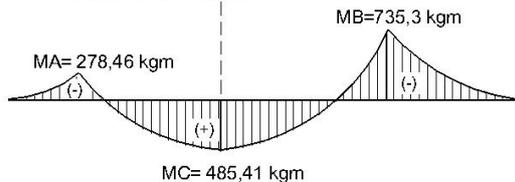
ESFUERZOS DE CORTE



CALCULO DE ESFUERZOS DE CORTE:

$$\begin{aligned} VA_i &= -217,55 \text{ kg/m} \times 1,60 \text{ m} = -348,08 \text{ kg} \\ VAd &= -348,08 \text{ kg} + 924,59 \text{ kg} = 576,51 \text{ kg} \\ VBi &= 576,51 \text{ kg} - 217,55 \text{ kg/m} \times 6,00 \text{ m} = -728,79 \text{ kg} \\ VBd &= -728,79 \text{ kg} + 1294,42 \text{ kg} = 565,63 \text{ kg} \\ VD &= 565,63 \text{ kg} - 217,55 \text{ kg/m} \times 2,60 \text{ m} = 0 \end{aligned}$$

MOMENTO FLECTOR



CALCULO DE MOMENTO FLECTOR:

$$\begin{aligned} MA &= -(217,55 \text{ kg/m} \times 1,60 \text{ m} \times 0,80 \text{ m}) = -278,46 \text{ kgm} \\ MC &= -(217,55 \text{ kg/m} \times 4,25 \text{ m} \times 2,125 \text{ m}) + (924,59 \text{ kg} \times 2,65 \text{ m}) = 485,41 \text{ kgm} \\ MB &= -(217,55 \text{ kg/m} \times 7,60 \text{ m} \times 3,80 \text{ m}) + (924,59 \text{ kg} \times 6,00 \text{ m}) = -735,3 \text{ kgm} \end{aligned}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN

El valor de la **Tensión originada por el momento flector, f_b** , (tensión a la cual estarán sometidas las fibras de borde, DEMANDA) tendrá que ser igual o menor a la **Tensión de Diseño en flexión ajustada, F'_b** , (tensión máxima que puede resistir, CAPACIDAD) para que el cable pueda soportar el momento al que está solicitado.

Cable de madera laminada de Eucalyptus grandis de 4" x 14" (sección prediseñada)



Tensión originada por el momento flector < Tensión de diseño en flexión ajustada

$$f_b = M/S_x < F'_b$$

$M = 73530 \text{ Kgcm}$

$$\begin{aligned} S_x &= \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{10 \text{ cm} \times (35 \text{ cm})^2}{6} = 2041,67 \text{ cm}^3 \\ f_b &= \frac{73530 \text{ Kgcm}}{2041,67 \text{ cm}^3} = 36,01 \text{ kg/cm}^2 < F'_b = 66 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Tabla)} \end{aligned}$$

El cable puede resistir el momento al que está solicitado.

VERIFICA

VERIFICACIÓN A CORTE

El valor de la **Tensión originada por el esfuerzo de corte** f_v (tensión a la que está sometida la sección, DEMANDA) deberá ser menor o igual que la **Tensión de diseño en corte ajustada** F'_v (tensión máxima que puede resistir, CAPACIDAD) para que el cabio pueda soportar el corte al que está solicitada.

Tensión originada por el esfuerzo de corte < Tensión de diseño en corte ajustada

$$f_v = 1,5 V / b x h < F'_v$$

V= 728,79 kg

$$f_v = \frac{1,5 \times 728,79 \text{ Kg}}{10 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}} = 3,12 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < F'_v = 8 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ (de tabla)}$$

El cabio puede resistir el corte al que está solicitado.

VERIFICA

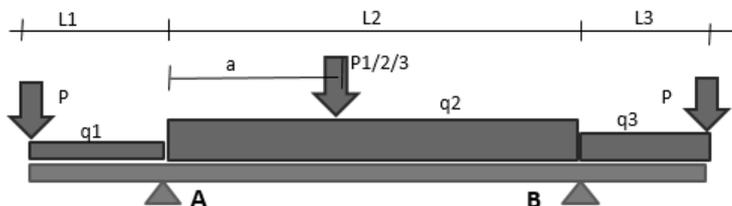
VERIFICACIÓN DE DEFORMACIÓN

En este caso, por tratarse de vigas con voladizos, se utiliza para calcular la **flecha máxima** ($\delta_{\text{máx}}$), la planilla de cálculo Excel (Flechas) elaborada por el Arq. Hugo Bonaiuti.

Para verificar la deformación se utilizan las **cargas de servicio**:

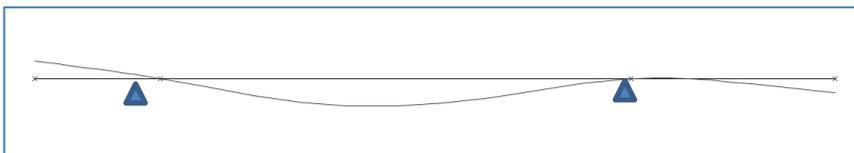
SOLO UN TIPO DE SECCIÓN DEBE TENER DATOS				E (K/cm2)	78000
Sección rectangular	PN I	PN U	Sección no normalizada		
bo (cm)	10	IPN N* (en mm)	UPN N* (en mm)	I (cm4)	VALORES ADOPTADOS PARA EL CÁLCULO
h (cm)	35			h (cm)	
I (cm4)	35729,16667	0	0	S (cm3)	0,0
S (cm3)	2041,666667	0	0	I (cm4)	35729,2
				S (cm3)	2041,7

LOS DATOS SE INGRESAN EN LAS CELDAS VERDES.



DATOS

	Luz (m)	1,60	Luz (m)	6,00	Luz (m)	2,60
Cargas puntuales	P (T)		P1 (T)		P (T)	
			Dist. a (m)			
			P2 (T)			
			Dist. a (m)			
			P3 (T)			
			Dist. a (m)			
Carga distribuida	q (T/m)	0,22		0,22		0,22
Mom. Apoyo	(Tm)	0,28				0,73
Mom. Tramo	(Tm)			0,48		
Flechas δ	(cm)	-0,165		0,487		0,377



Esquema de deformación del cabio

Los datos a introducir son (en celdas verdes):

- Sección
- Módulo de elasticidad ajustado del material. (obtenido de tabla)
- Luz de viga y voladizos
- Cargas de servicio sobre viga (puntual y/o distribuida por tramo)

Se obtiene como resultado la flecha máxima ($\delta_{m\acute{a}x}$).

Tramo

$$\delta_{m\acute{a}x} = 0.487 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} = L/300 (\text{techos en general}) = 600 \text{ cm} / 300 = 2,00 \text{ cm}$$

$\delta_{m\acute{a}x} \leq \delta_{adm}$ (Verifica la deformaci3n)

Voladizo

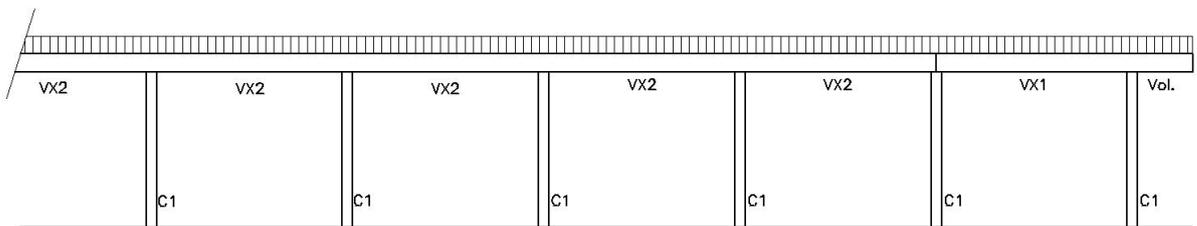
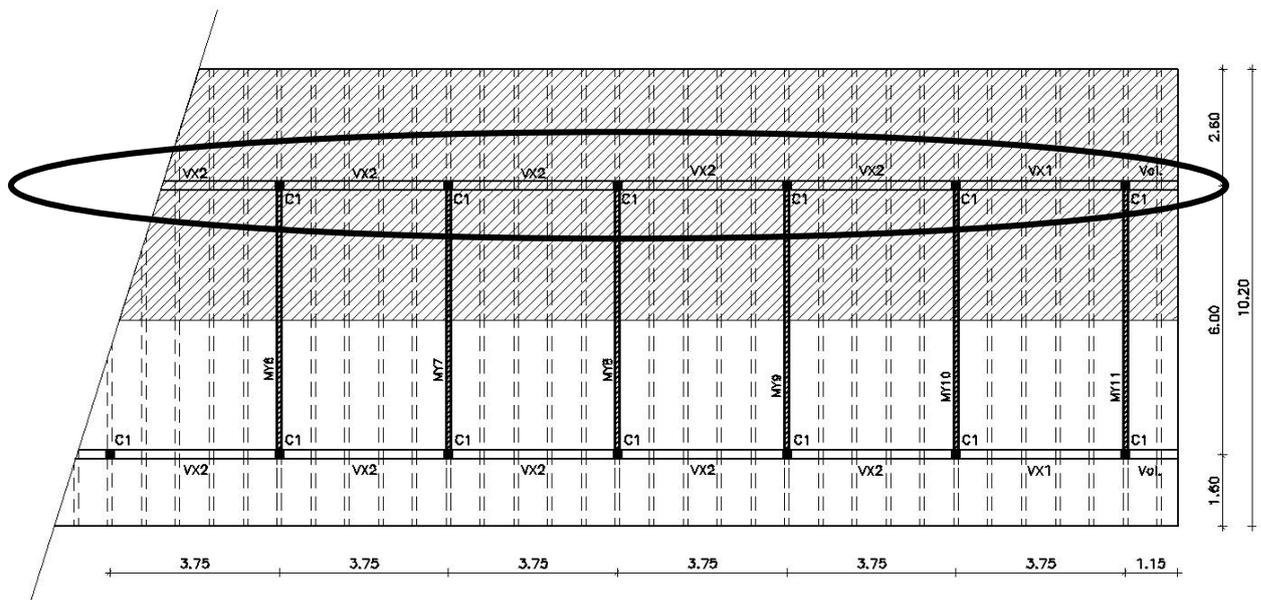
$$\delta_{m\acute{a}x} = 0.377 \text{ cm (el voladizo descende)}$$

$$\delta_{adm} = L/150 = 260 \text{ cm} / 150 = 1,73 \text{ cm}$$

$\delta_{m\acute{a}x} \leq \delta_{adm}$ (Verifica la deformaci3n)

DIMENSIONADO DE LA VIGA X1

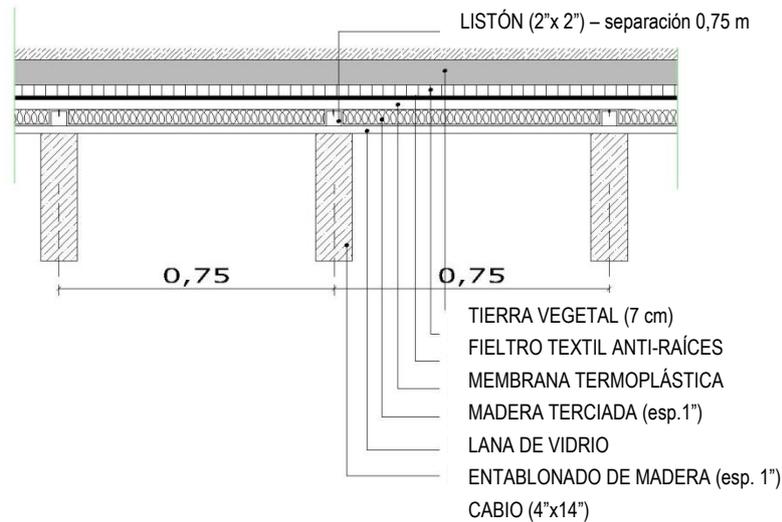
ÁREAS DE INFLUENCIA Y ESQUEMA DE CARGAS SOBRE LAS VIGAS



Cuando las cargas puntuales son iguales y están separadas menos de 1,00 m se puede considerar como una carga repartida. Se calcula la carga que el plano superior trasmite a la viga.

CÁLCULO DE LA CARGA DE 1M² DEL PLANO HORIZONTAL

Todos los componentes del mecanismo estructural se consideran de madera laminada encolada o aserrada de Eucalyptus Grandis.



Cabios de madera	$(0.10\text{m} \times 0.35\text{m}) \times 430 \text{ Kg/m}^3$	20,00 Kg/m^2
0.75m		
Entablonado de madera	$0.025 \text{ m} \times 430 \text{ Kg/m}^3$	10,75 Kg/m^2
Listones de madera	$(0.05\text{m} \times 0.05\text{m}) \times 430\text{Kg/m}^3$	1,43 Kg/m^2
	0.75m	
Madera terciada	$0.025\text{m} \times 430 \text{ Kg/m}$	10,75 Kg/m^2
Tierra vegetal	$0.07\text{m} \times 2100 \text{ Kg/m}^3$	<u>147,00 Kg/m^2</u>
Carga permanente ó muerta		D= 189,93 Kg/m^2
Carga variable ó viva (azotea inaccesible)	+	L = <u>100,00 Kg/m^2</u>
		$q_{\text{serv}} = 289,93 \text{ Kg/m}^2$

Carga de servicio $q_{\text{serv}} = 290 \text{ kg/m}^2$

ANÁLISIS DE CARGAS SOBRE VIGA X1 Y VOLADIZO

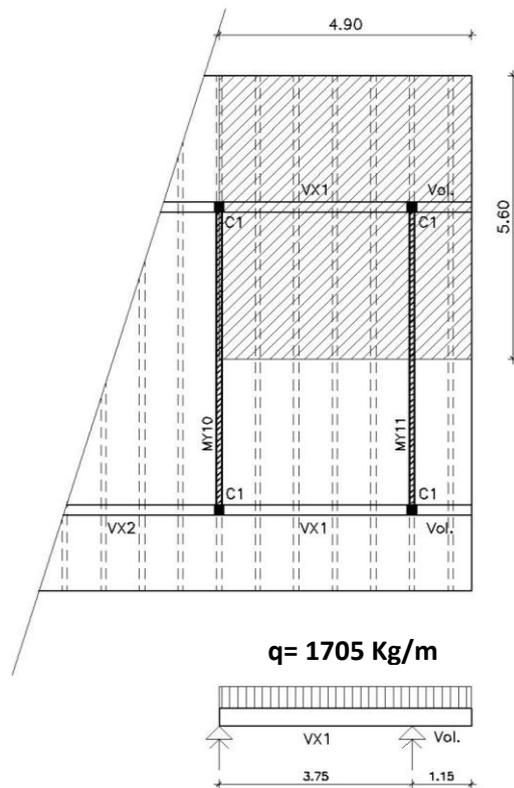
(Se considera simplemente apoyada en las columnas)
 La carga sobre la viga es la carga del área de influencia distribuida en la longitud de apoyo.

$$q = \frac{\text{sup.} \times q_s}{L}$$

$$q = \frac{(4.90\text{m} \times 5,60\text{m}) \times 290 \text{ Kg/m}^2}{4.90\text{m}} = 1624 \text{ Kg/m}$$

Es equivalente a la luz de influencia por q_{serv} .
 $q = 5,60 \text{ m} \times 290 \text{ Kg/m}^2 = 1624 \text{ Kg/m}$

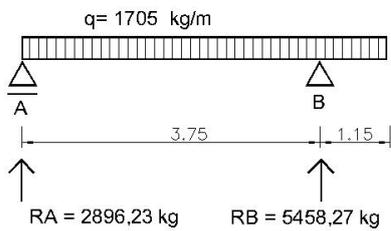
Al no saber la dimensión de la viga se estima un peso propio equivalente al 5% de la carga repartida
 $q = 1624 \text{ Kg/m} \times 1.05 = 1705 \text{ Kg/m}$
 (nota: se puede estimar un porcentaje o proponer una sección y determinar su peso propio)



DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS EN LA SECCIÓN

EQUILIBRIO EXTERNO $\Sigma F_x = 0$ $\Sigma F_y = 0$ $\Sigma M = 0$

DIAGRAMA DE CARGAS



CALCULO DE REACCIONES:

$$\Sigma F_y = 0$$

$$MA = 0$$

$$MA = +(1705 \text{ kg/m} \times 4,90\text{m} \times 2,45\text{m}) - RB \times 3,75\text{m} = 0$$

$$RB = \frac{20468,52 \text{ kgm}}{3,75\text{m}} = 5458,27 \text{ kg}$$

$$MB = 0$$

$$MB = RA \times 3,75\text{m} - (1705 \text{ kg/m} \times 3,75\text{m} \times 1,875\text{m}) + (1705 \text{ kg/m} \times 1,15\text{m} \times 0,575\text{m}) = 0$$

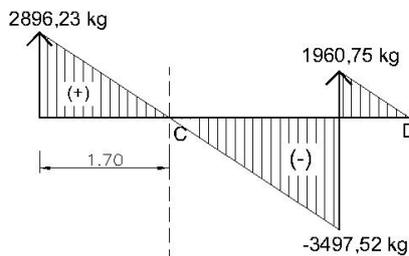
$$-RA = \frac{-11988,28 \text{ kgm} + 1127,43 \text{ kgm}}{3,75\text{m}} = -2896,23 \text{ kg}$$

$$RA = 2896,23 \text{ kg}$$

$$\text{VERIFICACION: } 5458,27 \text{ kg} + 2896,23 \text{ kg} - (1705 \text{ kg/m} \times 4,90\text{m}) = 0$$

EQUILIBRIO INTERNO (ESFUERZOS EN LAS SECCIONES DE LA BARRA): $V = \text{corte}$ $M = \text{momento}$

ESFUERZOS DE CORTE



CALCULO DE ESFUERZOS DE CORTE:

$$VAi = 0$$

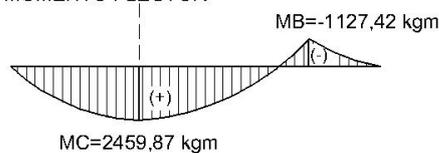
$$VAd = 2896,23 \text{ kg}$$

$$VBi = 2896,23 \text{ kg} - 1705 \text{ kg/m} \times 3,75\text{m} = -3497,52 \text{ kg}$$

$$VBd = -3497,52 \text{ kg} + 5458,27 \text{ kg} = 1960,75 \text{ kg}$$

$$VD = 1960,75 \text{ kg} - 1705 \text{ kg/m} \times 1,15\text{m} = 0$$

MOMENTO FLECTOR



CALCULO DE MOMENTO FLECTOR:

$$MA = 0$$

$$MC = +(2896,23 \text{ kg} \times 1,70\text{m}) - (1705 \text{ kg/m} \times 1,70\text{m} \times 0,85\text{m}) = 2459,87 \text{ kgm}$$

$$MB = +(2896,23 \text{ kg} \times 3,75\text{m}) - (1705 \text{ kg/m} \times 3,75\text{m} \times 1,875\text{m}) = -1127,42 \text{ kgm}$$

DIMENSIONADO DE LA VIGA X1 A FLEXIÓN

Si no se conocen las dimensiones, se calcula el Módulo resistente necesario (S_x):

$$S_x = \frac{M(\text{kgcm})}{F'_b \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)}$$

M: Momento flector máximo, $M = 2459,87 \text{ kgm} = 245987 \text{ kgcm}$

F'_b : Tensión de Diseño en flexión ajustada (se obtiene de Tabla)

En este caso $F'_b = 66 \text{ Kg/cm}^2$ (madera laminada de Eucaliptus Grandis)

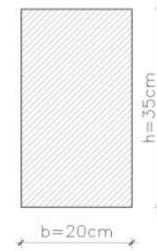
$$S_x = \frac{245987 \text{ Kgcm}}{66 \text{ Kg/cm}^2} = 3727 \text{ cm}^3$$

En la Tabla (madera) se busca la sección rectangular que tenga un Módulo resistente mayor o igual al

calculado o se despeja la fórmula $S_x = \frac{b \times h^2}{6}$, proponiendo una de las dos dimensiones.

Se propone $b=20\text{cm}$ y se despeja h .

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot S_x}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 3727 \text{ cm}^3}{20 \text{ cm}}} = 33,43 \text{ cm}$$



Se adopta una sección de $20\text{cm} \times 35\text{cm}$ ($8'' \times 14''$)

VERIFICACIÓN A CORTE

Tensión originada por el esfuerzo de corte < Tensión de diseño de corte ajustada
 $f_v = 1,5 V / b \times h < F'_v$

$V = 3497,5 \text{ kg}$

$$f_v = \frac{1,5 \times 3497,5 \text{ Kg}}{20 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}} = 7,5 \text{ Kg/cm}^2 < F'_v = 8 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (de tabla)}$$

La viga puede resistir el corte al que está solicitado.

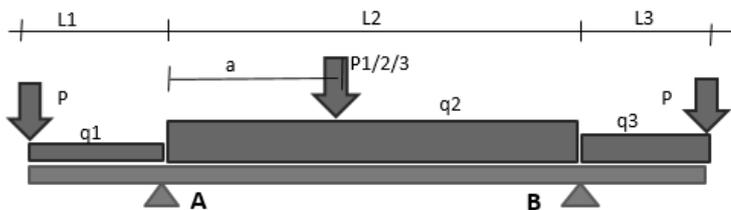
VERIFICA

VERIFICACIÓN DE DEFORMACIÓN

Para verificar la deformación se utilizan las **cargas de servicio**.

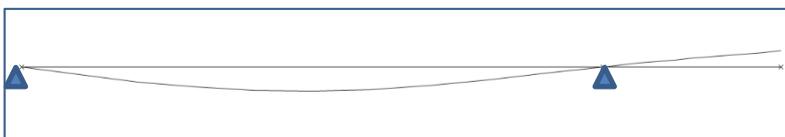
SOLO UN TIPO DE SECCIÓN DEBE TENER DATOS					E (K/cm2)	78000
Sección rectangular	PN I	PN U	Sección no normalizada			
bo (cm)	20	IPN N* (en mm)	UPN N* (en mm)	I (cm4)	VALORES ADOPTADOS PARA EL CÁLCULO	
h (cm)	35	0	0	h (cm)		
I (cm4)	71458,33333	0	0	S (cm3)	0,0	I (cm4) 71458,3
S (cm3)	4083,33333	0	0			S (cm3) 4083,3

LOS DATOS SE INGRESAN EN LAS CELDAS VERDES.



DATOS

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



Esquema de deformación de la viga

Los datos a introducir son (en celdas verdes):

- Sección
- Módulo de elasticidad ajustado del material (se obtiene de Tabla)
- Luz de viga y voladizos
- Cargas de servicio sobre viga (puntual y/o distribuida por tramo)

Se obtiene como resultado la flecha máxima ($\delta_{\text{máx}}$).

Tramo

$$\delta_{\text{máx}} = 0.602 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{adm}} = L/300 (\text{techos en general}) = 375 \text{ cm} / 300 = 1,25 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{máx}} \leq \delta_{\text{adm}} \text{ (Verifica la deformación)}$$

Voladizo

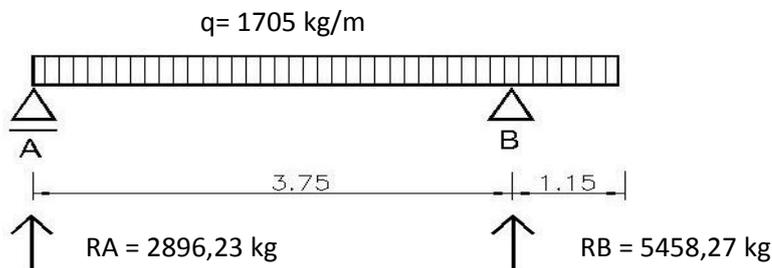
$$\delta_{\text{máx}} = -0.393 \text{ cm} (\text{el voladizo asciende})$$

$$\delta_{\text{adm}} = L/150 = 115 \text{ cm} / 150 = 0,76 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{máx}} \leq \delta_{\text{adm}} \text{ (Verifica la deformación)}$$

DIMENSIONADO A COMPRESIÓN DE LA COLUMNA C1

Del análisis del equilibrio externo de la viga VX1 y su voladizo, se obtuvo:



Las reacciones de las vigas resultan ser acciones sobre las columnas, por lo tanto, se debe verificar la sección necesaria de la columna con una carga de compresión de 5428,27 kg.

Como se mencionó, se trata de un proceso iterativo, por lo tanto se propone verificar una columna de 20 cm X 20 cm y una altura de 3,00 m.

Se recuerda que todos los componentes estructurales se consideran de madera laminada encolada de Eucaliptus Grandis.

A la carga de compresión se le suma el peso propio de la columna:

Peso propio de la columna:

$$P_p = 0,20 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times 3,00 \text{ m} \times 430 \text{ kg/m}^3 = 516 \text{ kg}$$

Valor total de la carga de compresión axil es:

$$P_t = 5428,27kg + 516kg = 5944,27kg$$

Conociendo la sección puedo leer en la TABLA el valor de la Tensión de Diseño a la Compresión paralela a las fibras que considera el pandeo para un ancho de 0,20 m y una altura de 2,50m.

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

EUCALIPTUS GRANDIS		⇒	PINO PARANÁ		PINO ELIOTIS	
b (m)	F'cp(Kg/cm ²)		b (m)	F'cp(Kg/cm ²)	b (m)	F'cp(Kg/cm ²)
0,15	22		0,15	21	0,15	14
0,20	24		0,20	23	0,20	16
0,25	25		0,25	24	0,25	17

Por lo tanto la sección necesaria para la columna es de:

$$A(cm^2) = \frac{P_t}{F'_{CP}} = \frac{5944,27kg}{24kg/cm^2} = 247cm^2$$

Como la sección propuesta es de 400 cm², **VERIFICA**.

