LOSAS O PLACAS

- **MATERIAL**
  - HORMIGÓN ARMADO POR PODER ADOPTAR UNA FORMA DE LAMINA CONTINUA
  - ARMADURA EN MAS DE UNA DIRECCIÓN, MALLA

- **FORMA DE LA PLANTA**
  - RECTANGULAR
  - POLIGONOS REGULARES
  - OTRAS

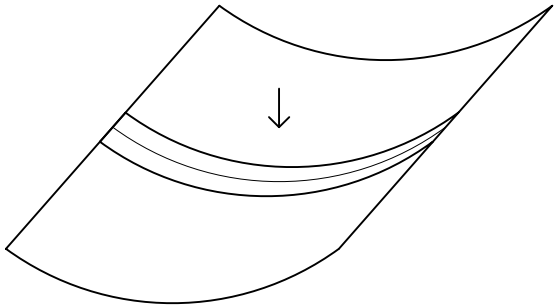
- **APOYOS** (DEFORMACION CONDICIONADA)
  - LINEALES (VIGAS O MUROS)
    - PARALELOS – DEFORMACIÓN CILÍNDRICA (SIMPLE CURVATURA)
    - OTROS – DEFORMACIÓN DE DOBLE CURVATURA
  - PUNTUALES (PILARES)
    - SEGÚN TRAMA REGULAR
    - SIN LEY DE ORDEN – IMPOSIBLE DE ANALIZAR SIN UN PROGRAMA

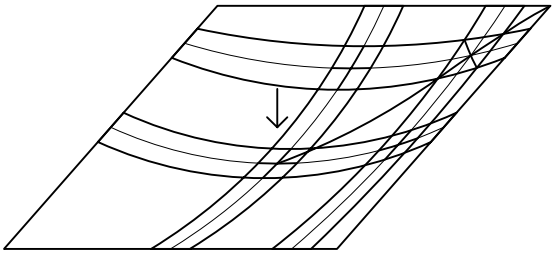
- **MODELOS DE COMPORTAMIENTO**
  - SEGÚN FORMA Y APOYOS

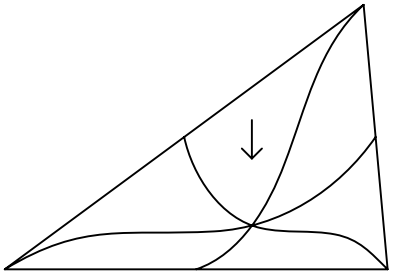
- **ANALISIS DE CONTINUIDADES**
  - MODELO LINEAL
  - MODELO PLÁSTICO

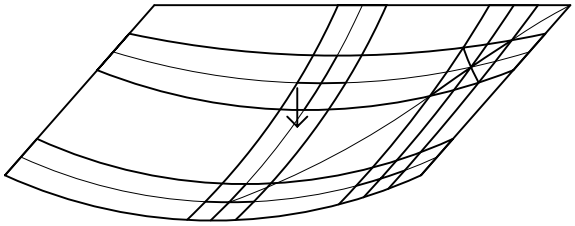
- **CARGAS**
  - SUPERFICIALES
  - LINEALES
  - PUNTUALES

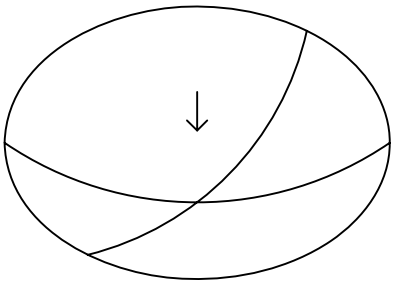
- **DIMENSIONADO Y ORGANIZACIÓN DE ARMADURAS**