MADERA ASERRADA

(Tensiones de diseño, Modulo de elasticidad, Pesos específicos)

ESPECIE	CLASE	PROCEDENCIA	F' _b (Kg/cm ²)	F' _v (Kg/cm ²)	F' _c (Kg/cm ²)	E'(Kg/cm ²)	P _e (Kg/m ³)
Eucaliptus grandis	2	Mesopotamia	75	8	66	72.000	430
Pino Paraná	2	Misiones	66	7	63	77.000	390
Pino Tadea y Eliotis	2	N.O. argentino	32	4	45	43.000	390

MADERA LAMINADAS ENCOLADAS

(Tensiones de diseño, Modulo de elasticidad, Pesos específicos)

ESPECIE	CLASE	PROCEDENCIA	F' _b (Kg/cm ²)	F' _v (Kg/cm ²)	F' _c (Kg/cm ²)	E'(Kg/cm ²)	P _e (Kg/m ³)
Eucaliptus grandis	2	Mesopotamia	66	8	66	78.000	430
Pino Paraná	2	Misiones	63	7	63	78.000	400
Pino Tadea y Eliotis	2	N.O. argentino	41	4	41	45.000	390

TENSIÓN DE DISEÑO A COMPRESIÓN PARALELO A LAS FIBRAS CONSIDERANDO PANDEO

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

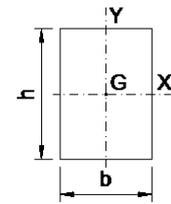
PINO PARANÁ	
b (m)	F' _{CP} (Kg/cm ²)
0,15	21
0,20	23
0,25	24

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

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

SECCIONES DE MADERA

PIEZAS RECTANGULARES



DIMENSIONES				SECC. cm ²	MOMENTO DE INERCIA		MÓDULO RESISTENTE	
PULGADAS		cm			I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	S _x cm ³	S _y cm ³
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

INTRODUCCIÓN
MECANISMO MÍNIMO ESTABLE
LAS CARGAS
ANÁLISIS DE CARGAS
SOLICITACIONES
RESISTENCIA DE MATERIALES
MADERA
ACERO
HORMIGÓN ARMADO
CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

ACERO

ACERO

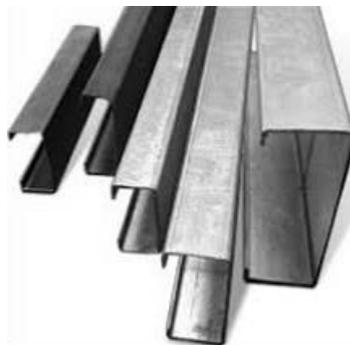
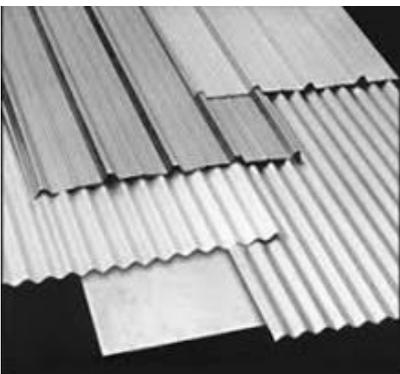
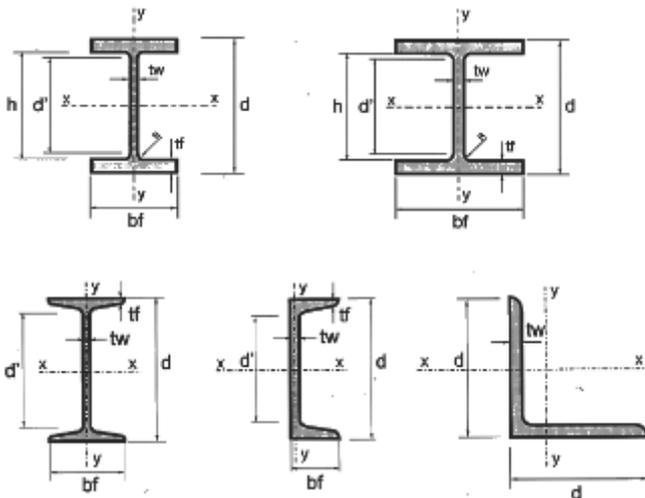
ACERO – TIPOS

El acero es una aleación de hierro (mayor componente en peso) y carbono (en un porcentaje menor al 2%) que puede ser laminado en caliente para obtener distintos elementos estructurales (chapas, perfiles, tubos). Si la aleación posee una concentración de carbono mayor al 2,0% se producen fundiciones que, en oposición al acero, son quebradizas y no es posible forjarlas sino que deben ser moldeadas.

Se puede añadir a esta aleación, otros minerales para mejorar su dureza, maleabilidad, u otras propiedades.

Existen diversas formas comerciales empleadas en la construcción. Entre ellas se pueden mencionar:

- Perfiles laminados en caliente con variedad de formas y tamaños, buscando, en general, distribuir el material adecuadamente en relación a los distintos tipos de solicitaciones.
- Caños y tubos de sección circular o cuadrada
- Chapas: láminas de espesor reducido.
- Perfiles obtenidos a partir de chapas planas delgadas plegadas en frío.
- Barras de sección circular para armadura de hormigón.

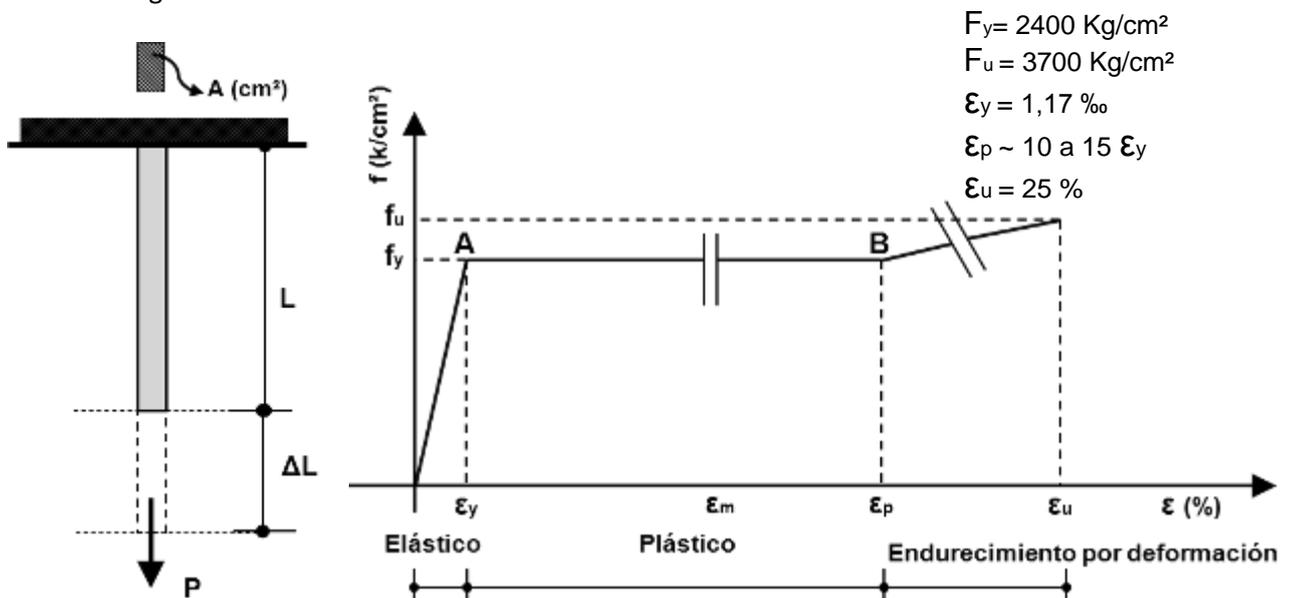


Se analizará el comportamiento a flexión y corte sólo de los perfiles laminados en caliente.

La denominación de los perfiles laminados en caliente hace mención a la forma de la sección ("U", "T", doble "T", "L"). Se los reconoce comercialmente con la indicación de la mayor dimensión de la sección (el alma del perfil), en milímetros. Por ej: UPN 120 (perfil normal "U" de 12 cm de altura).

MÓDULO DE ELASTICIDAD LONGITUDINAL DE LOS PERFILES LAMINADOS

Si se somete una barra de acero laminado a esfuerzos crecientes y se miden sus alargamientos los valores de tensiones (f) y deformaciones específicas (ϵ) definen un diagrama, que simplificado, es el de la figura:



$$f \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = \frac{P \text{ (Kg)}}{A \text{ (cm}^2\text{)}} \epsilon \text{ (\%)} = \frac{\Delta L \text{ (cm)}}{L \text{ (cm)}} \times 100$$

Se aclara que el diagrama de Tensión-Deformación representado es válido tanto para esfuerzo de tracción, como de compresión.

En el gráfico anterior se observan tres zonas:

1- **Zona elástica:** en esta zona existe una relación lineal entre tensiones (f) y deformaciones específicas (ϵ). Se dice que se cumple la ley de Hooke (el alargamiento de la barra es proporcional a la tensión aplicada). En esta zona el material puede considerarse elástico (si desaparece la tensión la barra recupera su longitud original)

Como ya se explicó, la relación que existe entre la tensión y la deformación, en esta zona, se llama **Módulo de Elasticidad (E)** y es una característica de cada material, que indica "cuán deformable" es.

$$E \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = \frac{F_y \text{ (Kg/cm}^2\text{)}}{\epsilon}$$

Para cualquier acero $E = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2$

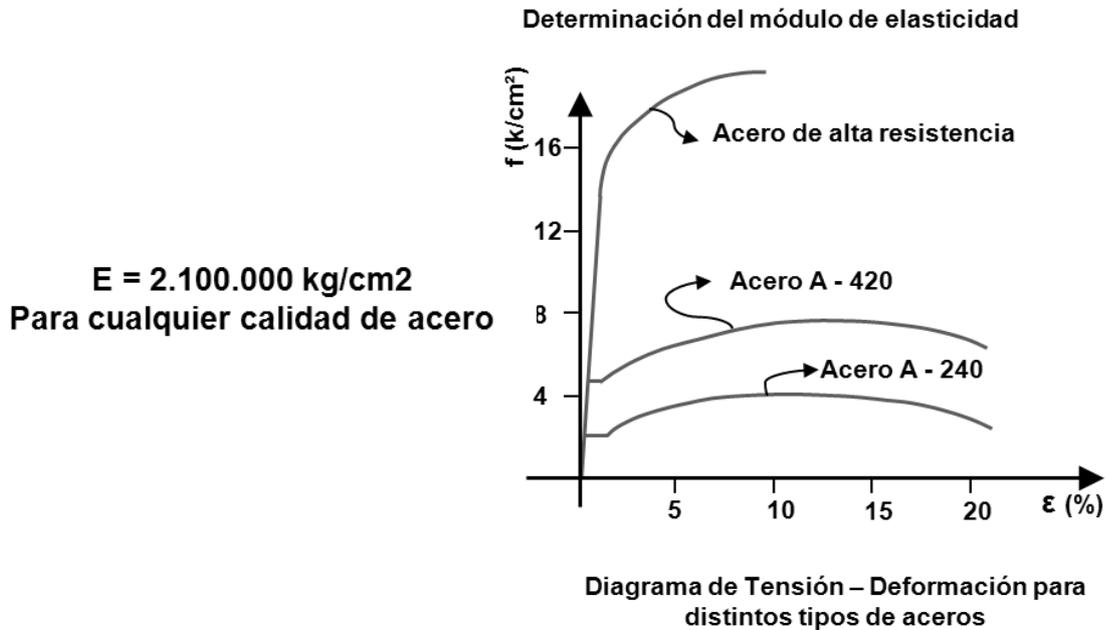
Nota: Se recuerda que el Módulo de Elasticidad (E) de la madera varía aproximadamente entre 200.000 y 90.000 Kg/cm². Significa que el E del acero es 10 ó 20 veces mayor. El Módulo de Elasticidad (E) está directamente relacionado con la Rigidez del material.

2- **Zona plástica:** Cuando el acero alcanza la tensión de fluencia (F_y) se deforma sin necesidad de aumentar la carga. Fluye como si fuera un material plástico hasta alcanzar la deformación específica ϵ_p . En esta zona, si se descarga la barra, parte de la deformación del elemento se conserva. Es decir, que se presentan deformaciones permanentes.

3- **Zona de endurecimiento por deformación:** Alcanzada la máxima deformación específica plástica (ϵ_p), el acero admite tensiones mayores a la de fluencia pero con grandes deformaciones, hasta que alcanza la tensión de rotura (F_u) a la que rompe.

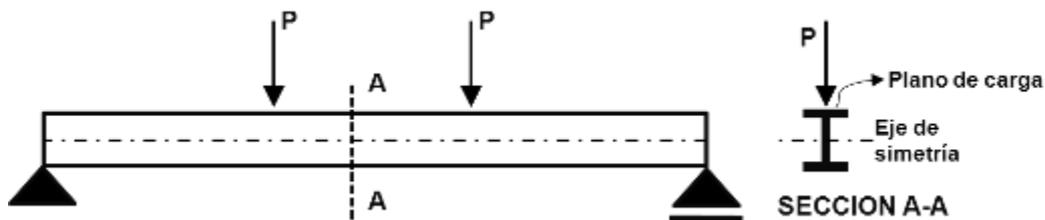
Para que la estructura esté siempre en condiciones elásticas y no exista la posibilidad de deformaciones permanentes, la tensión de trabajo adoptada es la tensión de fluencia (F_y). Para el caso de perfiles laminados o tubos estructurales la tensión de fluencia:

$$F_y = 2.400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Acero F24)}$$



$E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$
Para cualquier calidad de acero

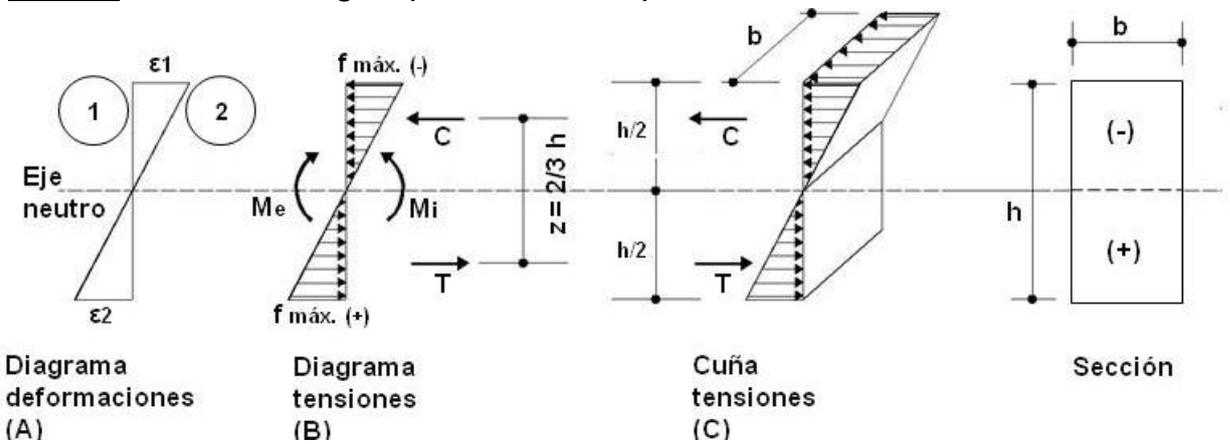
SECCIÓN DE ACERO SOMETIDA A FLEXIÓN Y CORTE (simétrica con respecto a un eje normal al plano de carga)



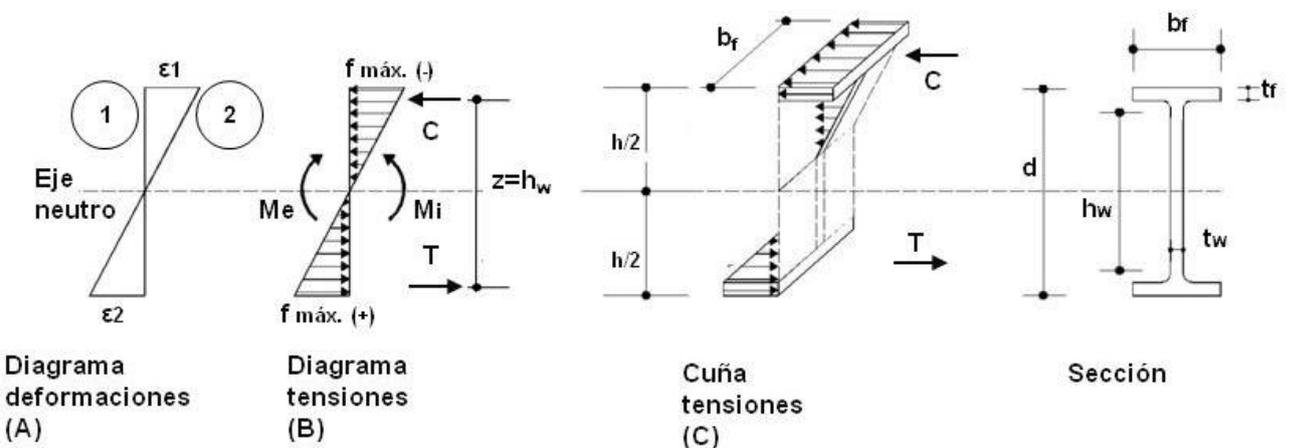
DIMENSIONADO

FLEXIÓN (ESFUERZOS INTERNOS)

Los gráficos siguientes corresponden a los Diagramas de Deformaciones y Tensiones para vigas de MADERA de sección rectangular (vistos en MADERA)



Los gráficos siguientes corresponden a los Diagramas de Deformaciones y Tensiones para un Perfil "doble T" de ACERO

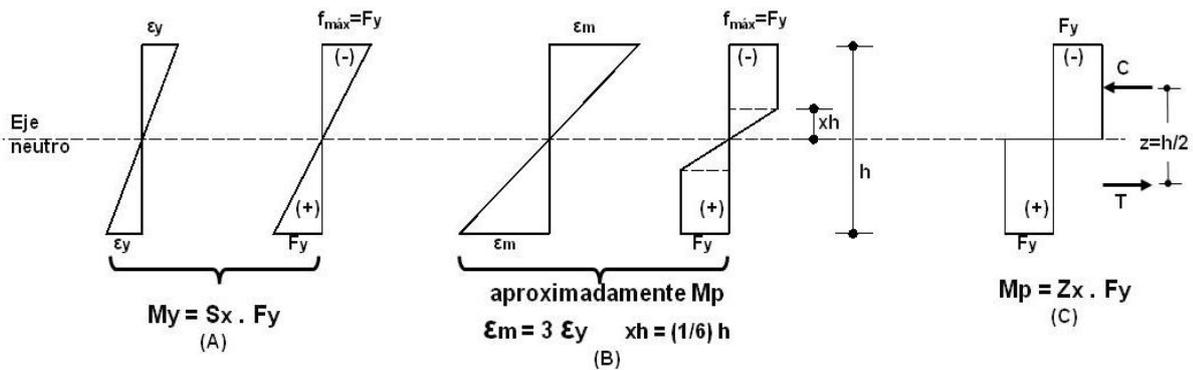


En la sección "doble T" hay mayor cantidad de material más alejado del eje neutro o sea sometido a mayor tensión. Ello aumenta las fuerzas T y C y también el brazo de palanca z (altura del alma (h_w) de la sección). Esto significa que a igual cantidad de material es mayor el Momento resistente (M_i) y por lo tanto el Momento flexionante (M_e) necesario para producir igual tensión (f). La sección "doble T" es más eficiente que la rectangular para resistir momento flector. Lo mismo ocurre con la sección "U".

ESTADOS LÍMITES SECCIONALES (PLASTIFICACIÓN)

Partiendo de la fórmula fundamental para dimensionado y verificación de secciones rectangulares (se dedujo en MADERA), en acero se va a realizar una modificación, tratando de usar todo el material de la sección de manera más eficiente.

Cuando las fibras de los bordes superior e inferior llegan a la deformación Específica (ϵ_y) la tensión en ellas es la tensión de fluencia (F_y). Si aumentamos el momento flector, la sección sigue girando y sus fibras deformándose. Las fibras externas tendrán deformaciones mayores a la de fluencia (ϵ_y) sin aumentar su tensión, pero las siguientes hacia el eje neutro, aumentan su tensión hasta que alcanzan la tensión de fluencia (F_y).



Cuando todas las fibras están en fluencia el Momento Resistente (M_i) es el **Momento Plástico (M_p)**, y la sección de la barra está trabajando en la zona plástica.

El Reglamento permite simplificar el diagrama de tensiones de la fig. (B) y reemplazarlo por el de la fig. (C).

En este caso la resultante de las fuerzas de compresión (C) y de tracción (T) habrán cambiado de ubicación y lógicamente, el brazo de palanca de la cupla será en este caso: $z = h/2$.

Analizando para una sección rectangular:

$$T = C = \frac{F_y \cdot (b \cdot h)}{2}$$

Entonces, el Momento resistente (M_i):

$$M_{res} = T \cdot z \quad M_{res} = C \cdot z$$

Reemplazando:

$$M_{res} = \frac{F_y \cdot (b \cdot h)}{2} \cdot \frac{h}{2}$$

Igualando el momento flexionante (M_e) al momento resistente (M_i) resulta:

$$M = F_y \cdot \left(\frac{b \cdot h^2}{4} \right) \leftarrow Z$$

$$Z = \frac{b \cdot h^2}{4} \quad (\text{para una sección rectangular})$$

Entonces:

$$M = F_y \cdot Z$$

Módulo Resistente Plástico (Z) es una característica geométrica de la sección que determina la resistencia a flexión de una barra en régimen plástico. Depende de la forma y dimensiones de la sección. (Se le asigna el subíndice "x" o "y" según sea el eje de la pieza que se esté considerando).

Con las unidades correspondientes: $M (Kg \cdot cm) = F_y (Kg/cm^2) \cdot Z (cm^3)$

Para dimensionar, despejamos el modulo plástico Z necesario:

$$Z (cm^3) = \frac{M_u (kg \cdot cm)}{f_d (kg/cm^2)}$$

Se recuerda que la Resistencia de Diseño (f_d) se obtiene al multiplicar (minorar) la tensión de Fluencia (F_y) del acero de los perfiles laminados por un factor de resistencia (ϕ) que en este caso es igual a 0,9. Por lo tanto:

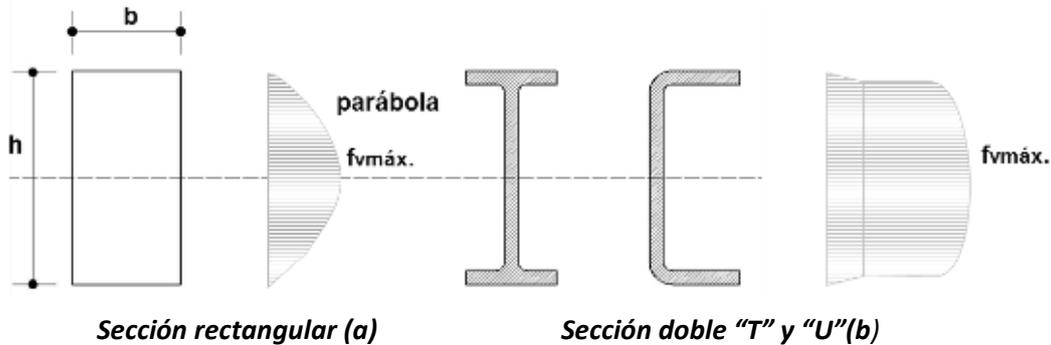
$$Z (cm^3) = \frac{M_u (kg \cdot cm)}{0.9 \times 2400 (kg/cm^2)}$$

M_u : Momento Requerido

CORTE (ESFUERZOS INTERNOS)

El comportamiento del acero frente al esfuerzo de corte es igual al visto para madera (a). Existen tensiones cortantes (f_v) y rasantes (f_r) que en cada punto de la sección son iguales.

En secciones "doble T" y "U" la sección a considerar es la del alma del perfil y el diagrama de tensiones de corte es similar al siguiente (b):



La Tensión de Fluencia a corte en el acero es aproximadamente el 60% de la Tensión de Fluencia a esfuerzo normal.

Para obtener la Resistencia de Diseño a Corte (tensión máxima para calcular) se debe multiplicar la Tensión de Fluencia (F_y) por el Factor de Resistencia (ϕ), que en este caso vale 0,9.

$$f_{vd} (Kg/cm^2) = 0,60 \cdot 0,9 \cdot F_y$$

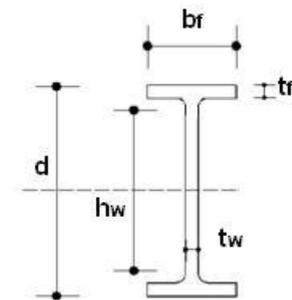
$$f_{vd} (Kg/cm^2) = 0,60 \cdot 0,90 \cdot 2400 Kg/cm^2$$

$$f_{vd} (Kg/cm^2) \sim 1300 Kg/cm^2$$

La Resistencia de Corte Requerida (tensión a la que está demandada la sección) es:

$$f_{vu} (Kg/cm^2) = V (Kg) / t_w (cm) \cdot d (cm)$$

Los valores t_w y d se obtienen de Tablas de Perfiles Normales



Sección

Como se explicó en MADERA, el valor de la resistencia de corte requerida última (tensión a la que está demandada la sección) deberá ser menor o igual que la resistencia de corte de diseño (tensión máxima para calcular)

$$f_{vu} \leq f_{vd}$$

DEFORMACIONES EN VIGAS - MOMENTO DE INERCIA

Vale todo lo dicho en MADERA.

En las Tablas de Perfiles Normales se encuentran los Momentos de Inercia con respecto al eje baricéntrico x-x (mayor inercia de la sección) y con respecto al eje baricéntrico y-y (menor inercia de la sección) para los perfiles laminados.

Nota: En estas primeras instancias de cálculo, trabajando con diseños de escasa complejidad y con perfiles normales laminados no se tendrá en cuenta los efectos producidos por pandeo.

**CUADRO RESUMEN DEL PROCESO DE DIMENSIONADO Y VERIFICACIÓN
A FLEXIÓN Y CORTE
(PERFILES LAMINADOS: ACERO F24 - $F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$)**

ACCIONES PERMANENTES (q_D) Y VARIABLES (q_L)	
Predimensionado Análisis de cargas Cálculo de reacciones	CARGAS DE SERVICIO
Combinación y mayoración	CARGAS ÚLTIMAS



DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS DE SECCIÓN (cargas últimas s/CIRSOC 301) $M_u; V_u$
--



<p align="center">DIMENSIONADO/VERIFICACIÓN A FLEXIÓN (Zona plástica)-(cargas últimas s/CIRSOC 301)</p> <p>Si se conocen las dimensiones: $f_{fu} \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) = \frac{M_u (\text{Kg.cm})}{Z_x (\text{cm}^3)} \leq f_{fd} \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$</p> <p>$f_{fd} (\text{Kg/cm}^2) = \phi \cdot F_y = 0,9 \cdot 2400 \text{ Kg/cm}^2 = 2160 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>Si NO se conocen las dimensiones, se calcula el modulo plástico Z necesario:</p> $Z (\text{cm}^3) = \frac{M_u (\text{kg.cm})}{f_{fd} (\text{kg/cm}^2)}$ <p>Se busca en las tablas de perfiles laminados PNI o PNU una sección que tenga un módulo plástico igual o superior.</p> <p>$F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ <i>tension de fluencia del acero</i> $\phi = 0.9$ <i>factor de resistencia</i></p>
--



<p align="center">VERIFICACIÓN AL CORTE (cargas últimas s/CIRSOC 301)</p> <p>Perfiles laminados: $f_{vu} \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) = \frac{V_u (\text{Kg})}{t_w (\text{cm}) \cdot d (\text{cm})} \leq f_{vd} \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$</p> <p>$f_{vd} (\text{Kg/cm}^2) = 0,6 \cdot \phi \cdot F_y (\text{Kg/cm}^2)$</p> <p>$f_{vd} (\text{Kg/cm}^2) = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 2400 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$f_{vd} (\text{Kg/cm}^2) = 1300 \text{ Kg/cm}^2$</p>



VERIFICACIÓN DE DEFORMACIÓN (cargas de servicio s/CIRSOC 301) $\delta_{m\acute{a}x} \leq \delta_{adm}$
--

ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A COMPRESIÓN AXIL

Anteriormente se introdujeron los conceptos de pandeo que, aplicados a una barra sometida a compresión axil provoca que la barra se curve o deforme antes de agotar la resistencia a compresión del material utilizado. En el caso de las barras de acero, gracias a las propiedades elásticas y homogéneas que posee, existe un valor numérico de la fuerza con la cual se inicia el pandeo de la barra, este valor se conoce como la carga crítica de pandeo N_{crit} , fue introducida por Euler en el año 1744 y nos permite conocer la capacidad máxima de distinto tipos de perfiles en función de sus longitudes.

$$N_{crit} = \pi^2 \times \frac{E \times I}{L^2}$$

Los parámetros que intervienen en esta fórmula son:

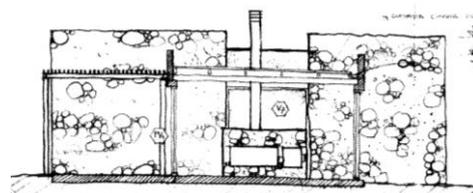
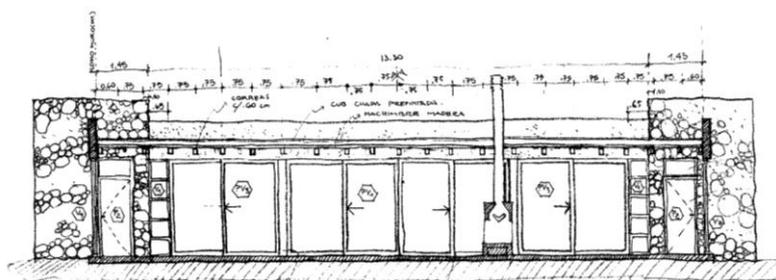
- I = momento de inercia, representa las características geométricas de la barra
- E = módulo de elasticidad del material
- L = longitud efectiva de pandeo, que para barras biarticuladas es igual a la longitud de la columna

A través de operaciones matemáticas se puede demostrar que la esbeltez de la barra se incluye en la fórmula de la carga crítica de pandeo, pues sabemos por lo aprendido del concepto de esbeltez, que columnas más esbeltas tendrán menor capacidad para resistir compresiones. No obstante, la elevada resistencia del material acero permite la utilización de columnas más esbeltas que otro material como la madera o el hormigón.

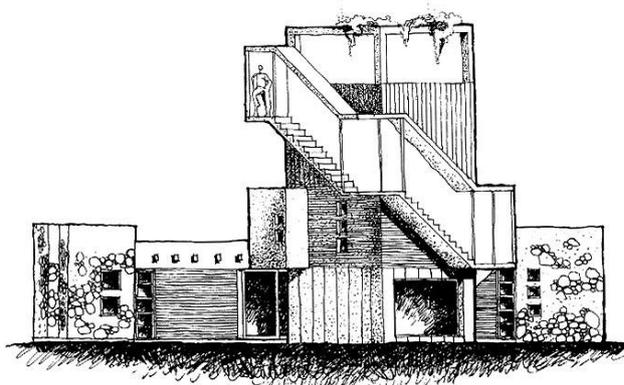
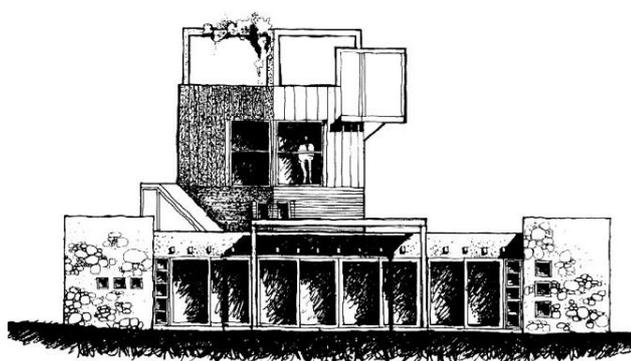
Al igual que para flexión y corte, para dimensionar elementos de acero sometidos a compresión se trabaja con tensiones, en este caso se debe usar la tensión crítica (f_{crit}) que se determina a partir de la tensión de fluencia del acero (F_y) y la fórmula de la carga crítica de pandeo indicada (N_{crit})

EJERCICIO: DIMENSIONADO Y VERIFICACIÓN EN ACERO

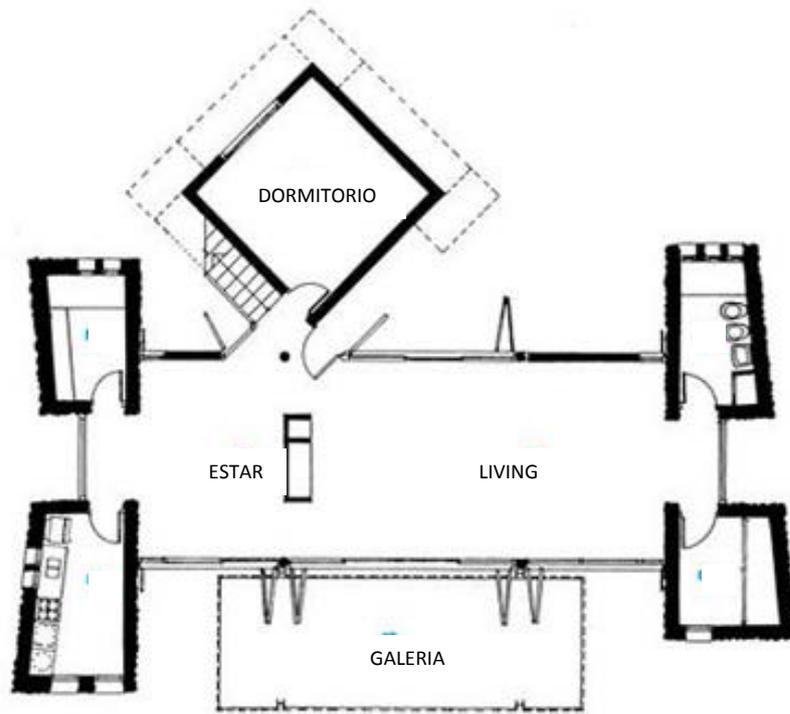
CASA CALAMUCHITA- MIGUEL ANGEL ROCA



CORTES



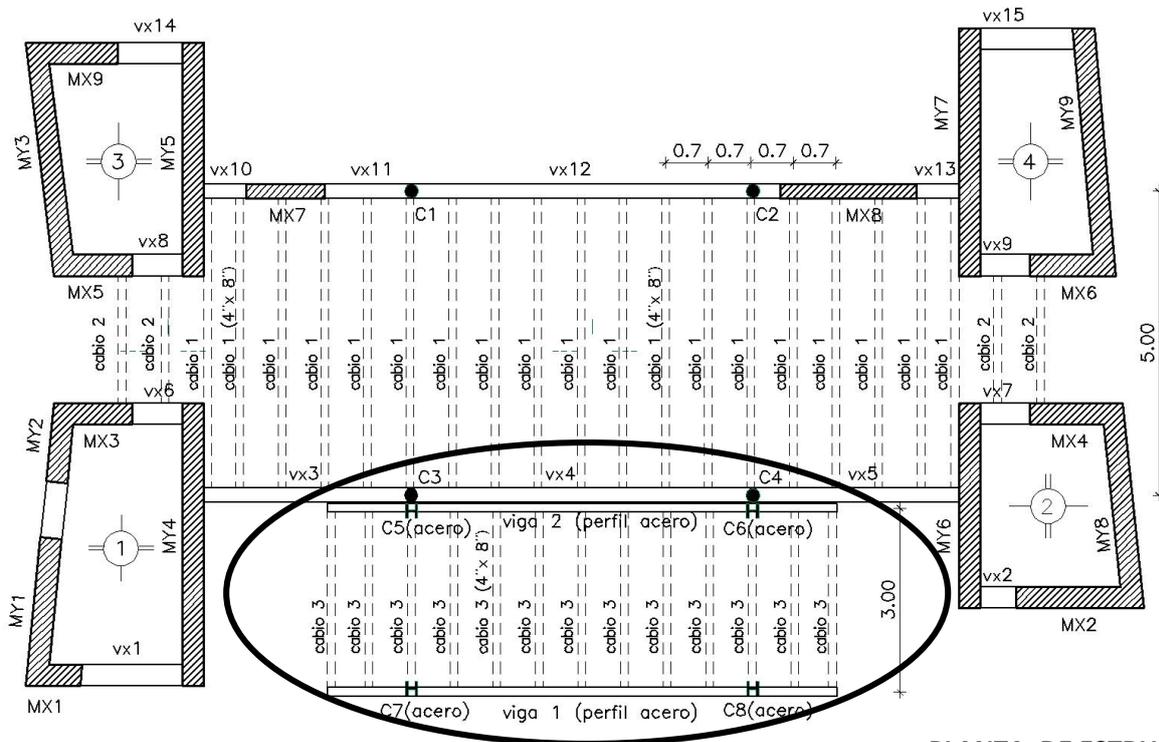
VISTAS



PLANTA DE ARQUITECTURA

ORGANIZACIÓN ESTRUCTURAL

Se propone la organización del mecanismo estructural: El plano superior de madera se organiza con cabios de madera de 4"x 8", machimbre de madera y cubierta de chapa, este plano se apoya en planos verticales conformados por vigas y columnas de hormigón armado y muros sismorresistentes. Los planos superiores de la zona de servicio se organizan con losas de hormigón armado, estos planos se apoyan en muros sismorresistentes y vigas de hormigón armado. El plano superior de la galería se organiza con cabios de madera y tirantes de madera; este plano se apoya en vigas y columnas metálicas (perfiles de acero IPN).



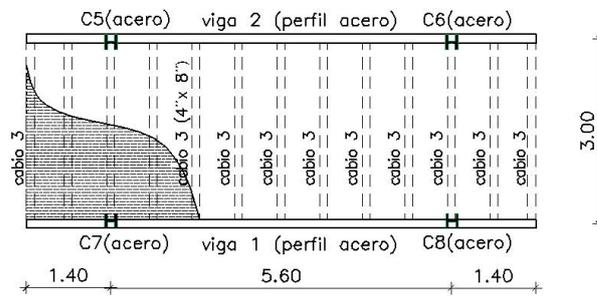
PLANTA DE ESTRUCTURA



Vista y detalles de la galería de la Casa Calamuchita

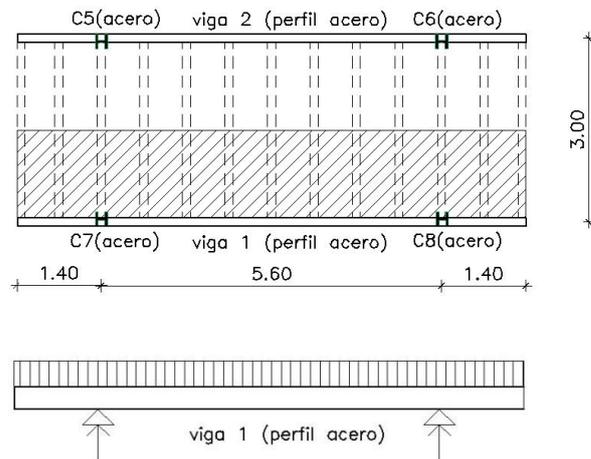


Se representa sólo la galería de la vivienda.

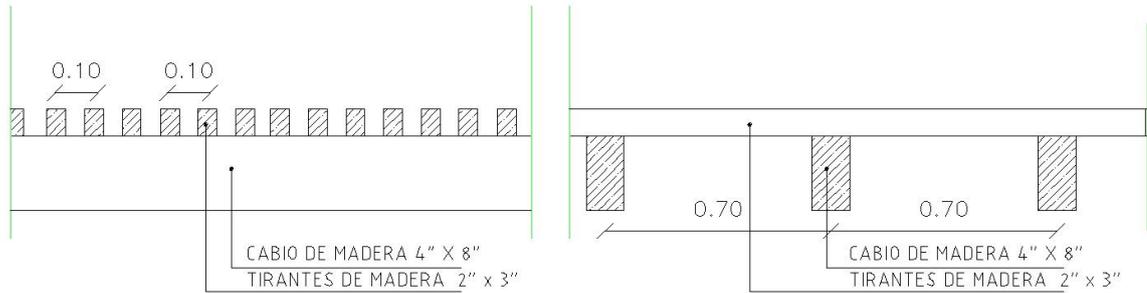


PLANTA DE ESTRUCTURA DE LA GALERÍA

ÁREA DE INFLUENCIA Y ESQUEMA DE CARGA SOBRE LA VIGA 1 (PERFIL ACERO)



ANÁLISIS DE CARGA



Detalle vista longitudinal del cable

Detalle corte transversal del cable

CARGA DE SERVICIO

Tirantes de cedro (2"x3") $\frac{(0,05m \cdot 0,075m) \cdot 900 \text{ Kg/m}^3}{0,10m}$ 33,75 Kg/m²

Cabios de cedro (4"x 8") $\frac{(0,10m \cdot 0,20m) \cdot 900\text{Kg/m}^3}{0,70m}$ 25,71 Kg/m²

Carga permanente ó muerta D= 59,46 Kg/m²
 Carga variable ó viva (azotea inaccesible) + L = 100,00 Kg/m²
 (En esta instancia se desprecia la carga de nieve) $q_{serv} = 159,46 \text{ Kg/m}^2$

Carga de servicio	$q_{serv} = 159,46 \text{ Kg/m}^2$
--------------------------	--

CARGA ÚLTIMA⁹ (Se consideran cargas últimas s/CIRSOC 301)

En esta instancia se considera solo **acciones gravitatorias**; deberá adoptarse la de mayor valor entre:

$q_{u1} = 1,4 D$ $q_{u1} = 1,4 \cdot 59,46\text{Kg/m}^2 = 83,24\text{Kg/m}^2$

$q_{u2} = 1,2 D + 1,6 L$ $q_{u2} = 1,2 \cdot 59,46\text{Kg/m}^2 + 1,6 \cdot 100 \text{ Kg/m}^2 = 231,3\text{Kg/m}^2$

Carga última	$q_u = 231,3 \text{ kg/m}^2$
---------------------	--

ANÁLISIS DE CARGA SOBRE VIGA 1 (PERFIL DE ACERO)

Es el peso de una superficie distribuida en la longitud de apoyo

$q = \text{sup.} \cdot q_u = (1,5m \times 8,40m) \times 231,3\text{Kg/m}^2 = 347\text{Kg/m}$

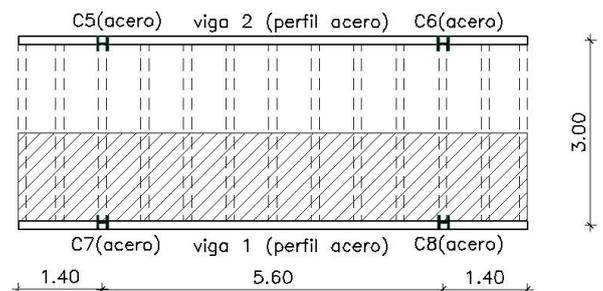
l 8,40m

Es equivalente a la luz de influencia por el q_u .

$q = 1,50 \text{ m} \times 231,3 \text{ Kg/m}^2 = 347 \text{ Kg/m}$

Peso propio la viga por metro lineal será:

Viga prediseñada: IPN 200 = 26,2 Kg/m (TABLA IPN)



Se mayor por considerar cargas últimas

Peso propio = 26,2 Kg/m x 1,2 = 31,4 Kg/m

$q_u = 347 \text{ Kg/m} + 31,44 \text{ Kg/m} = 378,4\text{Kg/m}$

$$M_u = 111250 \text{ Kg.cm}$$

$$Z_x = 250 \text{ cm}^3$$

Z_x es el **Módulo Resistente Plástico** y se obtiene en la TABLA PNI

$$f_{tu} = \frac{111250 \text{ Kg.cm}}{250 \text{ cm}^3} = 445 \text{ Kg/cm}^2 < f_d = 0,9 \cdot 2400 \text{ Kg/cm}^2 = 2160 \text{ Kg/cm}^2$$

La viga puede resistir el momento al que está solicitado.

VERIFICA

VERIFICACIÓN AL CORTE - (SE CONSIDERAN CARGAS ÚLTIMAS S/CIRSOC 301)

El valor de la **tensión de corte requerida última** (tensión a la que está sometida la sección) deberá ser menor o igual que la **tensión de corte de diseño** (tensión máxima que puede resistir)

<p>resistencia de corte requerida última < resistencia de corte de diseño</p> $f_{vu} = V / t_w \cdot d < f_{vd} = 0,60 \cdot 0,9 \cdot F_y$

$$V_u = 1059,52 \text{ Kg}$$

Los valores t_w y d se obtienen de TABLA PNI

$$t_w = 0,75 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

$$f_{vu} = \frac{1059,52 \text{ Kg}}{0,75 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}} = 70,63 \text{ Kg/cm}^2 < f_{vd} = 0,60 \cdot 0,90 \cdot 2400 \text{ Kg/cm}^2 = 1300 \text{ Kg/cm}^2$$

La viga puede resistir el corte al que está solicitado.

VERIFICA

VERIFICACIÓN DE DEFORMACIÓN - (SE CONSIDERAN CARGAS DE SERVICIO S/CIRSOC 301)

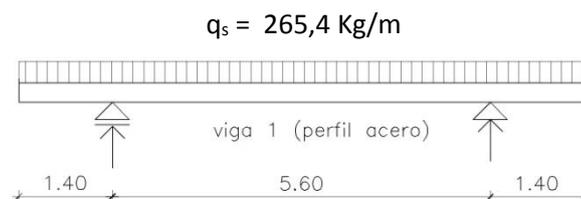
En este caso, por tratarse de vigas con voladizos, se utiliza para calcular la flecha máxima ($\delta_{máx}$), la planilla de cálculo Excel (Flechas) elaborada por el Arq. Hugo Bonaiuti.

Para verificar la deformación se utilizan las **cargas de servicio**, por lo tanto la carga repartida en el perfil es:

$$q = \text{sup. } x q_{\text{serv}} = \frac{(1,5 \text{ m} \cdot 8,40 \text{ m}) \cdot 159,46 \text{ Kg/m}^2}{8,40 \text{ m}} = 239,2 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso propio la viga IPN 200 (tabla PNI)} = 26,2 \text{ Kg/m}$$

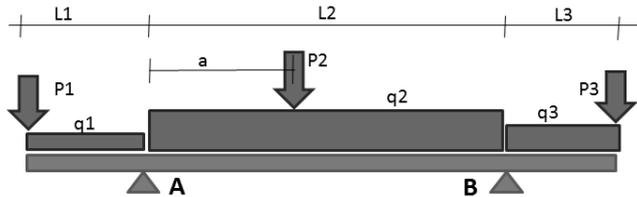
$$q_s = 265,4 \text{ Kg/m}$$



- La flecha para el tramo de la viga es:

SOLO UN TIPO DE SECCIÓN DEBE TENER DATOS				E (K/cm2)	2100000
Sección rectangular	Perfil normal I	Sección no normalizada			
bo (cm)	0	IPN N° (mm)	(cm4)	VALORES ADOPTADOS PARA EL CÁLCULO	
h (cm)	0	200	h (cm)	I (cm4)	2140,0
I (cm4)	0	214	S (cm3)	S (cm3)	214,0
S (cm3)	0				

LOS DATOS SE INGRESAN EN LAS CELDAS VERDES.



DATOS			
Luces (m)	1,40	5,60	1,40
Dist. a (m)			
P (T)			
q (T/m)	0,265	0,265	0,265
Mom. Apoyo (Tm)	0,260		0,260
Mom. Tramo (Tm)		0,779	
Flechas δ (cm)	0,0003	0,49	0,0003
Dist. de A (m)			

Los datos a introducir son:

- N° del perfil
- Módulo de elasticidad del material
- Luz de viga y voladizos (en casode corresponder)
- Cargas de servicio sobre viga (una puntual y una distribuida por tramo)

Se obtiene como resultado la flecha máxima ($\delta_{m\acute{a}x}$) y la distancia donde se encuentra.

Tramo

$$\delta_{m\acute{a}x} = 0.49 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} = L/200 \text{ (techos en general)} = 560\text{cm}/200 = 2,80 \text{ cm}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} \leq \delta_{adm} \text{ (Verifica la deformación)}$$

Voladizo

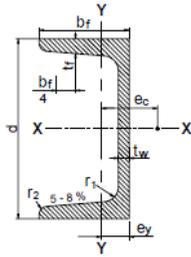
$$\delta_{m\acute{a}x} = 0.0003 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} = L/200 \text{ (techos en general)} = 140\text{cm}/200 = 0.70 \text{ cm}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} \leq \delta_{adm} \text{ (Verifica la deformación)}$$

**UPN según
IRAM-IAS
U 500-509-2**

Para U≤300 pend.=8%
Para U>300 pend.=5%



Ag = Área bruta de la sección transversal.
I = Momento de Inercia de la sección.
respecto de los ejes principales.
 $r = \sqrt{I/A}$ Radio de giro.
S = Módulo resistente elástico de la sección.
Q = Momento estático de media sección.
Z = Módulo plástico de la sección.
 $e_y = \bar{x}$ = Distancia al centro gravedad.
 e_c = Distancia al centro de corte.

J = Módulo de torsión.
Cw = Módulo de alabeo.
 X_1, X_2 = Factores de pandeo.
 L_p = Longitud lateralmente no arriostrada
límite para desarrollar la capacidad de
plastificación total por flexión.
 L_r = Longitud lateralmente no arriostrada
límite para pandeo lateral torsional
inelástico.