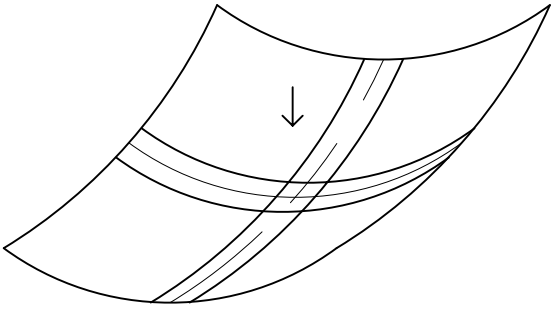


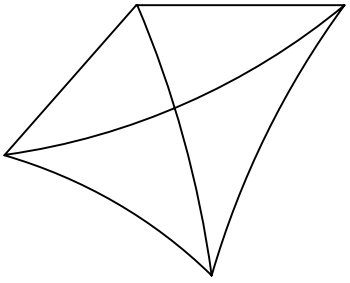


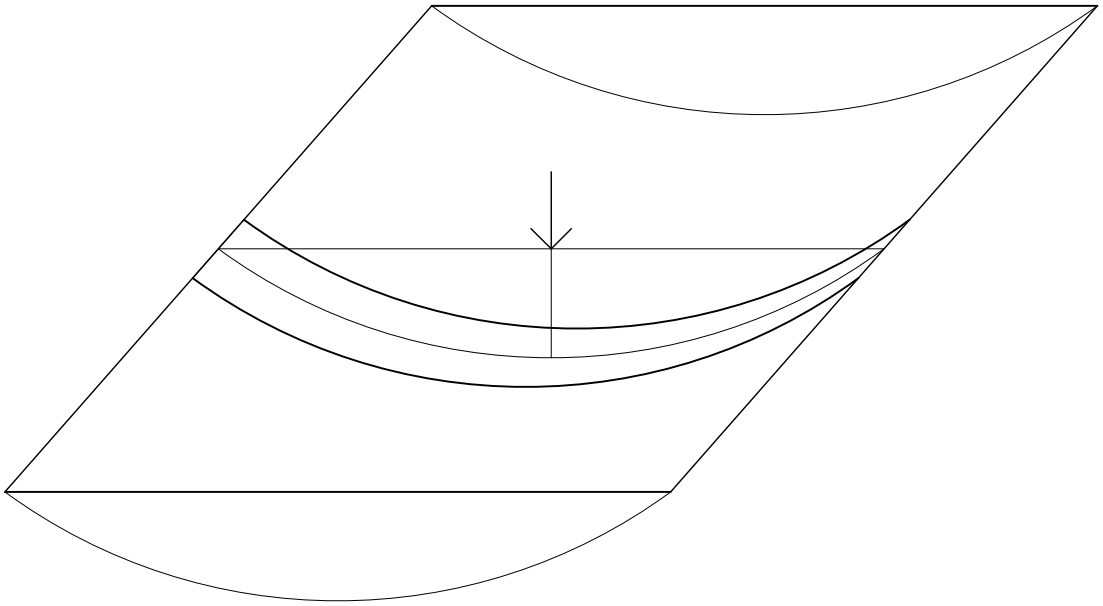


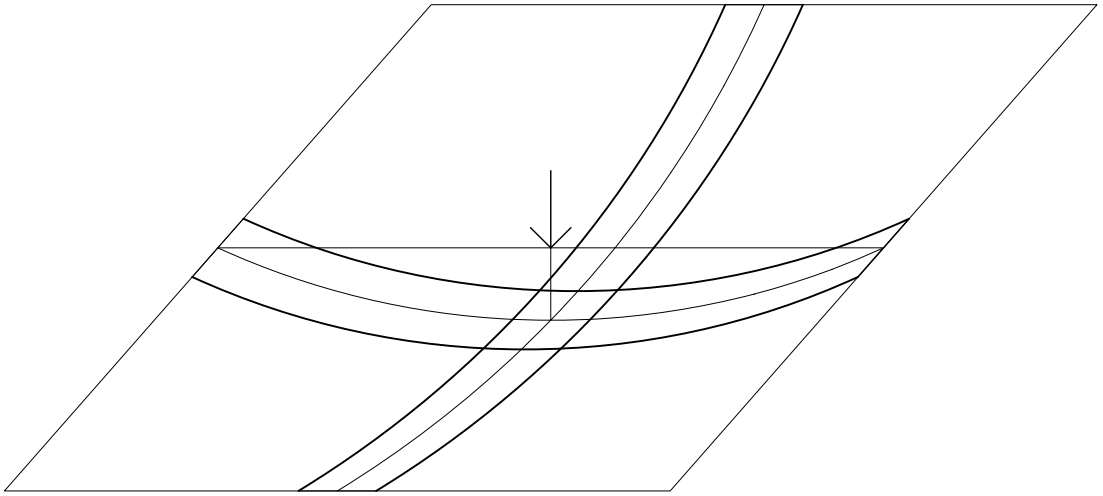