Designación	Dimensiones						Relaciones		Ag cm ²	Peso Kg/m	X - X						Y - Y						Distancias		Agujeros en el ala		Distancia agujero al borde mm	Espesor		J cm ⁴	Cw cm ⁶	X MPa	X_2 (10) ⁻⁵ MPa ²	Acero F-24			
	d	bf	tf=r ₁	hw	tw	r ₂	bf/4	hw/tw			lx	Sx	rx	Qx	Zx	ly	Sy	ry	Qy	1,5.Sy	Zy	e _y	e _c	w ₁	d ₁	t ₁		t ₂	Carga Alma					Carga Ala Sup.			
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ³	cm ³	cm	cm	mm	mm	mm		mm	cm					cm	cm	cm	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm ²	Kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ³	cm ³	cm	cm	mm		mm	mm					mm	cm	cm	
30x15	30	15	4,5	12	4	2	3,33	3,00	2,21	1,74	2,53	1,69	1,07	-	-	0,38	0,39	0,42	-	-	-	0,52	0,74	10	6,4	5	3,90	5,10	0,14	-	-	-	-	-	-	-	
30	30	33	7	1	5	3,5	4,71	0,20	5,44	4,27	6,39	4,26	1,08	-	-	5,33	2,68	0,99	-	-	-	1,31	2,22	18	8,4	15	5,68	8,32	0,82	-	-	-	-	-	-	-	
40x20	40	20	5,5	18	5	2,5	3,64	3,60	3,66	2,87	7,58	3,79	1,44	-	-	1,14	0,86	0,56	-	-	-	0,67	1,01	11	6,4	9	4,70	6,30	0,34	-	-	-	-	-	-	-	
40	40	35	7	11	5	3,5	5,00	2,20	6,21	4,87	14,1	7,05	1,50	-	-	6,68	3,08	1,04	-	-	-	1,33	2,32	18	11	17	5,60	8,40	0,91	-	-	-	-	-	-	-	
50x25	50	25	6	25	5	3	4,17	5,00	4,92	3,86	16,8	6,73	1,85	-	-	2,49	1,48	0,71	-	-	-	0,81	1,34	16	8,4	9	5,00	7,00	0,52	-	-	-	-	-	-	-	
50	50	38	7	20	5	3,5	5,43	4,00	7,12	5,59	26,4	10,6	1,92	-	-	3,12	3,75	1,13	-	-	-	1,37	2,47	20	11	18	5,48	8,52	1,02	-	-	-	-	-	-	-	
60	60	30	6	35	6	3	5,00	5,83	6,46	5,07	31,6	10,5	2,21	-	-	4,51	2,16	0,84	-	-	-	0,91	1,50	18	8,4	12	4,80	7,20	0,78	-	-	-	-	-	-	-	
65	65	42	7,5	33	5,5	4	5,60	6,00	9,03	7,09	57,5	17,7	2,52	-	-	14,1	5,07	1,25	-	-	-	1,42	2,60	25	11	17	5,82	9,18	1,46	-	-	-	-	-	-	-	
80	80	45	8	46	6	4	5,63	7,67	11,00	8,64	106	26,5	3,10	15,9	31,8	19,4	6,36	1,33	6,35	9,54	12,08	1,45	2,67	25	13	20	6,20	9,80	2,00	196,54	48818	0,12	68	555	62	501	
100	100	50	8,5	64	6	4,5	5,88	10,7	13,50	10,60	206	41,2	3,91	24,5	49,0	29,3	8,49	1,47	8,59	12,7	16,21	1,55	2,93	30	13	20	6,50	10,50	2,64	481,65	40033	0,27	76	506	68	454	
120	120	55	9	82	7	4,5	6,11	11,7	17,00	13,40	364	60,7	4,62	36,3	72,6	43,2	11,1	1,59	11,61	16,7	21,27	1,60	3,03	30	17	25	6,80	11,20	3,84	1039,2	36738	0,40	82	504	74	450	
140	140	60	10	98	7	5	6,00	14,0	20,40	16,00	605	86,4	5,45	51,4	103	62,7	14,8	1,75	15,36	22,2	28,32	1,75	3,37	35	17	25	7,60	12,40	5,37	2073,5	33445	0,57	90	508	81	451	
160	160	65	10,5	115	7,5	5,5	6,19	15,3	24,00	18,80	925	116	6,21	68,8	138	85,3	18,3	1,89	19,37	27,5	35,20	1,84	3,56	35	21	30	7,90	13,10	6,97	3750,3	30779	0,82	97	509	87	449	
180	180	70	11	133	8	5,5	6,36	16,6	28,00	22,00	1350	150	6,95	89,6	179	114	22,4	2,02	24,04	33,6	43,14	1,92	3,75	40	21	30	8,20	13,80	8,91	6383,5	29063	1,07	104	517	93	453	
200	200	75	11,5	151	8,5	6	6,52	17,8	32,20	25,30	1910	191	7,70	114	228	148	27	2,14	29,41	40,5	51,89	2,01	3,94	40	23	35	8,50	14,30	11,23	10429	27479	1,37	110	522	99	453	
220	220	80	12,5	167	9	6,5	6,40	18,6	37,40	29,40	2690	245	8,48	146	292	197	33,6	2,3	36,38	50,4	64,40	2,14	4,20	45	23	35	9,30	15,70	15,16	16737	26823	1,49	118	550	106	476	
240	240	85	13	184	9,5	6,5	6,54	19,4	42,30	33,20	3600	300	9,22	179	358	248	39,6	2,42	43,30	59,4	76,02	2,23	4,39	45	25	40	9,60	16,40	18,57	25390	25785	1,79	124	560	112	481	
260	260	90	14	200	10	7	6,43	20,0	48,30	37,90	4820	371	9,99	221	442	317	47,7	2,56	52,38	71,6	92,22	2,36	4,66	50	25	40	10,40	17,60	24,20	38133	25436	1,90	132	586	118	502	
280	280	95	15	216	10	7,5	6,33	21,6	53,30	41,80	6280	448	10,90	266	532	399	57,2	2,74	62,03	85,8	109,9	2,53	5,02	50	25	45	11,20	18,80	29,71	55532	24518	2,12	141	608	127	518	
300	300	100	16	232	10	8	6,25	23,2	58,80	46,20	8030	535	11,70	316	632	495	67,8	2,9	72,71	102	130,0	2,70	5,41	55	25	45	12,00	20,00	36,24	78829	23817	2,33	149	628	134	533	
320	320	100	17,5	246	14	8,75	5,71	17,6	75,80	59,50	10870	679	12,10	413	826	597	80,6	2,81	91,63	121	158,9	2,60	4,82	55	25	45	15,35	20,35	61,80	104418	27823	1,42	144	695	130	603	
350	350	100	16	282	14	8	6,25	20,1	77,30	60,60	12840	734	12,90	459	918	570	75	2,72	88,72	113	149,6	2,40	4,45	55	25	45	13,85	18,85	56,39	123305	24829	2,46	140	616	126	521	
380	380	102	16	313	13,5	8	6,38	23,2	80,40	63,10	15760	829	14,00	507	1014	615	78,7	2,77	93,75	118	156,8	2,38	4,58	60	25	42	13,79	18,89	56,39	158663	22420	3,74	142	583	128	479	
400	400	110	18	324	14	9	6,11	23,1	91,50	71,80	20350	1020	14,90	618	1236	846	102	3,04	119,2	153	202,3	2,65	5,11	60	25	50	15,60	21,10	76,06	239940	22576	3,42	156	640	141	529	

INTRODUCCIÓN
MECANISMO MÍNIMO ESTABLE
LAS CARGAS
ANÁLISIS DE CARGAS
SOLICITACIONES
RESISTENCIA DE MATERIALES
MADERA
ACERO
HORMIGÓN ARMADO
CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

HORMIGÓN ARMADO

HORMIGÓN ARMADO

Se denomina hormigón armado al material heterogéneo compuesto por hormigón y barras de acero, asociados de tal forma que, asegurada la adherencia del acero dentro de la masa de hormigón, forman un sólido único, desde el punto de vista mecánico.

- **Hormigón:** Gracias a su estado fluido previo al endurecimiento, puede moldearse y adquirir gran variedad de formas. Como todo material pétreo, posee gran capacidad para resistir compresiones, aunque con una resistencia a la tracción muy reducida. Es económico, de fácil trabajabilidad y al ser compacto, protege de la corrosión a las barras de acero colocadas en su interior.
- **Barras de acero:** Son las encargadas de resistir tracciones. Se usan barras cuya conformación superficial tiene por objeto mejorar la adherencia con el hormigón que las rodea, para evitar que se desprendan del hormigón al ser traccionadas y asegurar que ambos materiales trabajen solidariamente.

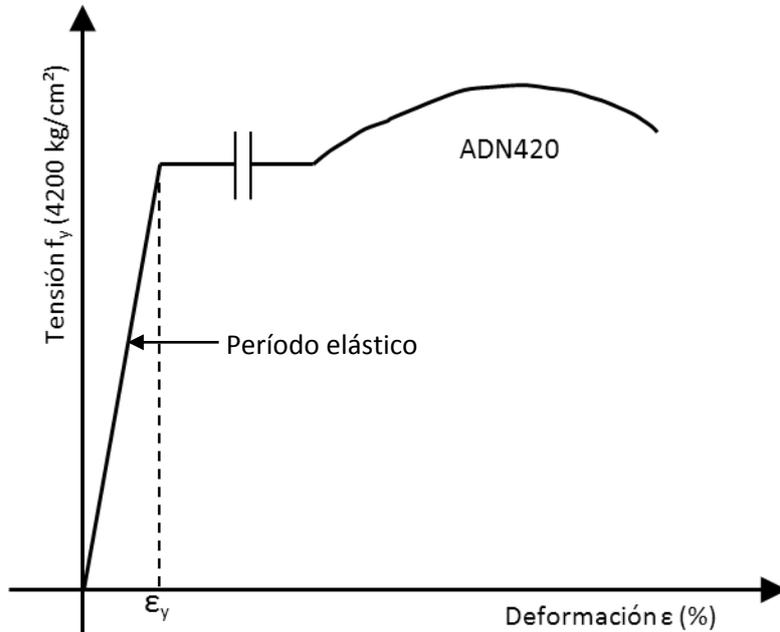
La unión del hormigón con las barras de acero, ubicadas estratégicamente en su interior, permite aprovechar las características de cada uno de los materiales, creando piezas con capacidad de resistir flexiones. Esta unión es posible gracias a que ambos materiales poseen coeficientes de dilatación térmica casi idénticos ($0,01 \text{ mm/m}^{\circ}\text{C}$)



ACERO

Para los aceros utilizados en hormigón armado los diagramas de tensión-deformación para esfuerzos de tracción y compresión son similares a los vistos para aceros laminados (perfiles).

La resistencia de las barras se obtiene a partir de la composición química. El acero que admite el reglamento y el más usado en el medio se denomina: Acero conformado de dureza natural 420 y se designa ADN 420.



Tensión de fluencia:
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

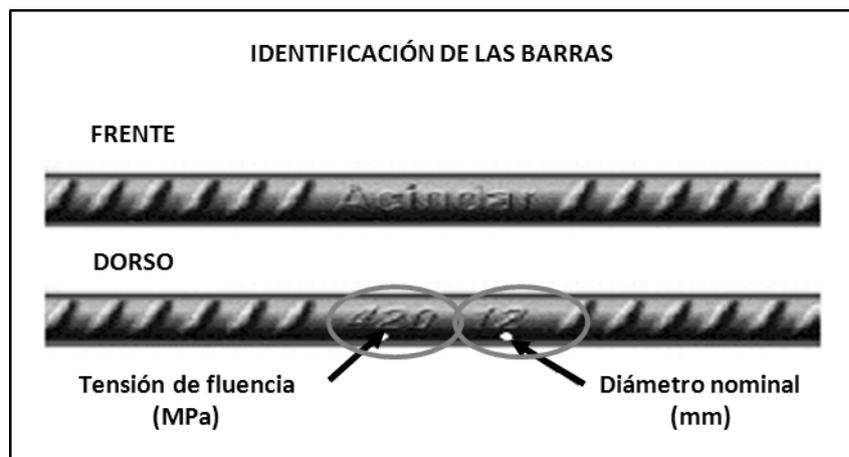
$f_y = 420 \text{ MPa}$

Deformación de fluencia:
 $\epsilon_y = 2 \text{ ‰}$

Módulo de Elasticidad:
 $E = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2$

La forma del diagrama de tensiones-deformaciones del acero presenta un período elástico en el cual las tensiones son proporcionales a las deformaciones específicas. El Módulo de Elasticidad, como ya se vio, es constante para todos los tipos de acero y vale $E = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2$.

El acero para hormigón armado se comercializa en barras de sección circular de 12 metros de longitud, en diámetros de 6, 8, 10, 12, 16, 20 y 25 milímetros. Poseen nervios longitudinales y aletas transversales salientes, para asegurar la adherencia al hormigón.



HORMIGÓN

El hormigón es un material que presenta inicialmente un estado fluido que permite moldearlo para luego mediante el fraguado, pasar a estado sólido adquiriendo la forma del molde sobre el cual se lo ha vertido. Está compuesto por una mezcla homogénea de una pasta adhesiva de cemento y agua que mantiene ligadas a partículas de arena y piedra.

Posteriormente al fraguado, comienza un periodo de endurecimiento, adquiriendo su resistencia completa aproximadamente a los 28 días, aunque este proceso en realidad continúa incluso por varios años.

El hormigón como la mayoría de los materiales cerámicos, tienen una considerable resistencia a la compresión, sin embargo, posee una muy baja resistencia a la tracción. En el caso del hormigón, la resistencia a la tracción es del orden de la décima parte de la resistencia a compresión. Por diversas razones, las normas de cálculo no admiten el trabajo a tracción del hormigón desde el punto de vista de la resistencia mecánica, por lo tanto, se adopta como hipótesis que el hormigón trabaja sólo a compresión.

La resistencia a compresión del hormigón depende de múltiples factores tales como:

- La calidad de los componentes
- El dosaje, es decir las proporciones de los componentes (áridos, cemento y agua) del pastón, en particular la cantidad de cemento por m^3 y la relación agua-cemento
- La granulometría de los áridos (arena y piedra)
- El tipo y tamaño máximo de la piedra (agregado grueso)
- El proceso de colocación y compactación
- El proceso de curado, etc.

Al existir tantos factores que influyen en la resistencia, para determinar un valor de referencia es necesario recurrir a datos estadísticos. Para ello, se realizan ensayos sobre probetas de dimensiones normalizadas (cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura), confeccionadas también bajo un proceso normalizado.

Para conocer la capacidad resistente de un hormigón, se determina el valor de su resistencia característica a compresión (**f_c**) para la cual existe el 90% de probabilidades de ser superada por los valores de rotura de las probetas ensayadas, en general, a los 28 días de edad del hormigón.



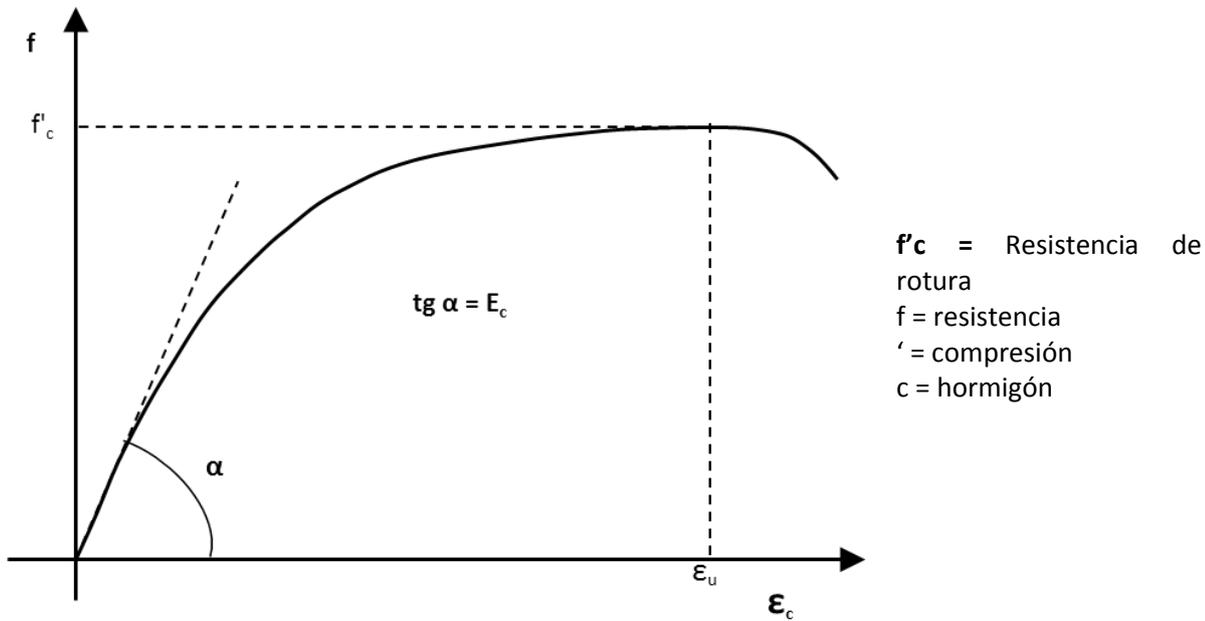
El Reglamento CIRSOC 201 tipifica las clases de hormigón, de acuerdo a sus resistencias, según el siguiente cuadro:

Clase de hormigón	Resistencia especificada a compresión f'_c (Mpa)	Resistencia especificada a compresión f'_c (Kg/cm ²)	A utilizar en hormigones
H-15	15	150	Simples (sin armar)
H-20	20	200	Simples y armados
H-25	25	250	Simples, armados y pretensados
H-30	30	300	
H-35	35	350	
H-40	40	400	
H-45	45	450	
H-50	50	500	
H-60	60	600	

20 MPa (Sistema Internacional de Unidades) = 200 Kg/cm² (Sistema Métrico Legal Argentino-SIMELA)

Se establece para estructuras de hormigón armado una calidad mínima de H-20, es decir una resistencia específica de rotura $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$.

En cuanto a la rigidez del material, los resultados de ensayos de compresión dan curvas de tensión-deformación no tan definidas como las del acero, debido a la gran cantidad de variables que inciden sobre la resistencia del hormigón. La parte inicial el diagrama es prácticamente recta, pudiéndose considerar al hormigón como un material elástico dentro de cierto margen de tensiones. El Módulo de Elasticidad (E) es variable, y depende de la calidad del hormigón.

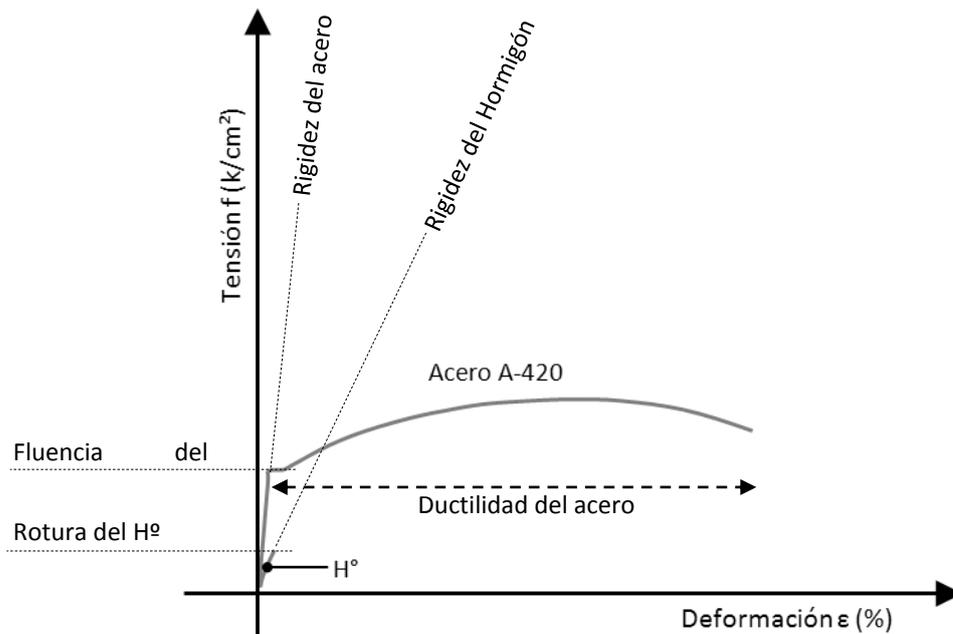


Si la sección de hormigón está totalmente comprimida (como en una columna, por ejemplo), cuando alcanza f'_c , la deformación ϵ_u de rotura es de alrededor del **2 %**. Quiere decir que para esa deformación el hormigón rompe.

Cuando la sección está flexionada, (como en una viga, por ejemplo), cuando el hormigón alcanza f'_c la deformación, ϵ_u de rotura es de alrededor del **3 %**. Esto es así, porque las investigaciones han demostrado que cuando el hormigón se encuentra sometido a esfuerzos de flexión, existe una colaboración de las fibras contiguas al extremo que pueden superar la tensión a la cual trabaja el hormigón. **En resumen, para secciones sometidas a flexión simple: cuando el hormigón alcanza la tensión de rotura f'_c , la deformación límite es $\epsilon_u = 3 \%$.**

El Módulo de Elasticidad depende del tipo de hormigón, siendo para el H20 aproximadamente **210.000 Kg/cm²** (alrededor de 10 veces menos que el E del acero), para el H25 235.000 Kg/cm² y para el H30 257.000 Kg/cm².

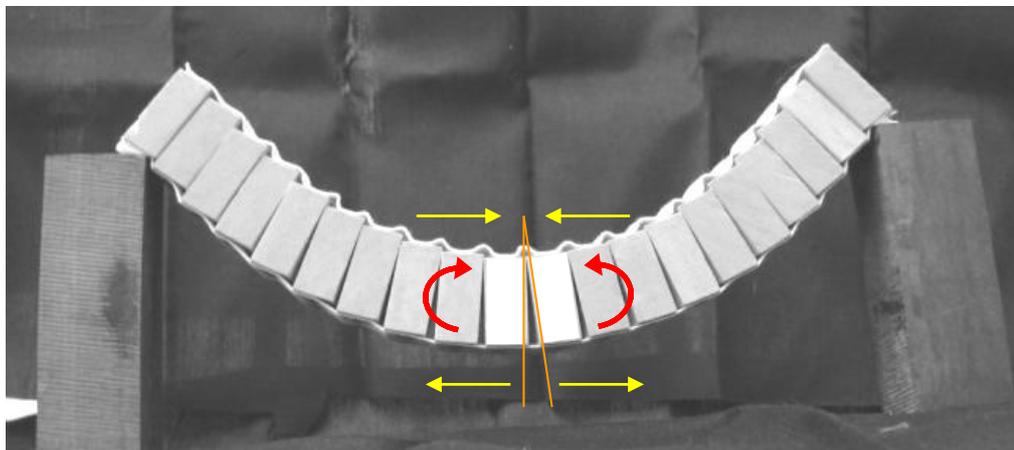
Comparando en un mismo diagrama de tensión-deformación el comportamiento del acero y el hormigón, puede evidenciarse la gran diferencia en resistencia (máximo valor en el eje de ordenadas alcanzado), rigidez (pendiente de la recta del tramo elástico inicial) y ductilidad (longitud de la línea entre los puntos de fluencia y rotura) que existe entre ambos materiales:



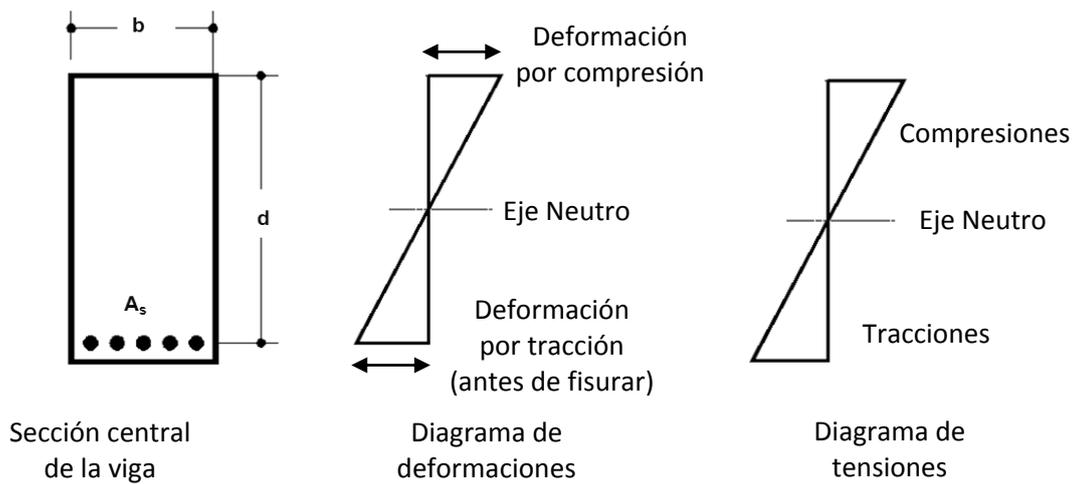
DIMENSIONADO

FLEXIÓN (ESFUERZOS INTERNOS)

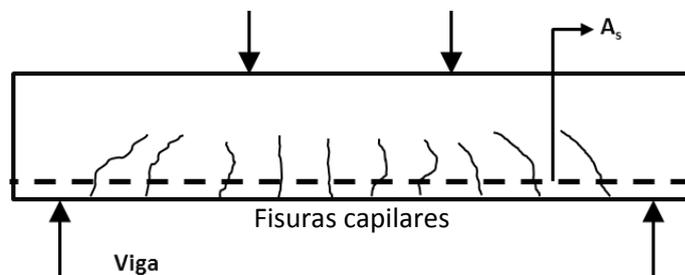
Se considera una viga de HºAº de sección rectangular, con armadura de tracción solamente.



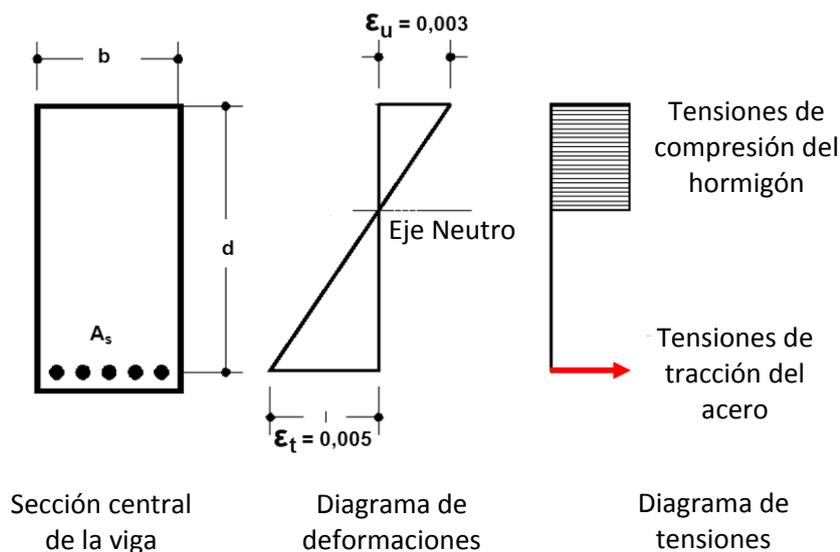
Considerando una sección central de la viga, por acción de las cargas externas, ésta gira y se mantiene plana. Se cumple, igual que en madera y acero, la Ley de Navier-Bernouilli (las secciones planas se conservan planas después de la deformación hasta la rotura). Las fibras sufren deformaciones (ϵ): las superiores se acortan, las inferiores se alargan y las ubicadas en el eje neutro no se deforman. Cuando las sollicitaciones son muy bajas (sin superar la escasa resistencia a tracción del hormigón), se mantiene la proporcionalidad entre tensiones y deformaciones al igual que en otros materiales elásticos como el acero y la madera.



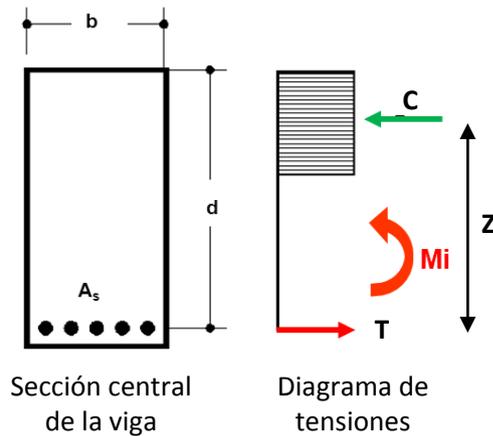
El material se opone a deformarse y ello genera fuerzas internas que crecen con la deformación, la que a su vez crece con el momento flector. Una vez superada la pequeña resistencia a tracción el hormigón traccionado se fisura. Las grietas son muy pequeñas (fisuras capilares) y no afectan la protección contra la corrosión, sin embargo, si afecta profundamente el comportamiento de la viga sometida a flexión.



En una sección fisurada el hormigón de la cara traccionada de la viga no puede recibir ningún esfuerzo y al acero le corresponde resistir toda la tracción. Si se incrementa la sollicitación hasta el estado último antes de alcanzar la rotura, los materiales plastifican, desapareciendo la proporcionalidad entre tensiones y deformaciones. El hormigón alcanza el 3‰ de deformación, mientras que el acero debe llegar al menos hasta un 5‰.