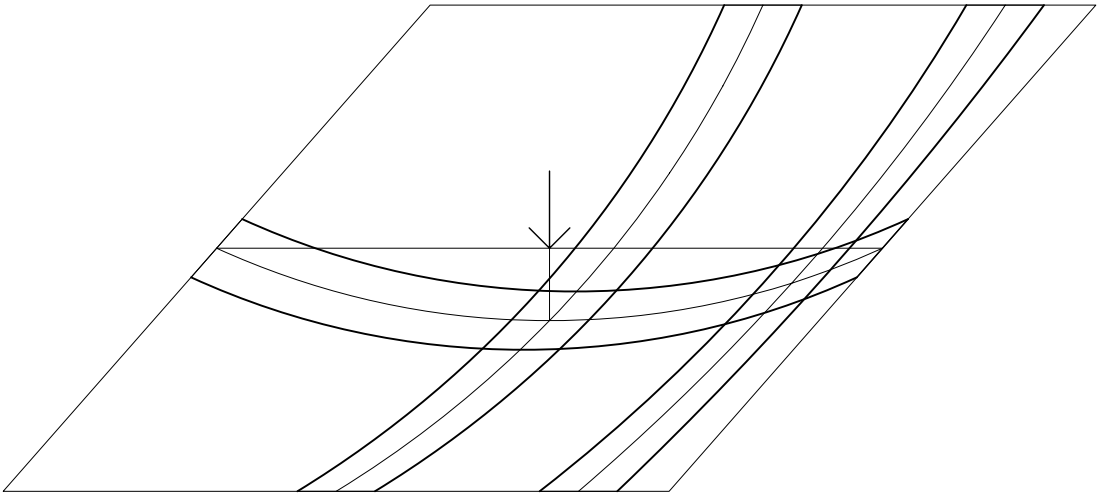


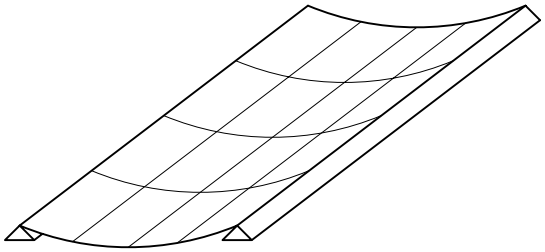


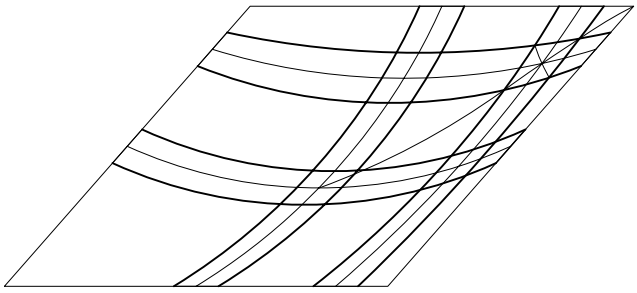


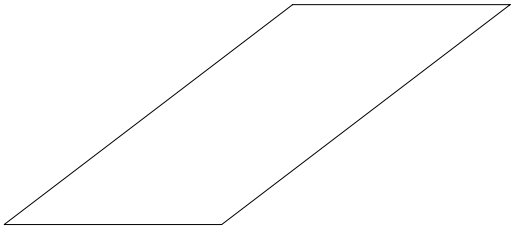




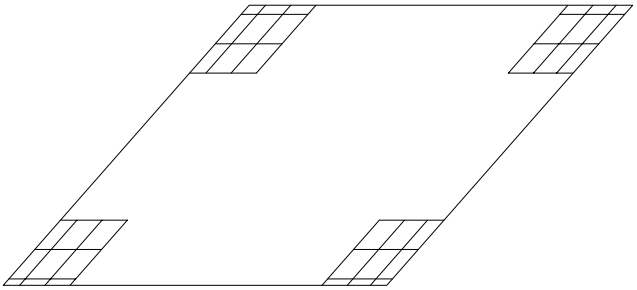