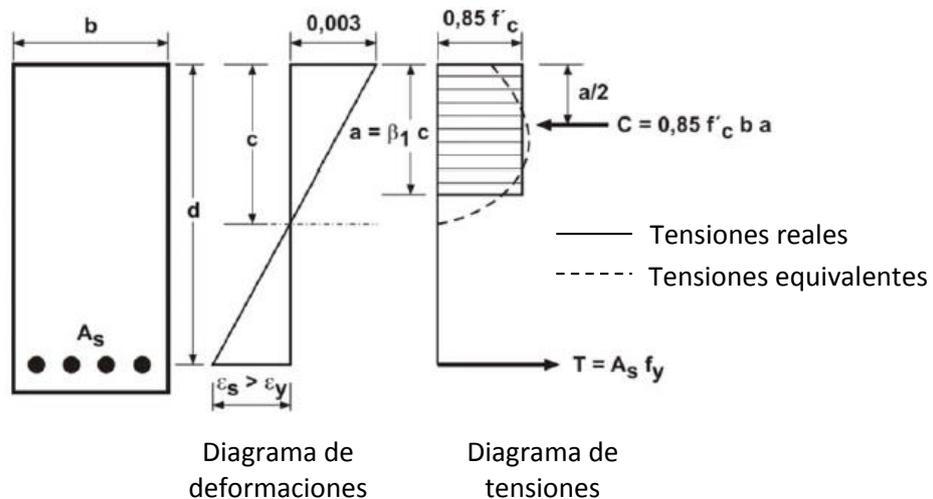


La resultante de todas las tensiones de compresión en el ancho (b) de la sección de la viga forman la fuerza C de compresión y la resultante de las tensiones de las barras de acero colocadas forma la fuerza de tracción T . Ambas fuerzas C y T , ubicadas a una distancia Z (brazo de palanca) generan un Momento Interno (M_i) que equilibra el Momento Externo (M_e) actuante en la sección.



Para determinar el momento máximo resistente M_i de una sección de la viga se debe conocer una de las fuerzas C o T , y el brazo de palanca Z . Para ello es necesario conocer exactamente como es la forma del diagrama de tensiones, que varía dependiendo de la cuantía de acero colocada y la magnitud de la sollicitación a la cual está sometida la viga.

Si bien las tensiones reales de compresión no son de valor constante en toda la zona comprimida (su forma no es rectangular), el reglamento CIRSOC 201 permite adoptar una distribución rectangular equivalente a la distribución real, con una tensión del hormigón igual a $0,85 f'_c$ y una altura $a = \beta_1 \times c$, siendo β_1 un factor que depende de la calidad del hormigón ($0,85$ para H20) y “ c ” la profundidad del eje neutro.



Por lo tanto:

El momento interno debe ser igual al momento externo para lograr el equilibrio:

$$M_i = M_e$$

El momento interno esta generado por la cupla producida entre las fuerzas de tracción y compresión, por lo cual es igual a:

$$M_i = C \cdot Z$$

$$M_i = T \cdot Z$$

Y por equilibrio interno las fuerzas de compresión y tracción deben ser iguales:

$$T = C$$

La fuerza de compresión es igual a la superficie comprimida ($a \cdot b$) multiplicada por la tensión de compresión del hormigón utilizada en el diagrama de tensiones equivalente ($0,85 f'_c$):

$$C = 0,85 f'_c \cdot a \cdot b$$

La fuerza de tracción es igual a la sección total de acero colocada (A_s) por la tensión de fluencia del acero (f_y):

$$T = A_s \cdot f_y$$

A partir de las ecuaciones anteriores, podemos deducir que el momento interno resistente de una sección de hormigón armado se denomina momento nominal, y es igual a:

$$M_N = 0,85 f'c \cdot a \cdot b \cdot Z$$

O tambien:

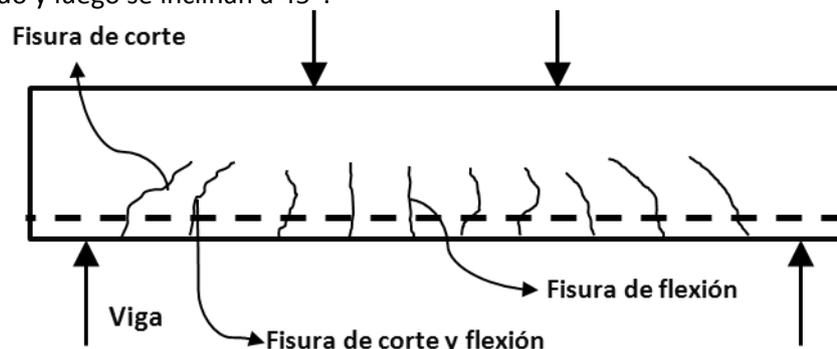
$$M_N = A_s \cdot f_y \cdot Z$$

CORTE (ESFUERZOS INTERNOS)

Como se explicó, cuando se empieza a cargar una viga de hormigón las tensiones de tracción y compresión son pequeñas y el hormigón puede resistir ese nivel de tracción. Pero cuando la tensión principal de tracción supera la resistencia a tracción del hormigón, este se rompe y aparecen fisuras.

Existen fisuras generadas por:

- Flexión en zonas de máximo momento flector que llegan aproximadamente al eje neutro y son casi verticales.
- Corte, en las zonas de máximo esfuerzo de corte. Son fisuras diagonales debidas a las tensiones de tracción, aproximadamente a 45° y más anchas en el eje neutro, prolongándose hacia arriba y abajo y llegando a la armadura de tracción.
- Combinación del efecto del momento y el corte que arrancan verticalmente del borde traccionado y luego se inclinan a 45° .



En definitiva, las fisuras en cada punto son normales (perpendiculares) a la tensión principal de tracción.

Fisurado el hormigón, el mecanismo de equilibrio entre fuerza de corte y tensiones internas que se vio para secciones de acero y madera ya no funciona. En la sección de hormigón armado se desarrolla otro mecanismo para equilibrar la fuerza cortante al que además puede incorporarse acero para tomar las tracciones que se producen.

Las armaduras que se colocan para aportar a la resistencia al corte son principalmente de dos tipos: Estribos y barras longitudinales dobladas (generalmente a 45°). Salvo en vigas sometidas a esfuerzos de corte muy elevados es preferible absorber estos esfuerzos sólo con estribos.

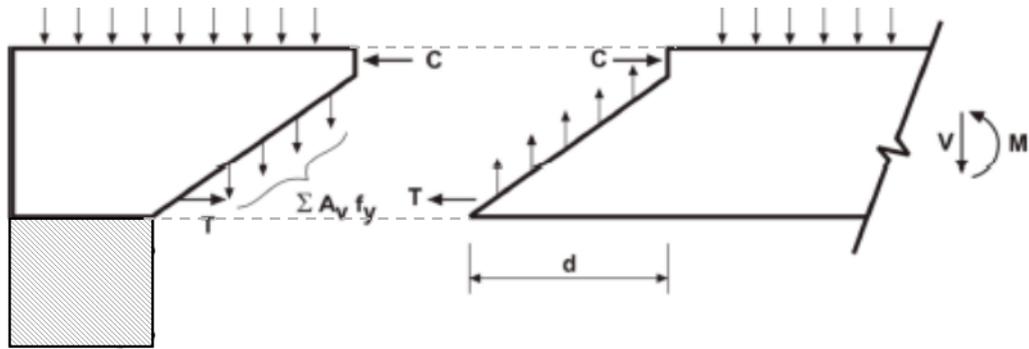


Estribos



Barras dobladas

En la figura siguiente, se indican las fuerzas actuantes con una fisura a 45° que parte del paramento del apoyo seguida de un corte vertical en la zona comprimida.



La resistencia al corte del hormigón, sin armadura de corte se genera con el aporte de tres componentes: la fuerza de compresión C, que presiona uno contra otro ambos trozos generando una fricción que tiende a evitar el deslizamiento inducido por el esfuerzo de corte; también a través de la fisura aún se pueden transmitir fuerzas por el efecto de engranamiento entre las superficies rugosas; y por último también colabora la fuerza generada por el efecto de perno de la armadura longitudinal colocada para resistir la flexión.

A esta capacidad resistente al corte, propia del hormigón, también pueden añadirse las armaduras de corte conformadas por estribos y/o barras dobladas. Estas armaduras unen ambos trozos de la viga separados por la fisura y colaborarán con la resistencia a corte.

La resistencia al corte aportada por el hormigón se denomina V_c , y la aportada por la armadura de corte se denomina V_s . Entre ambas conforman la capacidad resistente nominal al corte que se denomina V_n .

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n : Resistencia Nominal al Corte

V_c : Resistencia Nominal al Corte aportada por el hormigón

V_s : Resistencia Nominal al Corte aportada por el acero

El aporte del hormigón V_c se calcula mediante formulas empíricas establecidas a través de ensayos, de manera simplificada es igual a:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (*)$$

El aporte del acero proporcionado por estribos se obtiene multiplicando la cantidad de acero que atraviesa una fisura, por la tensión de fluencia del acero. Considerando que las fisuras de corte se producen aproximadamente a 45°, por geometría obtenemos que la cantidad de estribos que atraviesan una fisura es igual a la altura útil de la viga (d) dividida por la separación en que se coloquen los estribos (s), por lo cual:

$$V_s = A_s \cdot \frac{d}{s} \cdot f_y$$

A_s : Sección de acero un estribo que atraviesa el alma de la viga (se computan todos los tramos verticales del estribo)

d : Altura útil de la viga (altura total menos el recubrimiento)

s : Separación entre estribos

f_y : Tensión de fluencia del acero

Entre ambos aportes (hormigón y acero) no puede superarse un máximo de resistencia igual a:

$$V_n = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (*)$$

(*) Los valores de deben expresarse en Mpa, b y d en mm, y el resultado estará en Newton, al que se deberá dividir por 10 para convertirlo en Kg.

PREDIMENSIONADO DE LA SECCION DE HORMIGON

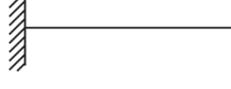
Como se ha visto hasta ahora, la resistencia total de una viga de hormigón armado está dada tanto por su sección de hormigón como por el acero que en ella se coloque. Por lo tanto, no podemos dimensionar las armaduras sin antes haber elegido el tamaño de la viga. Además, la geometría de los elementos estructurales también incide en el análisis de las solicitaciones.

Se hace necesario entonces, que al comenzar con el diseño estructural se determine la geometría de los elementos, en una etapa denominada predimensionado, en donde también pueden incidir otros aspectos de diseño no estructurales, tales como morfológicos, funcionales, constructivos, económicos, etc.

Dentro de los aspectos estructurales, además de la resistencia, la viga debe tener una rigidez adecuada. Esta condición evitará que su deformación produzca daños a los revestimientos, cerramientos, carpinterías, u otros elementos no estructurales que pueden estar vinculados a la viga, además de evitar aspectos visuales negativos, sensación de inseguridad, etc.

Resulta práctico entonces, predimensionar las vigas con un tamaño suficiente que garantice una adecuada rigidez. Posteriormente podrán dimensionarse las armaduras necesarias para resistir las solicitaciones, en una etapa más avanzada del proyecto.

El reglamento CIRSOC 201 nos indica la altura mínima que necesitan las vigas para lograr una rigidez adecuada, sin necesidad de hacer un cálculo de deformaciones:

ALTURA MINIMA PARA VIGAS			
<p>Simplemente apoyados</p> 	<p>Con un extremo continuo</p> 	<p>Ambos extremos continuos</p> 	<p>En voladizo</p> 
Luz/16	Luz/18,5	Luz/21	Luz/8

DIMENSIONADO DE ARMADURAS

El reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201, establece un margen de seguridad estructura a través de dos recursos:

- Mayorando las cargas o solicitaciones para aumentar la resistencia requerida.
- Minorando la resistencia nominal (capacidad resistente de la sección antes de fallar) mediante el uso de un factor (ϕ), menor a la unidad, que disminuye la capacidad resistente de la sección.

$$R_d = R_n \cdot \phi$$

R_d : Resistencia de Diseño (resistencia disminuída de la sección por seguridad)

R_n : Resistencia nominal (máxima capacidad resistente de la sección antes de fallar)

ϕ : Factor de reducción de resistencia (varía según el tipo de material y de solicitación)

Valores del factor de reducción (ϕ) según el tipo de solicitación H ^o A ^o	
Secciones controladas por tracción	0,90
Secciones controladas por corte	0,75

El valor asignado al Factor de Resistencia (ϕ) cuando la sección está controlada por corte es menor (0,75) que cuando está controlada por tracción (0,90), ya que el corte produce una rotura frágil, sin previo aviso.

Como se dijo en capítulos anteriores, la estructura en su conjunto y cada uno de los elementos deben proyectarse y dimensionarse de manera tal que para cualquier estado límite último, la resistencia última (demanda) sea menor o igual a la resistencia de diseño (capacidad)

$$R_u \leq R_d$$

En definitiva, para dimensionar una sección de hormigón armado sometida a flexión y corte:

- $M_d = M_n \cdot 0,90$
- $V_d = V_n \cdot 0,75$

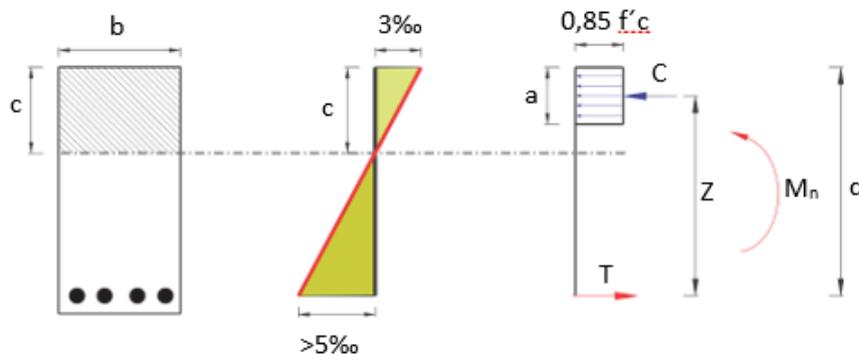
Y se deberá verificar:

- $M_u \leq M_d$
- $V_u \leq V_d$
- **Deformación en servicio \leq Deformación límite**

DIMENSIONADO DE ARMADURA DE FLEXION

Para conocer cuanto acero debemos colocar en la cara traccionada de una viga, debemos conocer el momento último al que esta solicitada, sus dimensiones, y el brazo de palanca interno.

Suponiendo una sección de una viga y sus diagramas de tensiones y deformaciones tales como los siguientes:



Sabemos que el momento de diseño resistido por la viga es igual a la fuerza de compresión por el brazo de palanca, multiplicados por el coeficiente de reducción de resistencia y debe ser mayor que el momento último solicitante:

$$M_u \leq M_d = 0,85 f'c \cdot a \cdot b \cdot Z \cdot \phi$$

Y el brazo de palanca Z es igual a la altura útil d menos la mitad del bloque comprimido "a":

$$Z = d - a/2$$

Reemplazando:

$$M_d = 0,85 f'c \cdot a \cdot b \cdot \phi \cdot d - a/2$$

Por lo tanto, podemos despejar el valor de a :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M_U}{\phi \cdot 0,85 f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \cdot d$$

Como la fuerza de tracción del acero ($A_s \cdot f_y$) tiene que ser igual a la de compresión del hormigón ($0,85 f'_c \cdot a \cdot b$):

$$A_s \cdot f_y = 0,85 f'_c \cdot a \cdot b$$

Como ya conocemos a, podemos despejar la sección de acero necesaria A_s :

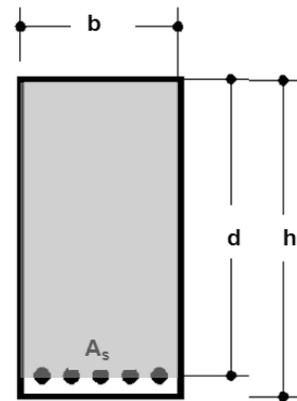
$$A_s = \frac{a \cdot b \cdot 0,85 \cdot f'_c}{f_y}$$

CUANTÍA DE ARMADURA LONGITUDINAL

La cuantía (ρ) es la relación entre el área de la armadura (A_s) y la sección útil ($b \times d$) del hormigón.

$$\rho = A_s / b \cdot d$$

La cuantía de acero colocada en un elemento flexionado de hormigón armado incide en su comportamiento al momento de romperse. Cuando la falla de la sección se produce porque el hormigón comprimido alcanzó su límite sin que el acero haya alcanzado la tensión de fluencia, la rotura de la pieza es brusca, sin ningún tipo de aviso. En cambio, si la falla de la sección se produce porque el acero alcanzó la rotura, la pieza antes de romperse presenta una fisuración importante y creciente lo que permite tomar medidas de precaución. Para ello se establece una cuantía máxima que asegura que la deformación del acero supere al 5% al momento de romperse la viga. Esta deformación resulta fácilmente visible.



Por otra parte, si la cuantía de acero es muy baja, éste podría llegar a romperse incluso antes que el hormigón se fisure por tracción, produciéndose la falla de la viga antes de que se pueda observar fisura alguna. Para evitarlo se adopta una cuantía mínima que garantiza una resistencia de la viga fisurada mayor que la resistencia de la viga sin fisurar.

El reglamento CIRSOC 201 fija los siguientes valores de cuantías para elementos flexionados:

Para acero ADN 420 y hormigones $f'_c \leq 300\text{k/cm}^2$			
Cuantía P (%)	H-20	H-25	H-30
MINIMA	0,0033	0,0033	0,0033
MAXIMA	0,0129	0,0161	0,0194

DIMENSIONADO DE ARMADURA DE CORTE

Al igual que para el dimensionado de la armadura a flexión, el esfuerzo de corte de diseño es igual a la capacidad resistente nominal al corte de la sección, multiplicada por el factor de reducción de resistencia, y debe ser mayor o igual al esfuerzo de corte último solicitante.

Por lo tanto, el máximo corte capaz de resistir con seguridad una sección es igual a:

$$V_U \leq V_d = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot \phi \quad (*)$$

Debe verificarse esta condición antes de dimensionar la armadura de corte.

Dado que la capacidad de corte de una sección está dada por la suma de lo aportado por el hormigón más lo aportado por el acero, para obtener los estribos necesarios debemos restarle al corte último solicitante, lo que ya es resistido sólo por el hormigón:

$$V_s = V_U - \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot \phi \quad (*)$$

Como ya vimos, el corte resistido por los estribos es igual a la sección de acero que aporta un estribo (A_s) multiplicada por la cantidad de estribos que atraviesan una fisura (d/s) y por la tensión de fluencia del acero (f_y) reducida por el coeficiente de reducción de resistencia ϕ .

$$V_s = A_s \cdot \frac{d}{s} \cdot f_y \cdot \phi$$

Despejando, se obtiene la sección necesaria a aportar por cada estribo, seleccionando previamente una separación determinada:

$$A_s = \frac{V_s \cdot s}{d \cdot f_y \cdot \phi}$$

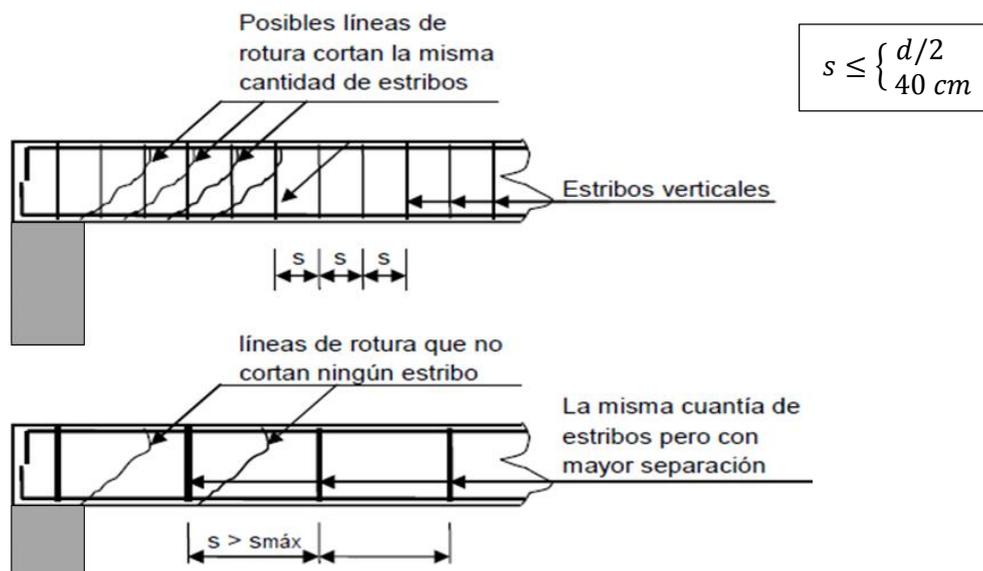
(*) Los valores de deben expresarse en Mpa, b y d en mm, y el resultado estará en Newton, al que se deberá dividir por 10 para convertirlo en Kg.

CUANTÍA DE ARMADURA TRANSVERSAL

Si sólo el aporte del hormigón fuera mayor que la solicitación, se debe colocar una cuantía mínima de estribos, igual a:

$$A_s = \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot s}{16 f_y} \geq \frac{0,33 \cdot b \cdot s}{f_y} \quad (\text{Las tensiones deben expresarse en Mpa y las medidas en mm})$$

También se fija una separación máxima de estribos, que garantiza que habrá siempre al menos dos estribos atravesando cada fisura a 45°, ya que si colocamos estribos muy separados entre sí podrían producirse fallas por corte en el espacio comprendido entre ellos.

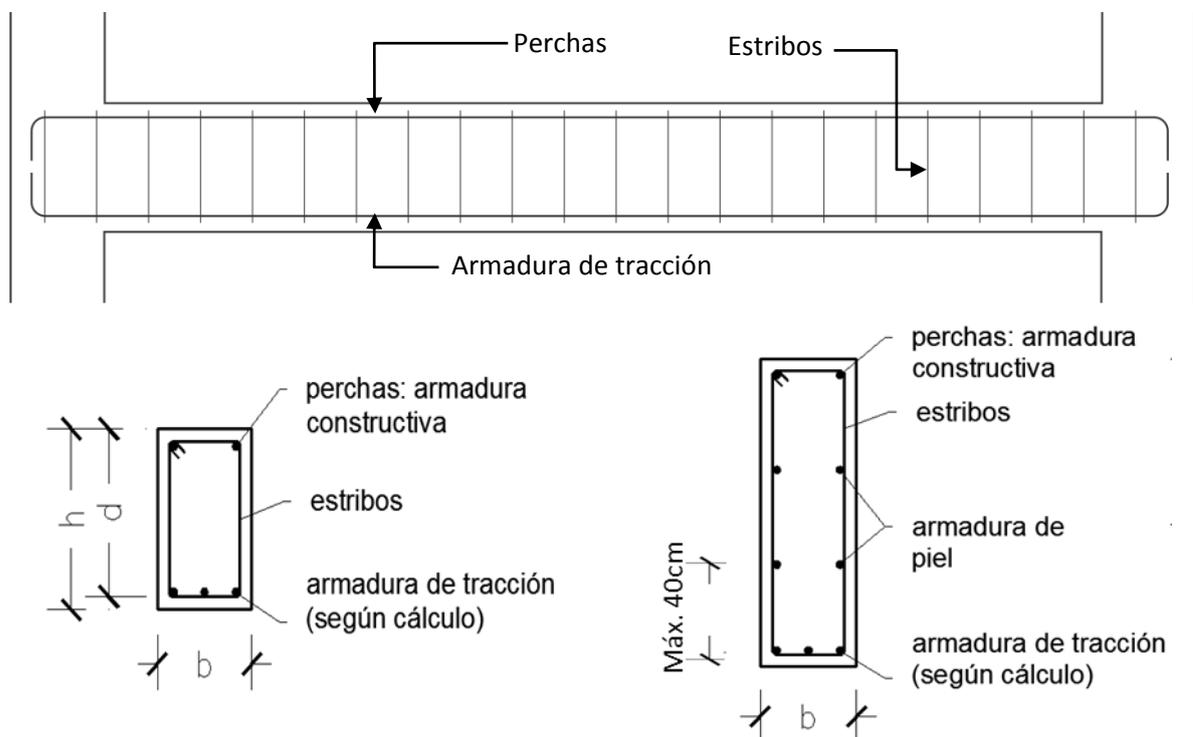


DISEÑO DE ARMADURAS DE VIGAS

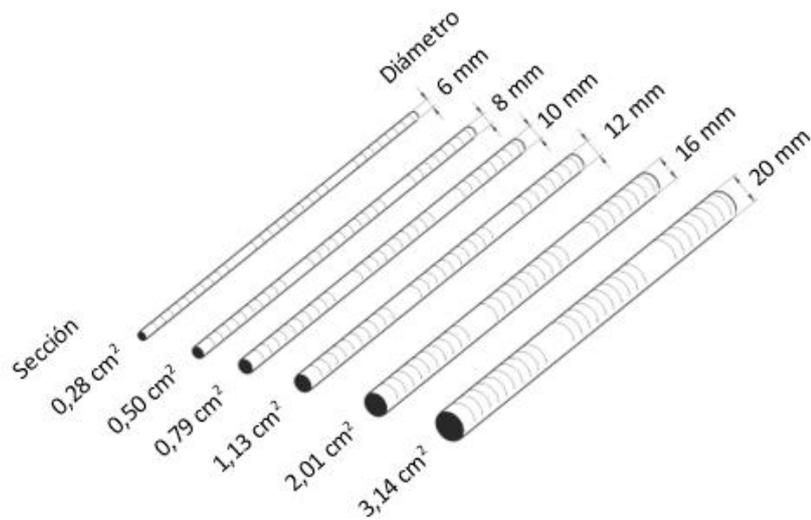
ARMADURA LONGITUDINAL

Por motivos constructivos, debe colocarse al menos una barra longitudinal en cada una de las 4 esquinas de la viga rectangular. Las dos barras que quedan ubicadas en la cara comprimida de la viga, no trabajan a tracción y reciben el nombre de “perchas” ya que su función es la de colgar los estribos y permitir el armado del paquete de acero de la viga previo a su hormigonado. Se recomienda el uso de barras de diámetro 8 o mayor.

Si la viga es muy alta, la distancia entre las perchas y la armadura de tracción se hace excesiva (40 cm o más) y puede ser necesaria la colocación de una armadura longitudinal intermedia, sobre las caras laterales de la viga. Esta armadura se denomina “de piel” y se utiliza para evitar el pandeo de los estribos, debido a su esbeltez, y reducir la formación de fisuras por retracción del hormigón durante el fraguado. Se recomienda utilizar diámetros pequeños, del orden de 6 u 8 milímetros.