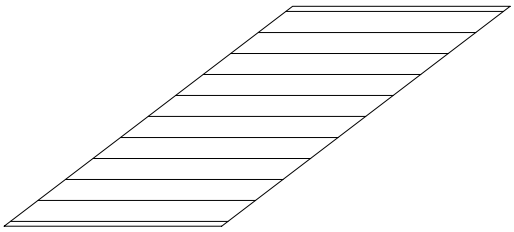




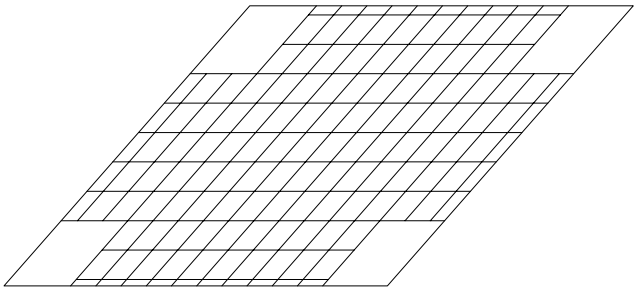
ARRIBA



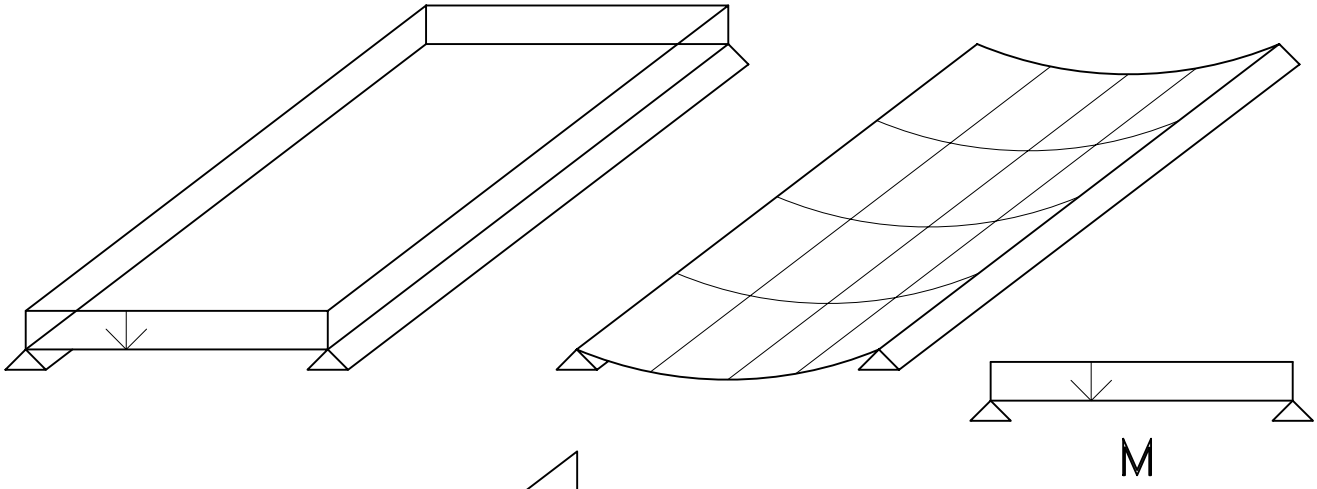
ARRIBA