La armadura de tracción debe sumar en total, la cantidad de acero A_s obtenida en el dimensionado. Para ello pueden seleccionarse y combinarse distintos diámetros de barras, aportando cada una su sección de acero como se indica a continuación:



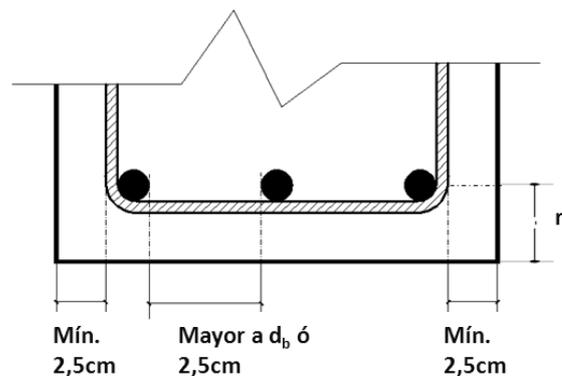
Para simplificar la suma de secciones, la tabla siguiente muestra la sección de acero, en cm^2 que aporta cada diámetro de barra, desde una unidad hasta un total de 10 barras:

Diám. Nominal	Secciones nominales / números de barras									
	Números de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
mm	cm ²									
6	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,27	31,42
25	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10

Para proteger la armadura del medio ambiente, evitar su oxidación y asegurar que el hormigón las recubra adecuadamente:

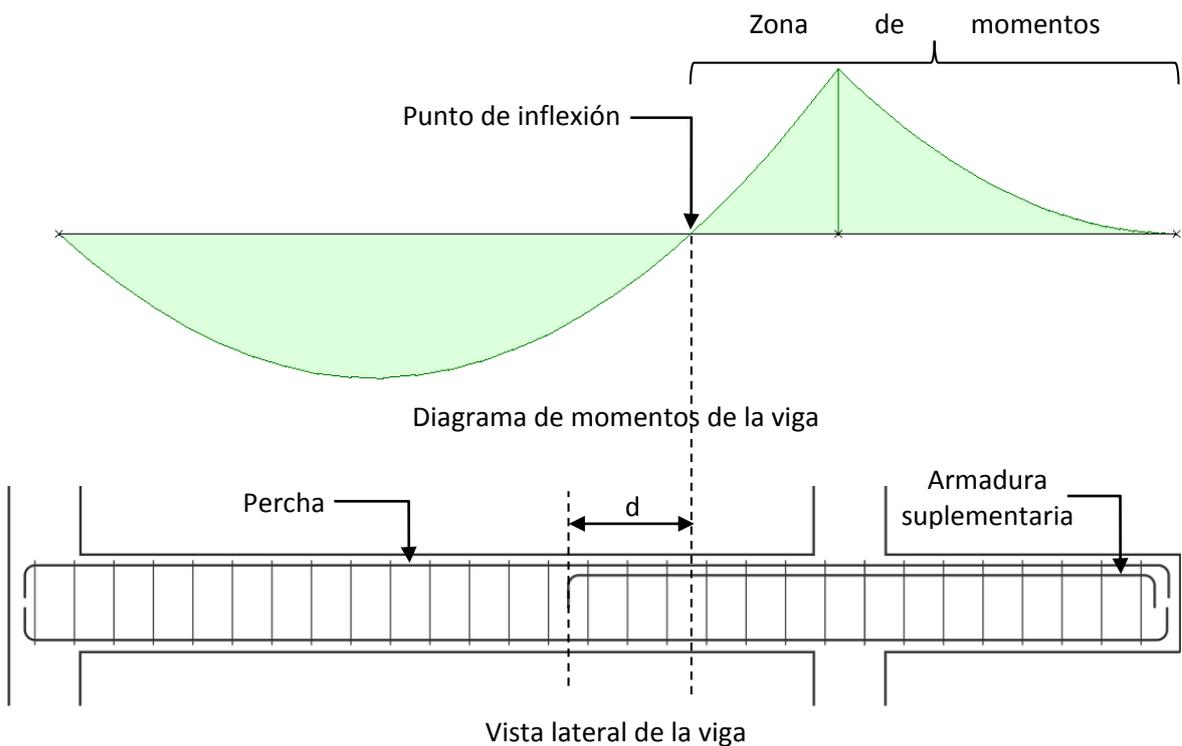
- Se adiciona a la altura útil de la viga un recubrimiento (r). Este se mide desde el eje de la armadura traccionada. Generalmente es de 3 a 4 cm.
- Se deben respetar recubrimientos laterales y separaciones mínimas entre barras

La cantidad total de barras colocadas en la cara traccionada de la viga debe seleccionarse con la precaución de que entren en el ancho disponible dentro del estribo, respetando las medidas indicadas en la figura.



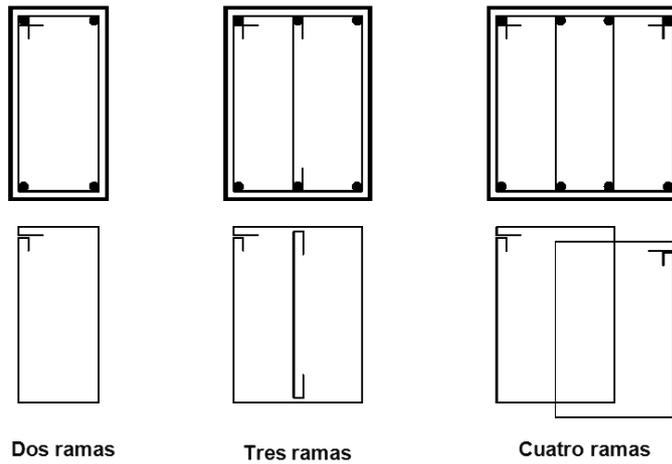


De existir un voladizo, este puede requerir un armado en la cara superior de la viga que requiera una cantidad de acero mayor de la que aporta la percha, por lo cual se puede incorporar una barra denominada "suplementaria" que cubra la diferencia faltante entre la sección de acero necesaria y la ya colocada mediante perchas. Esta barra suplementaria debe colocarse cubriendo toda la zona de la viga con momento negativo y prolongarse más allá del punto de inflexión, una distancia igual a la altura útil de la viga (d).



ARMADURA TRANSVERSAL

La sección de acero A_s necesaria para cada estribo obtenida en el dimensionado, se compone por el aporte de todos los tramos verticales del estribo, que son aquellos que atraviesan el alma de la viga, cosiendo las fisuras de corte. Los tramos verticales de un estribo se denominan ramas, y pueden construirse de 2, 3 o 4 ramas.



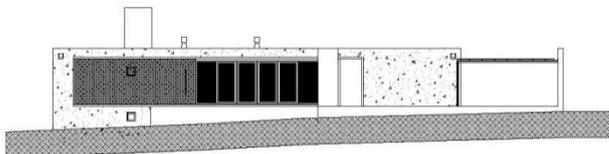
Para facilitar la suma de secciones aportada en total por un determinado estribo, se dispone de la siguiente tabla, que indica la sección total en cm^2 aportada por estribos de 2 o 4 ramas, para los diámetros de uso más frecuente:

Ramas	Diámetro			
	6	8	10	12
2	0,56 cm^2	1,00 cm^2	1,57 cm^2	2,26 cm^2
4	1,12 cm^2	2,00 cm^2	3,14 cm^2	4,52 cm^2

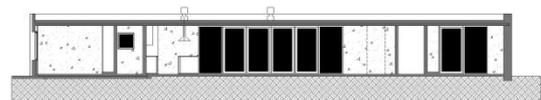


EJERCICIO: DIMENSIONADO Y VERIFICACIÓN EN HºAº

CASA EN CAPILLA DEL MONTE – ARQS. NANZER-MARCHISIO



VISTA OESTE



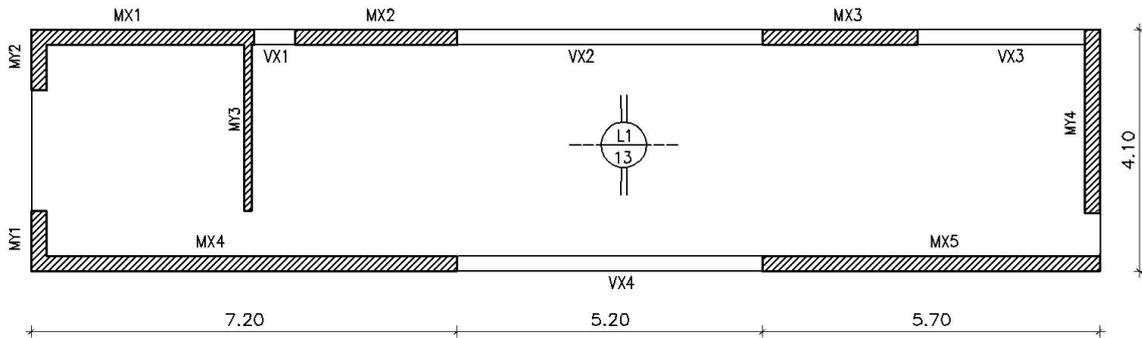
CORTE A-A



PLANTA DE ARQUITECTURA

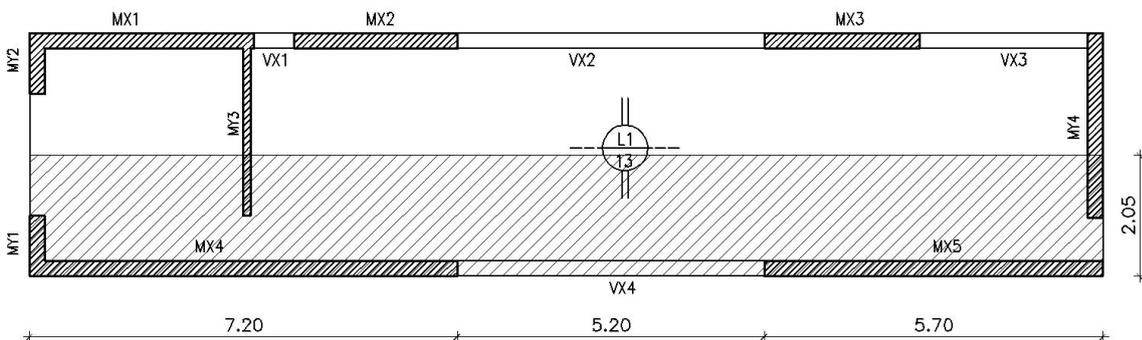
ORGANIZACIÓN ESTRUCTURAL

Se propone la organización del mecanismo estructural: El plano superior es una losa maciza de hormigón armado en una dirección, a la vista. Los planos verticales están conformado por muros de mampostería portantes, las vigas son de hormigón armado y están apoyadas en los planos resistentes verticales.

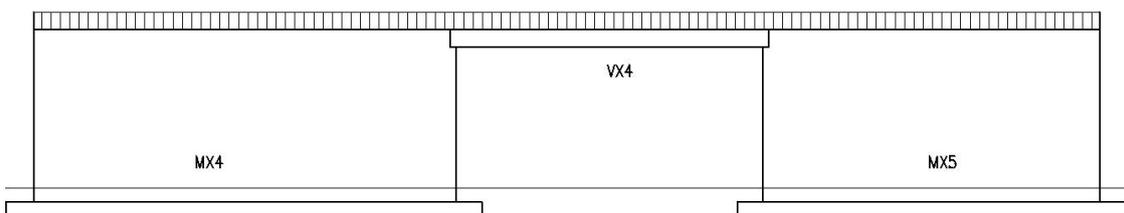


PLANTA DE ESTRUCTURA

ÁREA DE INFLUENCIA Y ESQUEMA DE CARGA SOBRE MUROS Y VIGAS (para dimensionar las vigas)



PLANTA DE ÁREAS DE INFLUENCIA



VISTA DE LOS PLANOS Y ESQUEMA DE CARGAS

PREDIMENSIONADO DE LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO

Losa 1 $h = \frac{l}{30}$ $h = \frac{390}{30} = 13 \text{ cm.}$ Se opta por losa maciza de 13cm.

PREDIMENSIONADO DE LA VIGAS

Viga X4 $h = l/16$ $h = \frac{520}{16} = 32,5 \text{ cm.}$ Se opta por una sección de 20cm x 50cm por motivos de diseño (viga a la vista)

Realizado el análisis de cargas del plano superior, se obtiene: $q_D = 500 \text{ kg/m}^2$
 $q_L = 100 \text{ kg/m}^2$

Carga de servicio $q_{serv} = 600 \text{ kg/m}^2$

CARGA ÚLTIMA

$q_{u1} = 1,4 D$ $q_{u1} = 1,4 \cdot 500 \text{ kg/m}^2 = 700 \text{ kg/m}^2$
 $q_{u2} = 1,2 D + 1,6 L$ $q_{u2} = 1,2 \cdot 500 \text{ kg/m}^2 + 1,6 \cdot 100 \text{ kg/m}^2 = 760 \text{ kg/m}^2$

Carga última $q_u = 760 \text{ kg/m}^2$

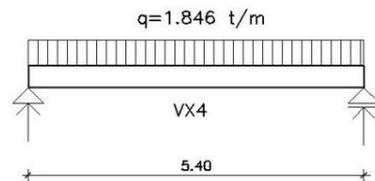
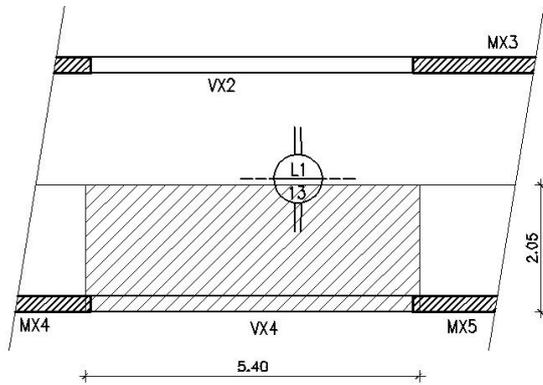
ANÁLISIS DE CARGAS SOBRE VIGA X1

La carga sobre la viga es la carga del área de influencia distribuida en la longitud de apoyo.

$$Q_U = \frac{\text{sup.} \times q_u}{l}$$

$$Q_U = \frac{(5,4\text{m} \times 2,05\text{m}) \times 760 \text{ Kg/m}^2}{5,40\text{m}} = 1558 \text{ Kg/m}$$

Es equivalente a la luz de influencia por el q_u .
 $Q_U = 2,05 \text{ m} \times 760 \text{ Kg/m}^2 = 1558 \text{ Kg/m}$



Peso propio de la viga por metro lineal será:

Pe . área $\text{Kg/m}^3 \cdot \text{m}^2 = \text{Kg/m}$

$2400 \text{ Kg/m}^3 \times (0,20\text{m} \times 0,50\text{m}) = 240 \text{ Kg/m}$

Mayoramos por considerar cargas últimas

Peso propio = $240 \text{ Kg/m} \times 1,2 = 288 \text{ Kg/m}$

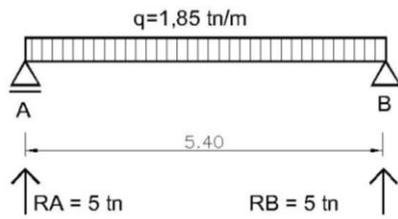
$q_U = 1558 \text{ Kg/m} + 288 \text{ Kg/m} = 1846 \text{ Kg/m}$

DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS EN LA SECCIÓN

EQUILIBRIO EXTERNO

$$\sum F_x = 0 \quad \sum F_y = 0 \quad \sum M = 0$$

DIAGRAMA DE CARGAS



CALCULO DE REACCIONES:

$$\sum F_y = 0$$

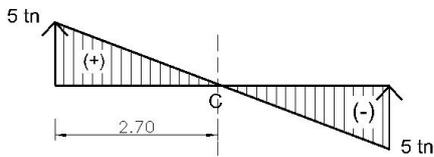
$$\sum F_y = R_A + R_B - 1,85 \text{ tn/m} \times 5,40 \text{ m} = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{1,85 \text{ tn/m} \times 5,40 \text{ m}}{2} = 5 \text{ tn}$$

$$\text{VERIFICACION: } 5 \text{ tn} + 5 \text{ tn} - 1,85 \text{ tn/m} \times 5,40 \text{ m} = 0$$

EQUILIBRIO INTERNO (ESFUERZOS EN LAS SECCIONES DE LA BARRA): V= corte M= momento

ESFUERZOS DE CORTE



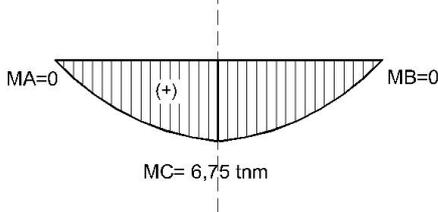
CALCULO DE ESFUERZOS DE CORTE:

$$V_A = 5 \text{ tn}$$

$$V_C = 5 \text{ tn} - 1,85 \text{ tn/m} \times 2,70 \text{ m} = 0$$

$$V_B = 0 - 1,85 \text{ tn/m} \times 2,70 \text{ m} = -5 \text{ tn}$$

MOMENTO FLECTOR



CALCULO DE MOMENTO FLECTOR:

$$M_A = 0$$

$$M_C = +(5 \text{ tn} \times 2,70 \text{ m}) - (1,85 \text{ tn/m} \times 2,70 \text{ m} \times 1,35 \text{ m}) = 6,75 \text{ tm}$$

$$M_B = 0$$

DIMENSIONADO A FLEXIÓN DE VIGA X4

Para dimensionar la viga, se utilizan las tablas de dimensionado, para un ancho de 20 cm, se busca en la columna de 50 cm de alto un valor de momento de diseño superior al momento último de 6,75 tm, correspondiendo una armadura de 4,22 cm², para un momento de diseño de 7,079 tm.

ANCHO (cm)		ALTURA (cm)													
		25		30		35		40		45		50			
coeficientes	mn	Momento de diseño (tm)	Armadura requerida (cm ²)	Momento de diseño (tm)	Armadura requerida (cm ²)	Momento de diseño (tm)	Armadura requerida (cm ²)	Momento de diseño (tm)	Armadura requerida (cm ²)	Momento de diseño (tm)	Armadura requerida (cm ²)	Momento de diseño (tm)	Armadura requerida (cm ²)		
Para valores menores colocar armadura mínima		0,079	0,959	1,168	1,47	1,761	1,80	2,474	2,13	3,308	2,47	4,262	2,80	5,437	3,13
Cuantía mínima		0,084	0,956	1,245	1,57	1,875	1,92	2,634	2,28	3,522	2,63	4,538	2,99	5,832	3,35
		0,093	0,951	1,381	1,75	2,081	2,14	2,922	2,54	3,907	2,94	5,034	3,33	6,414	3,73
		0,105	0,945	1,551	1,97	2,336	2,42	3,281	2,87	4,387	3,32	5,653	3,77	7,079	4,22
		0,114	0,939	1,689	2,16	2,544	2,65	3,574	3,15	4,778	3,64	6,157	4,13	7,710	4,62
		0,125	0,933	1,854	2,39	2,793	2,93	3,923	3,48	5,245	4,02	6,758	4,56	8,463	5,11
		0,139	0,925	2,055	2,67	3,095	3,28	4,348	3,89	5,812	4,49	7,490	5,10	9,379	5,71
		0,156	0,915	2,304	3,03	3,470	3,72	4,874	4,40	6,516	5,09	8,396	5,78	10,514	6,47
		0,177	0,902	2,620	3,49	3,947	4,29	5,544	5,08	7,411	5,88	9,550	6,67	11,959	7,46
		0,190	0,894	2,813	3,78	4,237	4,64	5,951	5,50	7,956	6,36	10,252	7,23	12,838	8,09
		0,205	0,884	3,035	4,13	4,572	5,07	6,422	6,01	8,586	6,94	11,063	7,88	13,584	8,82
		0,222	0,873	3,295	4,54	4,963	5,57	6,972	6,61	9,320	7,64	12,010	8,67	15,039	9,70
		0,232	0,866	3,442	4,78	5,184	5,87	7,282	6,95	9,735	8,04	12,544	9,13	15,709	10,21
		0,238	0,862	3,520	4,91	5,302	6,03	7,447	7,14	9,957	8,26	12,829	9,37	16,066	10,49
		0,243	0,858	3,602	5,05	5,425	6,19	7,620	7,34	10,188	8,49	13,127	9,63	16,439	10,78
		0,249	0,854	3,687	5,19	5,554	6,37	7,801	7,55	10,429	8,73	13,439	9,91	16,829	11,09
		0,255	0,850	3,777	5,34	5,688	6,56	7,990	7,77	10,682	8,99	13,764	10,20	17,237	11,41
		0,261	0,845	3,870	5,50	5,829	6,76	8,188	8,01	10,947	9,26	14,106	10,51	17,664	11,76
Cuantía máxima		0,268	0,841	3,968	5,68	5,977	6,97	8,396	8,26	11,225	9,55	14,463	10,84	18,112	12,13
Para valores mayores redimensionar o colocar acero de compresión															

Si no se encontrara un valor de momento de diseño suficiente, corresponderá aumentar la sección de la viga para alcanzar la resistencia necesaria.

Se seleccionan 4 barras de diámetro 12 mm que aportan una sección total de 4,52 cm² de sección de acero, levemente superior a los 4,22 cm² necesarios.

Se completa el armado longitudinal con 2 barras de 8 mm como diapos en la cara superior de la viga.

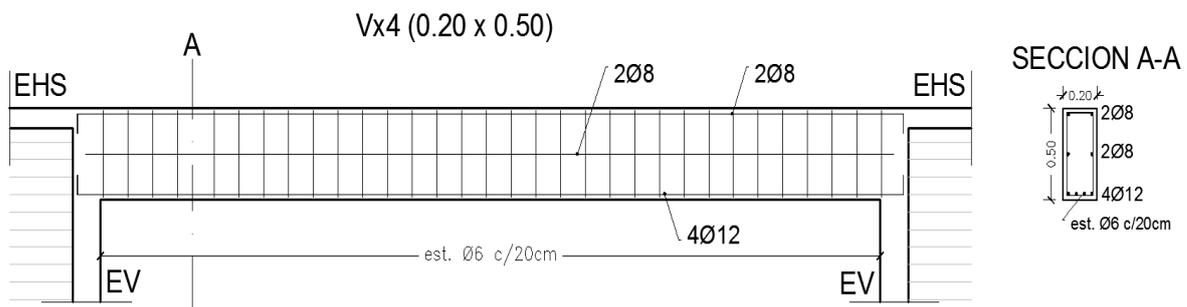
DIMENSIONADO A CORTE DE VIGA X4

Se utiliza el sector de dimensionado de estribos de la misma tabla, entrando por la columna de 50 cm de altura, encontramos que el primer estribo disponible (ϕ 6 c/20 cm) cubre un corte de hasta 9,44 toneladas, mayor que el corte solicitante.

ANCHO (cm)	ALTURA (cm)											
	25		30		35		40		45		50	
	Corte de diseño (t)	Armadura requerida diam sep	Corte de diseño (t)	Armadura requerida diam sep	Corte de diseño (t)	Armadura requerida diam sep	Corte de diseño (t)	Armadura requerida diam sep	Corte de diseño (t)	Armadura requerida diam sep	Corte de diseño (t)	Armadura requerida diam sep
Resistencia aportada solo por el H ⁺	2,46		3,02		3,58		4,14		4,70		5,25	
	6,38	6 10	6,72	6 13	7,38	6 15	8,53	6 15	8,44	6 20	9,44	6 20
	9,43	8 10	7,83	6 10	9,28	6 10	10,73	6 10	9,68	6 15	10,84	8 15
	10,30	6 5	9,60	8 13	10,33	8 15	11,95	8 15	11,35	8 20	12,70	8 20
			11,57	8 10	13,71	8 10	15,85	8 10	12,18	6 10	13,63	6 10
			12,64	6 5	14,13	10 15	16,34	10 15	13,56	8 15	15,18	8 15
			13,30	10 13	14,98	6 5	17,32	6 5	15,09	10 20	16,88	10 20
									18,00	8 10	20,14	8 10
									18,55	10 15	20,76	10 15
									19,66	12 20	22,00	12 20
Capacidad maxima resistente	12,30		15,09		17,89		20,68		23,48		26,27	

Con los resultados obtenidos se grafican los detalles:

ARMADO DE LA VIGA



DIMENSIONADO DE LOSAS MACIZAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN

Las losas macizas armadas en una dirección se consideran como una sucesión de vigas de escasa altura, cuya sección es el espesor de la losa por 1,00 m de ancho.

La sección de acero A_s obtenida se distribuye entonces, con separación constante, a lo largo de 1m de ancho.

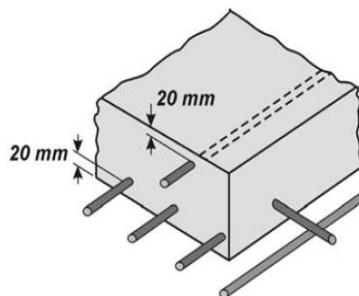
Para simplificar esta tarea, en la siguiente tabla se resumen las secciones totales de acero en cm², obtenidas en un metro de ancho, a partir de un diámetro y separación determinadas de armadura.

Diámetro	SECCIONES NOMINALES EN UN METRO DE ANCHO (cm ² /m)								
	Separación entre barras								
	10 cm	12 cm	15 cm	18 cm	20 cm	22 cm	25 cm	28 cm	30 cm
6 mm	2,83	2,36	1,88	1,57	1,41	1,29	1,13	1,01	0,94
8 mm	5,03	4,19	3,35	2,79	2,51	2,28	2,01	1,80	1,68
10 mm	7,85	6,54	5,24	4,36	3,93	3,57	3,14	2,80	2,62
12 mm	11,31	9,42	7,54	6,28	5,65	5,14	4,52	4,04	3,77
16 mm	20,11	16,76	13,40	11,17	10,05	9,14	8,04	7,18	6,70
20 mm	31,42	26,18	20,94	17,45	15,71	14,28	12,57	11,22	10,47



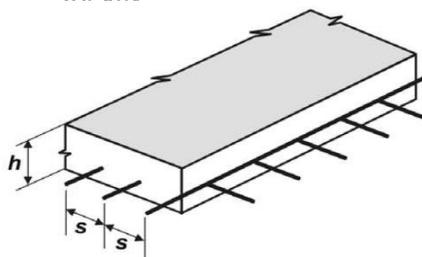
El armado seleccionado debe cumplir las siguientes condiciones:

- Recubrimiento mínimo:



- Separación máxima de los hierros:

$$s \leq \begin{cases} 2,5 \text{ veces el espesor de la losa} \\ 25 d_b \text{ de las barras} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$



- Cuantía mínima: 0,0018

- Armadura perpendicular a la dirección de armado (repartición)
Cuantía de 0,0018

ARMADO DE LOSA L1

Para el armado de la losa L1 del ejemplo analizado, debemos obtener el momento último solicitante:

$$M_U = q_U \cdot l^2/8 = 760 \text{ kg/m} \cdot (3,90 \text{ m})^2/8 = 1,445 \text{ tm}$$

Utilizamos la tabla de dimensionado de losas, en la columna de 13 cm de espesor, obteniendo un armado de 3,67 cm² que otorgan un momento de diseño de 1,462, superior al momento último solicitante.

MOMENTOS FLECTORES DE DISEÑO Y ARMADURA REQUERIDA PARA LOSAS MACIZAS SOMETIDAS A FLEXION SIMP																														
Hormigon			H20		f'c		200 kg/cm ²		e=3%		Acero		ADN 420		fy		4200													
ANCHO (cm)			ESPESOR (cm)																											
100			10		12		13		14		15		16																	
coeficientes			Momento de diseño (tm)		Armadura requerida (cm ²)		Momento de diseño (tm)		Armadura requerida (cm ²)		Momento de diseño (tm)		Armadura requerida (cm ²)		Momento de diseño (tm)		Armadura requerida (cm ²)													
mn																														
kz																														
Para valores menores colocar armadura mínima																														
Cuantía mínima			0,044		0,978		0,426		1,44		0,666		1,80		0,835		1,98		0,958		2,16		1,125		2,34		1,304		2,52	
	0,047		0,976		0,460		1,56		0,718		1,95		0,839		2,14		1,035		2,34		1,214		2,53		1,408		2,73			
	0,052		0,973		0,506		1,72		0,791		2,15		0,977		2,37		1,139		2,58		1,337		2,80		1,551		3,01			
	0,058		0,970		0,563		1,92		0,880		2,40		1,055		2,64		1,268		2,88		1,488		3,12		1,726		3,36			
	0,065		0,966		0,635		2,17		0,992		2,72		1,231		2,99		1,429		3,26		1,677		3,53		1,945		3,80			
	0,070		0,964		0,687		2,36		1,074		2,95		1,309		3,24		1,547		3,54		1,815		3,83		2,105		4,13			
	0,074		0,961		0,727		2,50		1,137		3,13		1,375		3,44		1,637		3,75		1,921		4,07		2,228		4,38			
	0,079		0,959		0,773		2,67		1,208		3,33		1,462		3,67		1,740		4,00		2,042		4,33		2,368		4,67			
	0,084		0,956		0,823		2,85		1,286		3,56		1,536		3,92		1,852		4,27		2,174		4,63		2,521		4,98			
	0,093		0,951		0,913		3,18		1,427		3,97		1,727		4,37		2,055		4,76		2,412		5,16		2,797		5,56			
	0,105		0,945		1,025		3,59		1,602		4,49		1,939		4,94		2,307		5,39		2,708		5,83		3,140		6,28			
	0,114		0,939		1,117		3,93		1,745		4,91		2,112		5,41		2,513		5,90		2,949		6,39		3,420		6,88			
	0,125		0,933		1,226		4,35		1,916		5,43		2,318		5,98		2,759		6,52		3,237		7,06		3,755		7,61			
	0,139		0,925		1,359		4,86		2,123		6,07		2,569		6,68		3,057		7,29		3,588		7,89		4,161		8,50			
	0,156		0,915		1,523		5,50		2,380		6,88		2,880		7,57		3,427		8,26		4,022		8,95		4,665		9,63			
	0,177		0,902		1,732		6,35		2,707		7,94		3,275		8,73		3,898		9,53		4,575		10,32		5,305		11,12			
	0,190		0,894		1,860		6,88		2,906		8,60		3,516		9,46		4,184		10,32		4,911		11,18		5,695		12,04			
	0,205		0,884		2,007		7,51		3,136		9,38		3,794		10,32		4,515		11,26		5,299		12,20		6,146		13,14			
	0,222		0,873		2,179		8,26		3,404		10,32		4,119		11,35		4,902		12,39		5,753		13,42		6,672		14,45			
	0,232		0,866		2,276		8,69		3,556		10,86		4,302		11,95		5,120		13,04		6,009		14,12		6,969		15,21			
	0,238		0,862		2,327		8,93		3,636		11,16		4,400		12,27		5,237		13,39		6,146		14,51		7,127		15,62			
0,243		0,858		2,381		9,17		3,721		11,47		4,502		12,62		5,358		13,76		6,288		14,91		7,293		16,06				
0,249		0,854		2,438		9,44		3,809		11,80		4,609		12,98		5,485		14,16		6,437		15,33		7,466		16,51				
0,255		0,850		2,497		9,71		3,902		12,14		4,721		13,36		5,618		14,57		6,594		15,79		7,647		17,00				
0,261		0,845		2,559		10,01		3,998		12,51		4,838		13,76		5,757		15,01		6,757		16,26		7,837		17,52				
0,268		0,841		2,624		10,32		4,100		12,90		4,961		14,19		5,903		15,48		6,928		16,77		8,035		18,06				
Cuantía máxima																														
Para valores mayores redimensionar o colocar acero de compresion																														

De la tabla de secciones de acero, podemos seleccionar un armado de barras de diámetro 10 mm cada 20 cm de separación (3,93 cm²).

Para el armado de repartición, se obtiene la cuantía mínima = 0,0018 · 100 cm · 13 cm = 2,34 cm², correspondiendo un armado de φ 8 mm cada 20 cm.

Verificación al corte

Las losas macizas se diseñan para que el hormigón solo, sin colaboración del acero, sea capaz de resistir los esfuerzos de corte, dado la complejidad que resultaría la colocación de armadura de corte.

Para ello se debe verificar:

$$V_U \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot \phi$$

$$V_U \leq \frac{1}{6} \sqrt{20} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 110 \text{ mm} \cdot 0,75$$

$$V_U \leq \frac{1}{6} \sqrt{20} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 110 \text{ mm} \cdot 0,75 = 6,15 \text{ ton}$$

Y el corte solicitante es:

$$V_u = q_u \cdot l/2 = 760 \text{ kg/m} \cdot 3,90 \text{ m}/2 = 1,48 \text{ ton}$$

$$1,48 \text{ ton} < 6,15 \text{ ton} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

Estos valores también pueden consultarse en la misma tabla de dimensionado de losas, en el sector de corte:

CAPACIDAD MAXIMA DE RESISTENCIA AL CORTE DE LOSAS MACIZAS						
Hormigón	H20	f'c	200 kg/cm ²	e=3%	Acero	ADN 420
	ALTURA (cm)					
	10	12	13	14	15	
Resistencia aportada solo por el H ⁹	4,47	5,59	6,15	6,71	7,27	

Verificación de rigidez

Por último, es necesario verificar la condición de rigidez de la losa, controlando que las deformaciones producidas para las cargas de servicio sean menores que la deformación máxima admitida por el reglamento CIRSOC 201.

Para calcular la flecha, pueden utilizarse las fórmulas detalladas en el capítulo de madera, en este caso para una losa sin continuidad:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

A diferencia de otros materiales, el hormigón sometido a flexión se fisura en sus caras traccionadas, reduciendo notablemente su inercia. El reglamento CIRSOC 201 indica que debe utilizarse un valor de inercia efectiva, que tiene en cuenta la fisuración, y simplificada puede tomarse como el 30% de la inercia bruta. Para secciones rectangulares:

$$I_e = 0,3 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Cuando las losas no se encuentran vinculadas a elementos no estructurales que puedan dañarse por su deformación, los límites de flechas tolerados son los siguientes (tabla 9.5.b del reglamento CIRSOC 201):

Tipo de elemento	Deformaciones (Flechas) a considerar	Deformación (flecha) límite
<input type="checkbox"/> Cubiertas planas que no soportan ni están unidas a elementos no estructurales que puedan sufrir daños por grandes flechas	Flecha instantánea debida a la sobrecarga L	$\frac{\ell}{180}$ (*)
<input type="checkbox"/> Entrepisos que no soportan ni están unidos a elementos no estructurales que puedan sufrir daños por grandes flechas	Flecha instantánea debida a la sobrecarga L	$\frac{\ell}{360}$

Para el caso de cubiertas, bastará con verificar que la flecha producida sólo por la sobrecarga sea menor a la relación Luz/180.

INTRODUCCIÓN
MECANISMO MÍNIMO ESTABLE
LAS CARGAS
ANÁLISIS DE CARGAS
SOLICITACIONES
RESISTENCIA DE MATERIALES
MADERA
ACERO
HORMIGÓN ARMADO
CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

CRITERIOS DE DISEÑO DEL MECANISMO ESTRUCTURAL

El mecanismo estructural de una obra de arquitectura debe diseñarse, tal como se diseña el edificio y surge como la respuesta más adecuada que el/la arquitecto/a puede proponer ante un sistema de premisas y condicionantes que se plantean para el objeto arquitectónico entendido como una globalidad.

“La estructura debe garantizar el equilibrio y ese equilibrio debe ser estable. La estructura es un sistema espacial completo capaz de asegurar el equilibrio para todas y cada una de las acciones que deberá soportar la obra. El proyectista debe diseñar el mecanismo estructural, eligiendo tipos estructurales y organizándolos en el espacio.” (Reboredo, 2017).

Ese mecanismo estructural se puede evaluar en función de su estrecha vinculación con el objeto arquitectónico según algunos parámetros tales como:

- **La compatibilidad**

Ser apto para coincidir y relacionarse con el producto de diseño, interactuando de forma armónica con él. La compatibilidad funcional es una de las premisas más importantes, es previo al objeto y es propio de la finalidad y destino.

“Un aspecto que poco se advierte es que los requerimientos funcionales deben ser cumplidos por la estructura, cualquiera sea la solución que se adopte.” (Reboredo, 2017).

- **La coherencia**

Mantener relaciones lógicas y adecuadas con el producto de diseño (compartir ideas, premisas, etc.). Además, debe haber coherencia entre la función, la morfología, la materialidad y el tipo estructural.

- **La factibilidad**

Son los aspectos vinculados a la constructibilidad, disponibilidad, etc. de los recursos necesarios para llevar a cabo los objetivos cumpliendo con las premisas y condicionantes planteados en el diseño.

En concurrencia con lo propuesto por el Ing. Agustín Reboredo (2017), “esto impone la consideración de la tecnología, del medio económico y social en el que se implanta la obra y donde se fabrican sus componentes. En consecuencia, las soluciones no tienen validez universal.”

- **La eficiencia**

La estructura debe permanecer en el tiempo y en el lugar donde se emplaza por el periodo de su vida útil. Durante ese periodo soportará diversas acciones: cargas, agresiones del medio ambiente, el desgaste del propio uso.

La eficiencia hace referencia a la relación entre los resultados obtenidos y los medios empleados. Por ejemplo, al reducir las luces a cubrir, podemos reducir los esfuerzos que llegan a un elemento y de esta manera reducir la sección. Además, recordemos que la torsión se puede reducir significativamente si, con el diseño estructural, logramos reducir la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez.

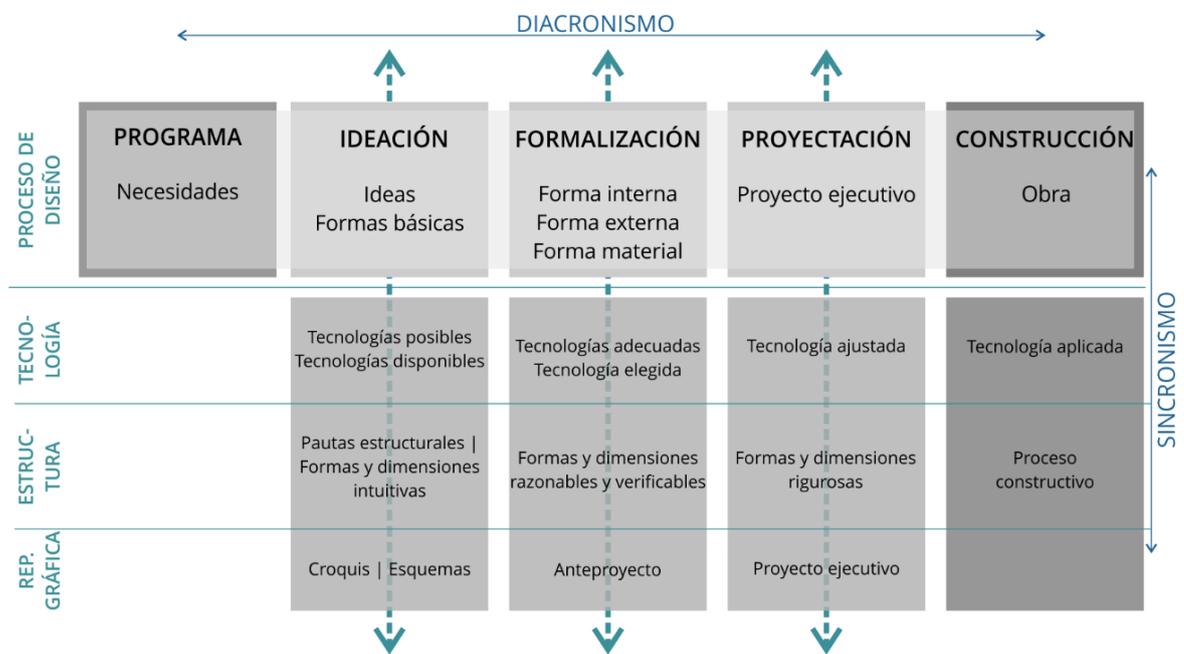
Para cada programa y organización estructural puede existir un óptimo, pero alrededor del mismo suele encontrarse un entorno de soluciones de similar eficiencia cuando se tiene en cuenta las demás variables.

En el hecho arquitectónico intervienen múltiples variables desde la concepción de la obra y estas se interrelacionan en todo el proceso de diseño. Por lo tanto, si se busca un resultado eficiente, es fundamental que todas las variables participen en conjunto desde las primeras etapas del diseño.

Estas etapas o pasos que sigue el arquitecto en el proceso de diseño tienen su correspondencia con las etapas o pasos del proceso de diseño del mecanismo estructural.

A partir del programa de la obra y la especificación de todos los requerimientos funcionales/morfológicos/tecnológicos que debe satisfacer, se inician las etapas del proceso de diseño:

- Programa de la obra: Plante de problemas y premisas previas.
- Etapa de Croquis, primeras ideas: En base al análisis de los datos del problema y de conocer las características generales que debe satisfacer la estructura, se inicia la etapa de propuestas del mecanismo estructural. Es un momento creativo, de planteos cualitativos.
- Etapa de Anteproyecto / Formalización: Esbozada una propuesta considerada válida, se realiza el análisis de la estructura y el predimensionado de los elementos que la componen mediante el empleo de métodos rápidos y sencillos que permiten evaluar la factibilidad de la estructura. Al concluir esta etapa se tendrá una idea global de la solución estructural, una posible forma constructiva y aproximaciones dimensionales.
- Etapa de Proyecto y Detalles: Se evalúa el mecanismo estructural, dimensionando los distintos elementos estructurales, definición de los detalles constructivos, verificándolos cuantitativamente.
- Construcción de la obra.



Esquema de proceso de diseño estructural. Fuente: Reelaboración de esquema de Chiappini (2016).

Estas etapas no son imperiosamente sucesivas, sino que interactúan entre sí y con otras variables y premisas de distinta índole. Es posible que los resultados de la última etapa induzcan a modificaciones de diseño en las etapas iniciales.

Es importante destacar, como dice el Arq. Daniel Moisset de Espanés que: “En las etapas de diseño y predimensionado está la específica actividad del arquitecto y no puede ser sustituido por ningún otro profesional.”

ANÁLISIS DE OBRA, ESTRUCTURA Y ARQUITECTURA

El análisis de obras de arquitectura permite entender y evaluar la compatibilidad, coherencia, factibilidad y eficiencia del mecanismo estructural en relación al hecho arquitectónico.

FRACCIONAMIENTO LOS PRADOS / MAAS DISEÑO

Ubicación: Irapuato, Guanajuato, Méjico. (La ciudad de Irapuato se encuentra en una zona de moderada sismicidad)

Materialidad: Sistema constructivo vía húmeda: Estructura indiferenciada: muros de mampostería – losas H⁹A⁹

Superficie Terreno: 8,636.57 m²

Programa: 64 viviendas.

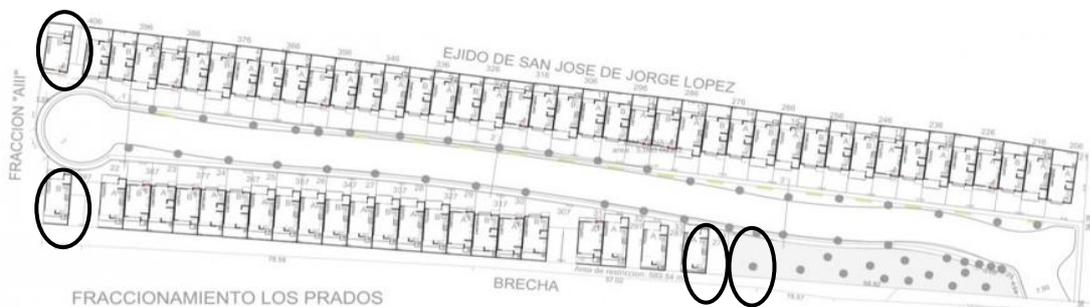
Año: 2008-2011



El proyecto contempla un fraccionamiento para 64 viviendas en una de las zonas de mayor importancia comercial en la ciudad de Irapuato, Méjico. Se generaron tres prototipos de vivienda en lotes de 5,00 metros de frente por 15 metros de fondo.

La imagen del conjunto de casas busca acentuar la idea de un todo general, es decir - cambiar la imagen de conjunto de “viviendas tipo” en repetición, una después de la otra por la de un solo edificio compuesto por elementos que cambian en su proporción y ubicación.

La traza del fraccionamiento fue el resultado de buscar la mayor cantidad de viviendas a ambos lados de un ingreso vehicular, en un terreno estrecho e irregular. Se generó así, una vialidad ondulante privilegiando en esa superficie sobrante las áreas verdes, con la intención de ubicar en ellas, árboles de gran tamaño a lo largo de toda la calle.

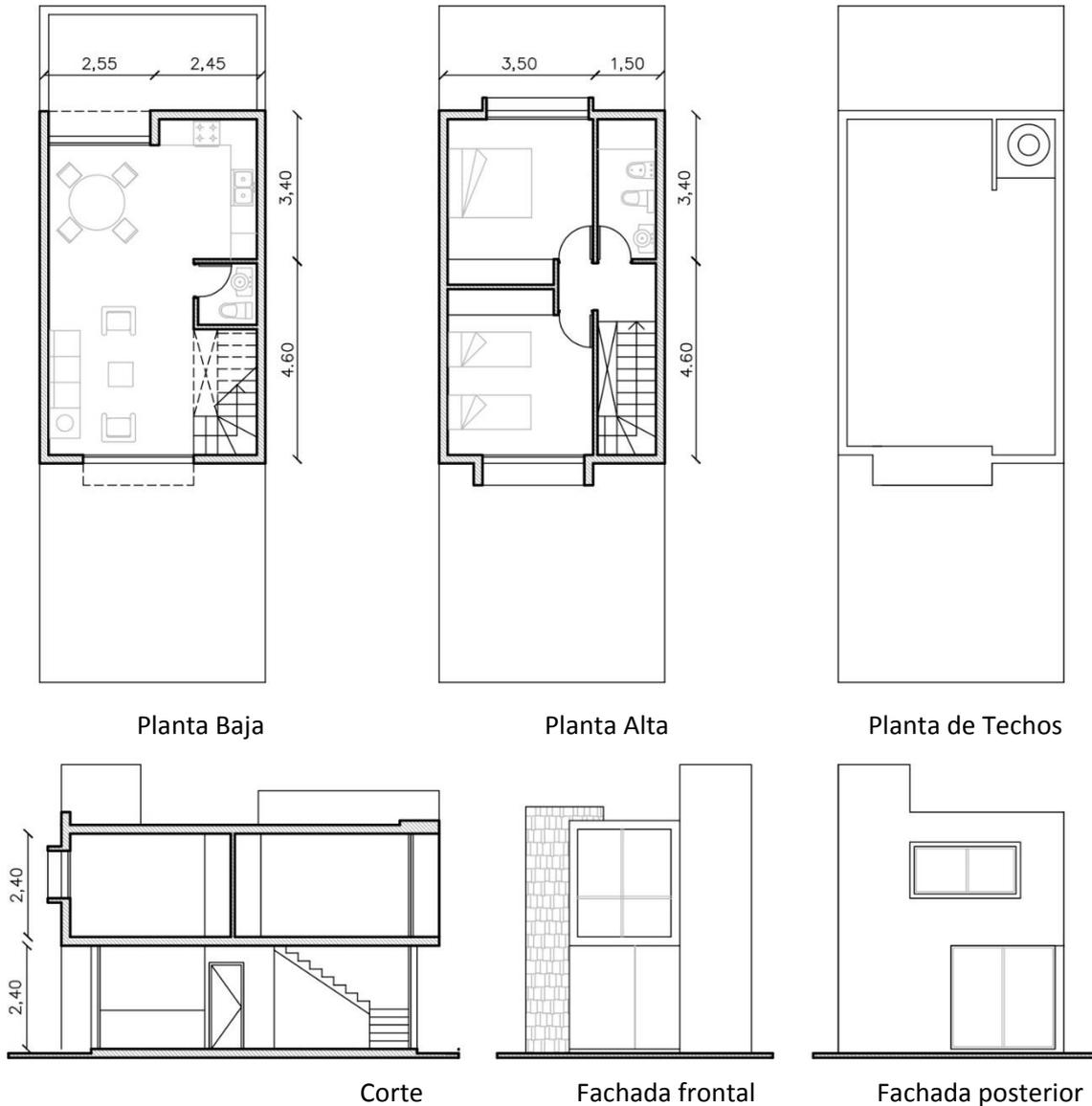


PLANIMETRIA

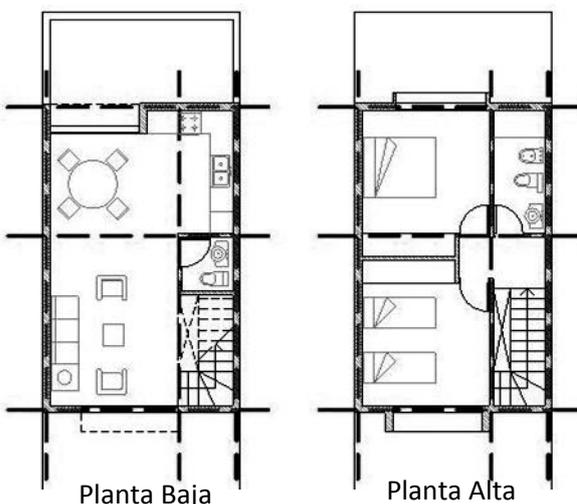
Seguramente se construyeron juntas estructurales cada ocho o diez viviendas para separar los bloques y obtener una adecuada configuración del conjunto frente a acciones de distinta naturaleza.

Sobre una vivienda aislada se analizarán distintas posibles alternativas de planteo estructural, teniendo en cuenta todas las variables de la arquitectura.

- Se analiza la tipología de 2 dormitorios (78 m²)



La tipología presentada agrupa en planta baja las áreas comunes (estar-comedor, kitchenette y toilette) y en planta alta dos dormitorios y un baño.



Se puede verificar que los proyectistas diseñaron la estructura portante en conjunto con el diseño arquitectónico porque se encuentran posibles planos verticales resistentes coincidentes en ambos niveles y en ambas direcciones. Por otro lado, las luces de reducidas dimensiones de losas y vigas permiten adoptar soluciones estructurales coherentes y eficientes con la tipología arquitectónica planteada.

A continuación, se suponen y comparan distintas alternativas viables de planteo del mecanismo estructural en una tipología del Fraccionamiento Los Prados. Todas ellas son propuestas que optimizan y enriquecen la obra, tomando como base los requerimientos funcionales.

ALTERNATIVA 1 (MUROS PORTANTES DE LADRILLO CERÁMICO HUECO – LOSAS MACIZAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN)

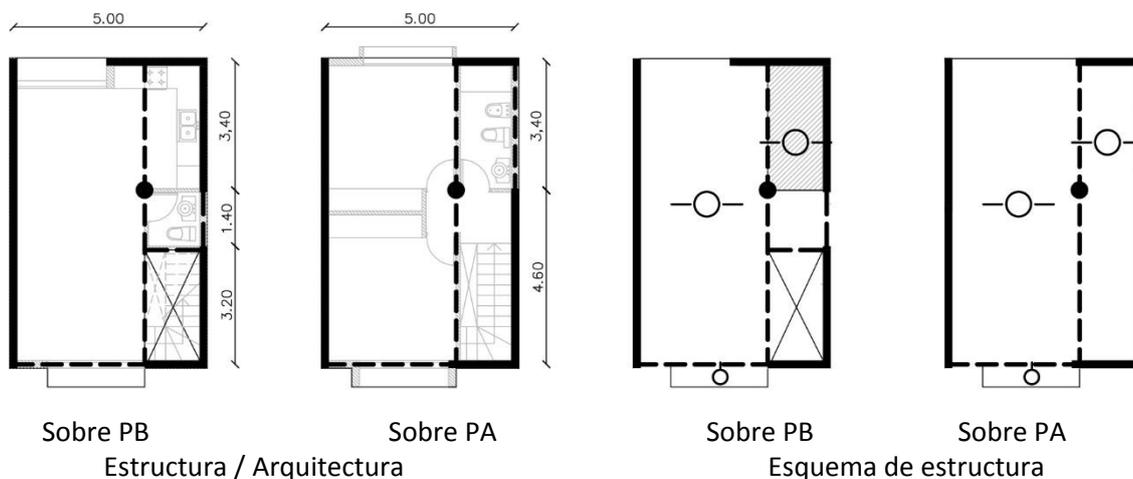
Considerando los mismos muros resistentes de la alternativa anterior, se diseñan los planos horizontales (losas macizas de H²A² armadas en una dirección) y se “completa” la estructura con vigas y columnas cuando es necesario.

Se predimensiona el espesor de la losa más solicitada:

$h = 3,50 \text{ m} / 30$ (situación más desfavorable, en el caso de las viviendas aisladas)

$h = 0,12$

Se predimensiona la viga más solicitada: $h = 4,60 \text{ m} / 18,5$ Se adopta: 18 cm x 25 cm



En este caso, se puede optar por “colgar” las cañerías de baño como en las otras alternativas o bajar el nivel de la losa. Se elige esta última opción.

CONCLUSIONES

El mecanismo estructural es:

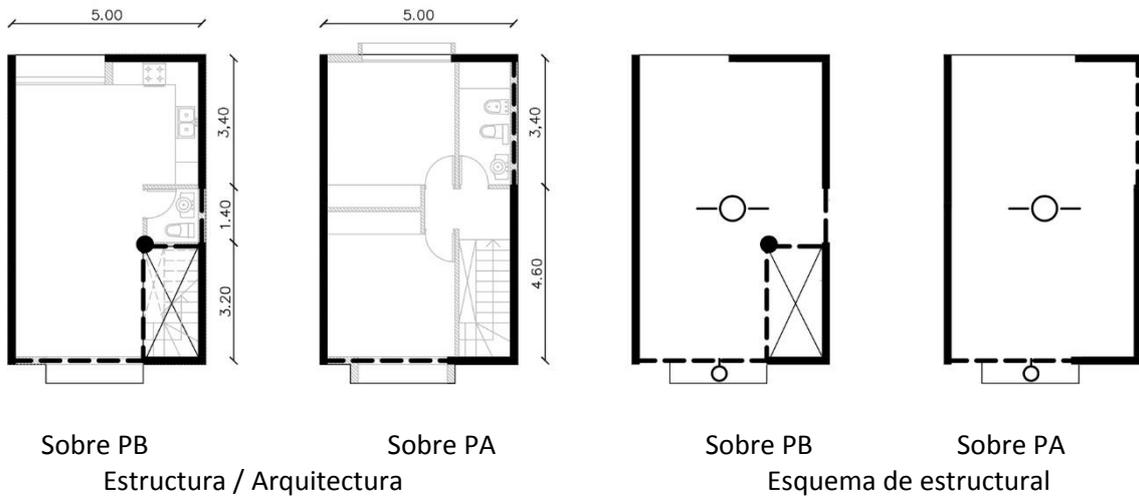
- **Estable** a cargas gravitatorias y sísmicas
- **Eficiente** tanto en términos estructurales, a la torsión, como económicos.
- **Compatible** con el producto de diseño. Se adopta “bajar el nivel de la losa del baño”, lo cual no perturba la arquitectura ya que esta acción contribuirá a delimitar el espacio de la kitchenette.
- **Factible** de construir en el medio.
- **Coherente** con el planteo arquitectónico, ya que se aprovecha la capacidad portante de los planos de mampostería

ALTERNATIVA 2 (MUROS PORTANTES DE LADRILLOS CERÁMICOS HUECOS – LOSAS DE VIGUETAS PRETENSADAS)

Considerando los mismos muros resistentes que se vienen planteando, se propone apoyar las losas sobre los muros medianeros. La losa de viguetas, con bovedilla de EPS, fue predimensionada con las

tablas de viguetas. Su espesor es $h = 0,22$ m. Se “completa” la estructura con vigas y columnas cuando es necesario.

Las vigas ya fueron predimensionadas en las alternativas anteriores.

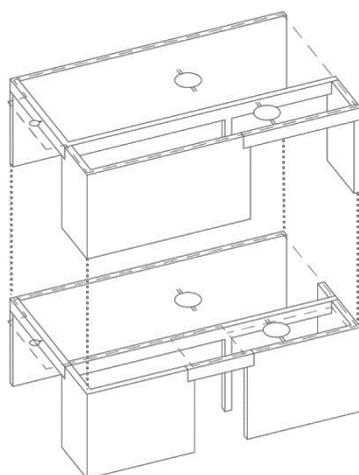


Conclusiones

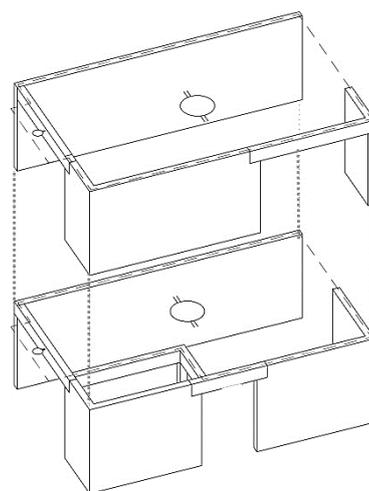
El mecanismo estructural es:

- **Estable** a cargas gravitatorias y sísmicas y suficientemente
- **Eficiente** a la torsión. También eficiente en términos económicos porque aprovecha la capacidad portante de los planos de mampostería. Además, las losas de viguetas pretensadas reducen los tiempos de construcción y los costos de mano de obra.
- **Compatible** con el producto de diseño.
- **Factible** de construir en el medio.
- **Coherente** con el planteo arquitectónico.

COMPARACIÓN DE LAS 2 ALTERNATIVAS (se realiza un cuadro comparativo de las alternativas)



Alternativa 1



Alternativa 2

Todos los mecanismos estructurales planteados son estables. Sin esta condición no se podría seguir analizando el diseño.

Los parámetros de **compatibilidad, coherencia y eficiencia** se valoran con relación a las distintas variables que intervienen en el diseño y materialización de un objeto de arquitectura.

	Compatibilidad	Coherencia	Factibilidad	Eficiencia	Se adopta	No se adopta
ALT.1	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	
ALT.2	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	

Es responsabilidad del/a proyectista proponer alternativas que den respuesta a todas las premisas tecnológicas y de diseño. De esta manera, a través del diseño de los detalles, podrá seleccionar la alternativa más adecuada para un determinado proyecto, contexto y que corresponda al presupuesto del/a comitente.

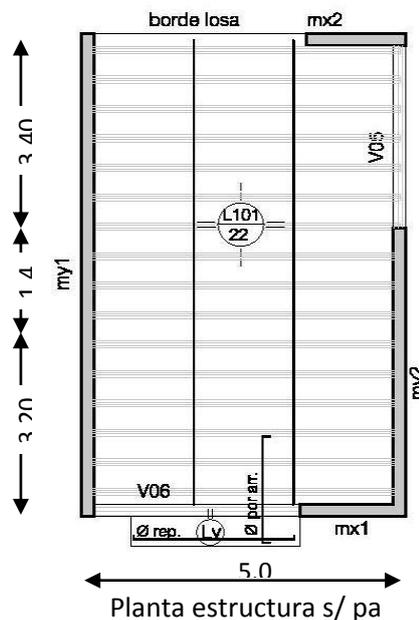
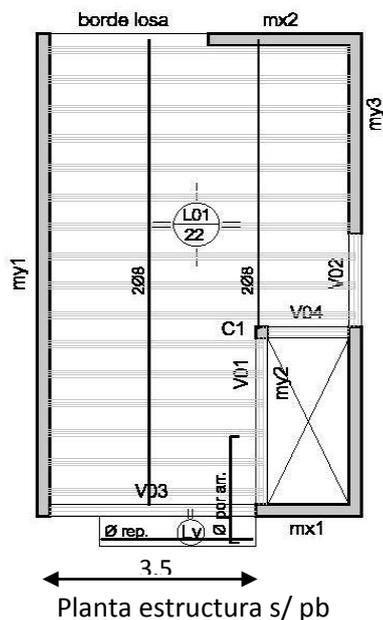
DIMENSIONADO DE LAS LOSAS SIMPLEMENTE APOYADAS DE LA ALTERNATIVA 1

Predimensionado de la losa más solicitada:

L 01: $h = 500 \text{ cm} / 30 = 16,6 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$. No es eficiente trabajar con losas macizas.

Se adopta para toda la obra: Losa de viguetas pretensadas con bloque EPS de 17 cm de altura + 5 cm capa de compresión = 22 cm

VIGUETAS	BOVEDILLA DE POLIESTIRENO EXPANDIDO									
	simple vigueta					doble vigueta				
	Bovedilla 9 cm		Bovedilla 13 cm		Bovedilla 17 cm		Bovedilla 13 cm		Bovedilla 17 cm	
	capa compresion(cm)		capa compresion(cm)		capa compresion(cm)		capa compresion(cm)		capa compresion(cm)	
	4	5	4	5	4	5	4	5	4	5
Largo (m)	peso propio (kg/m ²)		peso propio (kg/m ²)		peso propio (kg/m ²)		peso propio (kg/m ²)		peso propio (kg/m ²)	
	134	156	150	172	175	197	195	217	230	252
4,60					LOSA ESPESOR 21 cm	LOSA ESPESOR 22 cm	LOSA ESPESOR 17 cm	LOSA ESPESOR 18 cm	SPESOR 21 cm	SPESOR 22 cm
4,80										
5,00										
5,20										
5,40										
5,60										
5,80										
6,00										



DIMENSIONADO DE LAS VIGAS MÁS SOLICITADAS DE LA ALTERNATIVA 2

V 01 (sobre PB)

Predimensionado según coeficientes del CIRSOC, que tienen en cuenta la esbeltez.

Viga V01 $h = l/16$

$h = 320/16 = 20$ cm. Por razones constructivas, se opta por una sección de 18 cm x 25 cm.

Realizado el análisis de cargas de la losa s/PB, se obtiene:

$$L\ 01: q_{Dser} = 350\text{ Kg/m}^2 \quad q_{Lser} = 200\text{ Kg/m}^2$$

$$q_u = 1,2 \times 350\text{ Kg/m}^2 + 1,6 \times 200\text{ Kg/m}^2 = 740\text{ Kg/m}^2$$

Carga sobre V 01

$$\text{De losa: } 740\text{ Kg/m}^2 \times 3,50\text{ m} / 2 = 1295\text{ Kg/m}$$

$$\text{Muro dorm. PA } 0,10\text{ m} \times 2,60\text{ m} \times 1050\text{ Kg/m}^3 = 273\text{ Kg/m}$$

$$\text{p.p.: } 0,18\text{ m} \times 0,35\text{ m} \times 2400\text{ Kg/m}^3 \times 1,2 = \underline{181\text{ Kg/m}}$$

$$q_u = 1749\text{ Kg/m}$$

Corte de la V 01

$$V_u = q_u \times l / 2$$

$$V_u = 1749\text{ Kg/m} \times 3,20\text{ m} / 2$$

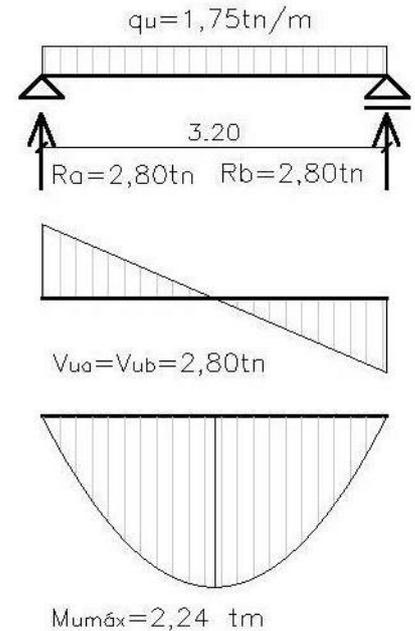
$$V_u = 2799\text{ Kg}$$

Momento Flector V 01

$$M_u = q_u \times l^2 / 8$$

$$M_u = 1749\text{ Kg/m} \times (3,20\text{ m})^2 / 8$$

$$M_u = 2239\text{ Kg/m}$$



DIMENSIONADA A FLEXIÓN

Se proponen dos alternativas para dimensionar la viga y evaluar la armadura según las tablas

1. La viga predimensionada (18 cm x 25 cm). Se adopta la armadura de $3,25\text{ cm}^2$, que equivale a 3 barras de 12 mm.

2. Se aumenta la altura de la viga (18 cm x 35 cm) para disminuir la sección de acero necesaria. Se adopta la armadura de $2,1\text{ cm}^2$, que equivale a 2 barras de acero de 10 mm, más una barra de 8 mm.

Hormigon		H20		f'c 200 kg/cm ²			
ANCHO (cm)		25		30		35	
coeficientes	mn	Momento de diseño (tm)	Armadura requerida (cm ²)	Momento de diseño (tm)	Armadura requerida (cm ²)	Momento de diseño (tm)	Armadura requerida (cm ²)
Para valores menores colocar armadura mínima							
Cuanta mínima	0,079	0,959	1,26	1,470	1,56	2,090	1,86
	0,084	0,956	1,021	1,565	1,67	2,225	1,99
	0,093	0,951	1,133	1,736	1,86	2,468	2,22
	0,105	0,945	1,272	1,950	2,10	2,772	2,50
	0,114	0,939	1,385	2,123	2,30	3,019	2,74
	0,125	0,933	1,521	2,331	2,54	3,314	3,03
	0,139	0,925	1,685	2,583	2,84	3,672	3,39
	0,156	0,915	1,883	2,896	3,22	4,117	3,84
	0,177	0,902	2,149	3,294	3,72	4,682	4,43
	0,190	0,894	2,307	3,536	4,03	5,026	4,80
	0,205	0,884	2,489	3,816	4,39	5,424	5,24
	0,222	0,873	2,702	4,142	4,83	5,888	5,76

Diam. mm	CANTIDAD DE HIERROS									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0.28	0.56	0.84	1.12	1.4	1.68	1.96	2.24	2.52	2.8
8	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
10	0.8	1.6	2.4	3.1	3.9	4.7	5.5	6.3	7.1	7.8
12	1.1	2.2	3.4	4.5	5.6	6.8	7.9	9	10.2	11.3
16	2	4	6	8	10	12	14	16.1	18.1	20.1
20	3.14	6.3	9.4	12.5	15.7	18.8	22	25.1	28.3	31.4
25	4.9	9.8	14.7	19.6	24.5	29.4	34.3	39.3	44.2	49.1

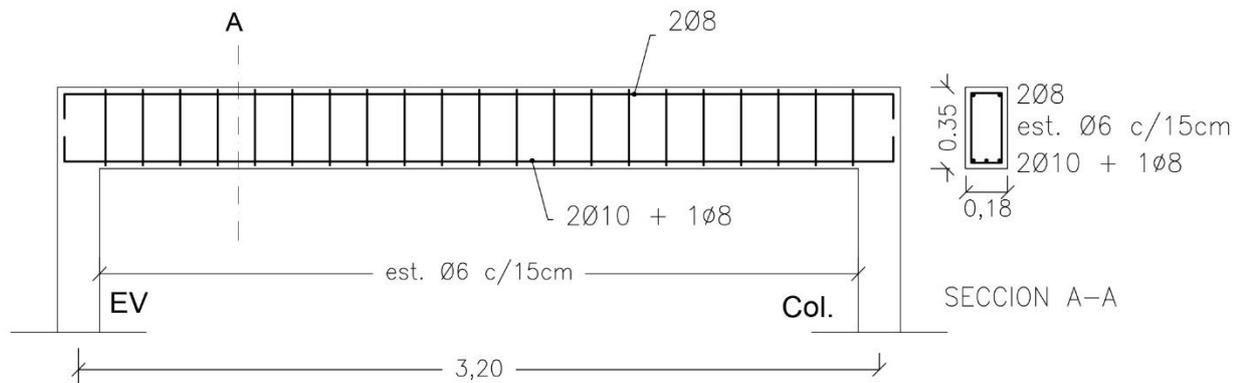
Armadura para vigas (sección de acero en cm²)

Conclusión: Cuando se hace coincidir la altura de la viga con el espesor de la losa (25 cm), la sección de acero demandada (3,4 cm²: 3φ 12) es un 50 % mayor que la de la segunda alternativa (2,1 cm² : 2φ10 +1φ 8). Por razones económicas, se selecciona la opción 2.

DIMENSIONADA A CORTE V01 – ALTERNATIVA 2

ANCHO (cm)	18	25		30		35	
		Corte de diseño (t)	Armadura requerida (diam sep)	Corte de diseño (t)	Armadura requerida (diam sep)	Corte de diseño (t)	Armadura requerida (diam sep)
Resistencia aportada solo por el H ⁹		2,11		2,62		3,42	
		5,85	6 10	6,18	6 13	6,80	6 15
		8,76	8 10	7,25	6 10	8,64	6 10
		9,59	6 5	8,95	8 13	9,66	8 15
				10,85	8 10	12,94	8 10
				11,88	6 5	13,35	10 15
				12,51	10 13	14,16	6 5

DETALLE V01 (18X35)



DIMENSIONADO V 05 (sobre PA)

Realizado el análisis de cargas de la losa sobre PA, se obtiene:

$$L 101: q_{Dser} = 450 \text{ Kg/m}^2 \quad q_{Lser} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_u = 1,2 \cdot 450 \text{ Kg/m}^2 + 1,6 \cdot 100 \text{ Kg/m}^2 = 700 \text{ Kg/m}^2$$

Carga sobre V 05

$$\text{De losa: } 700 \text{ Kg/m}^2 \cdot 5,00 \text{ m} / 2 = 1750 \text{ Kg/m}$$

$$\text{p.p.: } 0,18 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 2400 \text{ Kg/m}^3 \cdot 1,2 = 181 \text{ Kg/m}$$

$$q_u = 1931 \text{ Kg/m}$$

Corte de la V 05

$$V_u = q_u \cdot l / 2$$

$$V_u = 1931 \text{ Kg/m} \cdot 3,40 \text{ m} / 2$$

$$V_u = 3283 \text{ Kg}$$

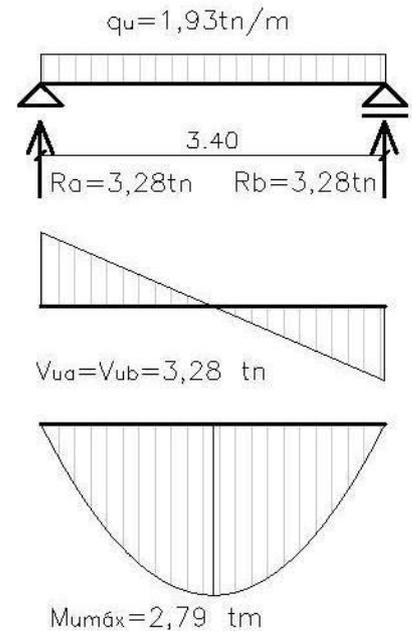
Momento Flector V 05

$$M_u = q_u \cdot l^2 / 8$$

$$M_u = 1931 \text{ Kg/m} \cdot (3,40 \text{ m})^2 / 8$$

$$M_u = 2790 \text{ Kgm}$$

Se adoptan dos dimensiones en la tabla de dimensionado a flexión y se comparan, como en el caso anterior, distintas alternativas.



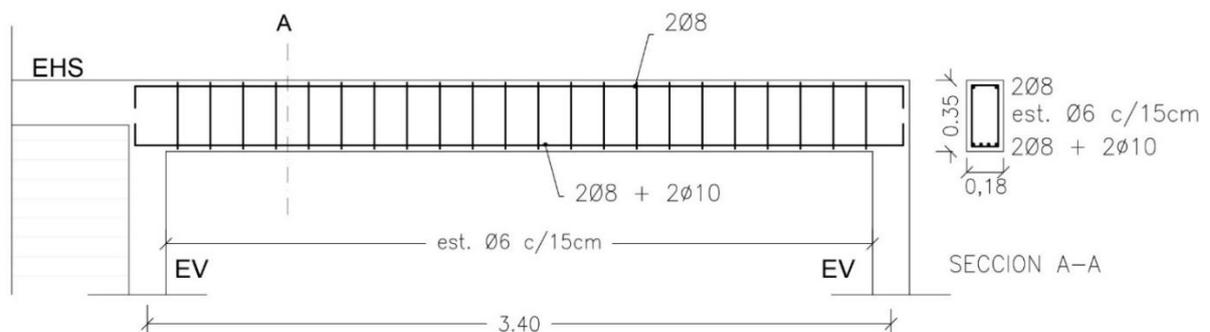
Predimensionado: $h = 340\text{cm} / 16 = 22 \text{ cm}$ (Se adopta 25cm por razones constructivas)

DIMENSIONADA A FLEXIÓN

Hormigón			H20		f'c 200 kg/cm ²			
ANCHO (cm)			Momento de diseño (tm)		Momento de diseño (tm)		Momento de diseño (tm)	
coeficientes			Armadura requerida (cm ²)		Armadura requerida (cm ²)		Armadura requerida (cm ²)	
mn								
Para valores menores colocar armadura mínima								
Cuanta mínima	0,079	0,959	0,939	1,26	1,470	1,56	2,050	1,86
	0,084	0,956	1,021	1,35	1,565	1,67	2,225	1,99
	0,093	0,951	1,138	1,50	1,736	1,86	2,465	2,22
	0,105	0,945	1,272	1,70	1,950	2,10	2,772	2,50
	0,114	0,939	1,345	1,86	2,123	2,30	3,019	2,74
	0,125	0,933	1,511	2,05	2,331	2,54	3,314	3,03
	0,139	0,925	1,645	2,30	2,583	2,84	3,672	3,39
	0,156	0,915	1,839	2,60	2,896	3,22	4,117	3,84
	0,177	0,902	2,149	3,00	3,294	3,72	4,682	4,43
	0,190	0,894	2,347	3,25	3,536	4,03	5,026	4,80
	0,205	0,884	2,449	3,55	3,816	4,39	5,424	5,24
	0,222	0,873	2,702	3,90	4,142	4,83	5,888	5,76
	0,232	0,866	2,822	4,11	4,327	5,08	6,151	6,06
	0,238	0,862	2,887	4,22	4,425	5,22	6,290	6,23
	0,243	0,858	2,954	4,34	4,528	5,37	6,436	6,40

Se adopta 18 cm x 35 cm, pues la sección de acero a colocar es menor. Se adoptan dos barras de 8 mm más dos barras 10 mm (suman 2,6 cm²)

DETALLE V05 (18X35)



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Reglamentos Inpres-CIRSOC (101, 102, 103, 104, 201, 301, 601)
- Ing. Agustín Reboredo, *El diseño estructural*, Ed. Nobuko/Diseño Editorial, 2016
- Associação Brasileira de Normas Técnicas: *Projeto de estruturas de madeira - NBR 7190*
- Daniel Moisset de Espanés, *Intuición y razonamiento en el diseño estructural*, Ed. Ingreso, 2000
- José Luis Gómez, *Estructuras en Arquitectura*, Ed. Ingreso
- Arq. Viviana Riondet – Arq. Rogelio Lambertucci, *La estructura*, Ed. Ingreso
- Arq. Gloria Diez, *Diseño estructural en Arquitectura*, Ed. Nobuko
- Diego Díaz Puertas, *Introducción a las estructuras de los edificios*, Ed. Summa
- Ing. Castro – Arq. Battaglia, *Recursos para el Diseño de estructuras Resistentes*, Ed. Nobuko
- Malcolm Millais, *Estructuras de Edificación*, Ed. Celeste
- Ing. María Gabriela Culasso – Arq. María Edel Ruata, *Nuevas Normas Cirsoc-Estructuras IB*, Ed. FAUD-UNC

PX 4

PX 3

PX 2

VIGA "19"
(0.18x0.40)

CDL "10"
(0.18x1.00)

CDL "13"
(0.18x0.40)

VIGA "20"
(0.18x0.40)

VIGA "07"
(0.18x0.30)

CDL "14"
(0.20x1.90)

VIGA "26"
(0.20x0.40)

CDL "11"
(0.20x0.70)

VIGA "27"
(0.20x0.40)

VIGA "10"
(0.20x0.40)

VIGA "28"
(0.20x0.30)

Fé: 2Ø10 reb.
(abajo)

Fé: 2Ø10 reb.
(abajo)

Fé: 2Ø8 p/n
(abajo)

05
30

08
30

09
30

10
30

Fé: 2Ø10 reb.
(abajo)

VIGA "08"
(0.40x0.30)

VIGA "46"
(0.10x0.30)

TAB. "01"
(4.00x0.15)

VIGA "33"
(0.15x0.40)

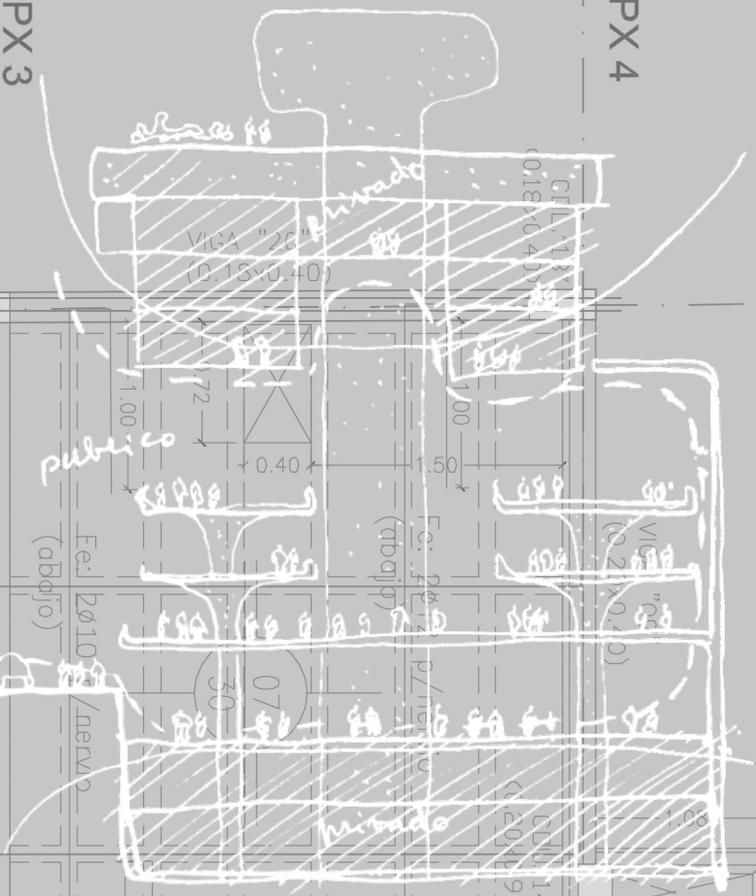
VIGA "37"
(0.18x0.40)

CDL "12"
(0.18x1.00)

ISBN 978-987-4415-96-7



9 789874 415967



TAB. "02"
(2.05x0.15)

REP. Ø8 C/20
EMPOTRADOS
EN TABIQUE

Ø9
30 Mac.

Ø8
30

Ø7
30

Ø6
30

Ø5
30

Ø4
30

Ø3
30

Ø2
30