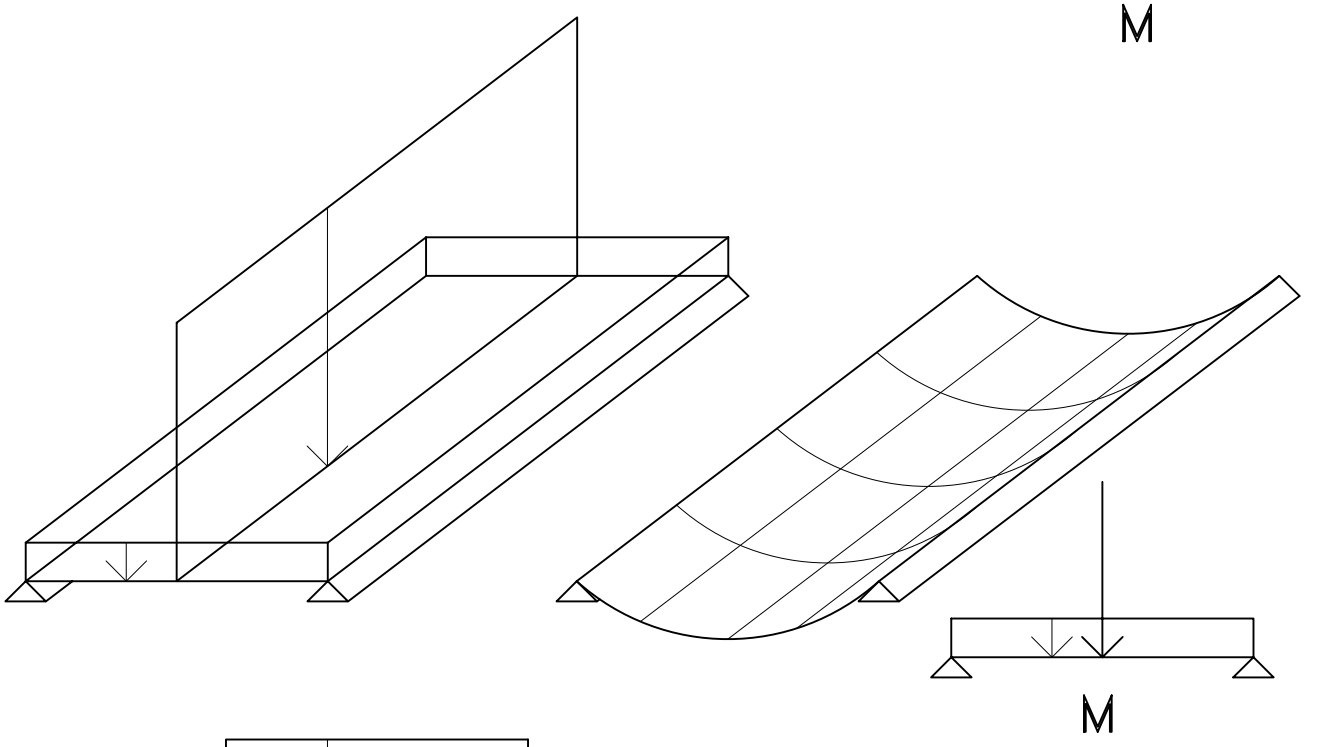
ABAJO



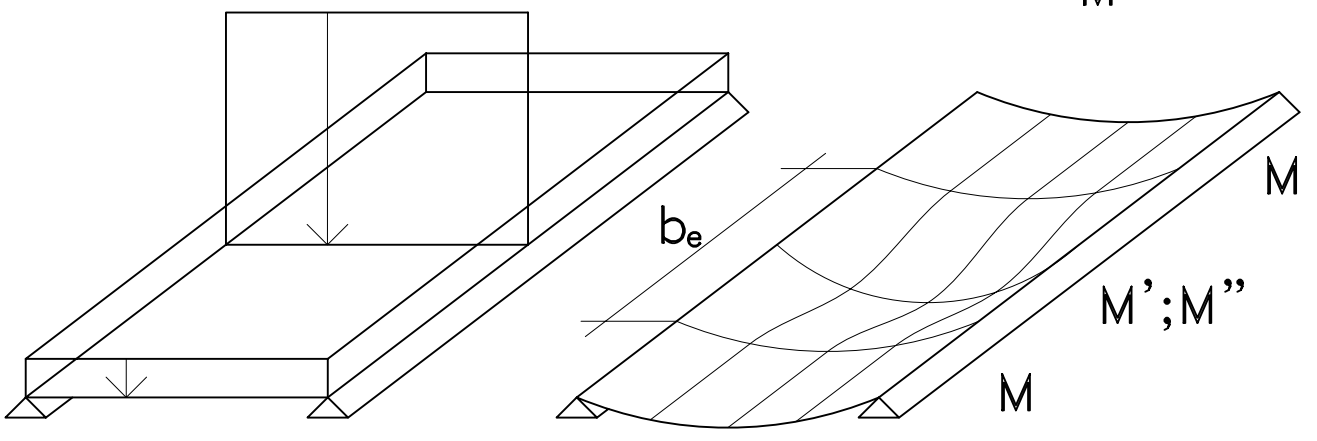
ABAJO



M



M



$$M = \frac{p.l^2}{8}$$

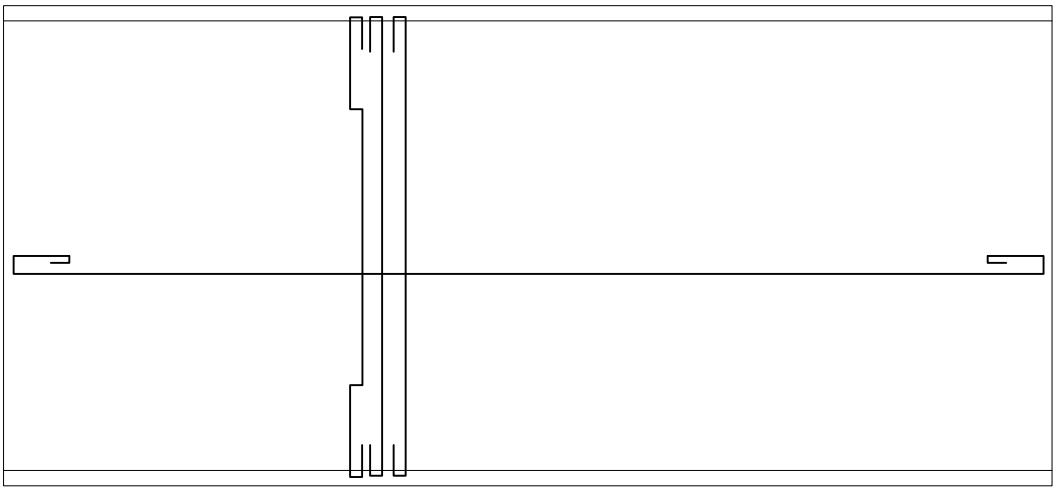
$$b_e = 0{,}625.l + t$$

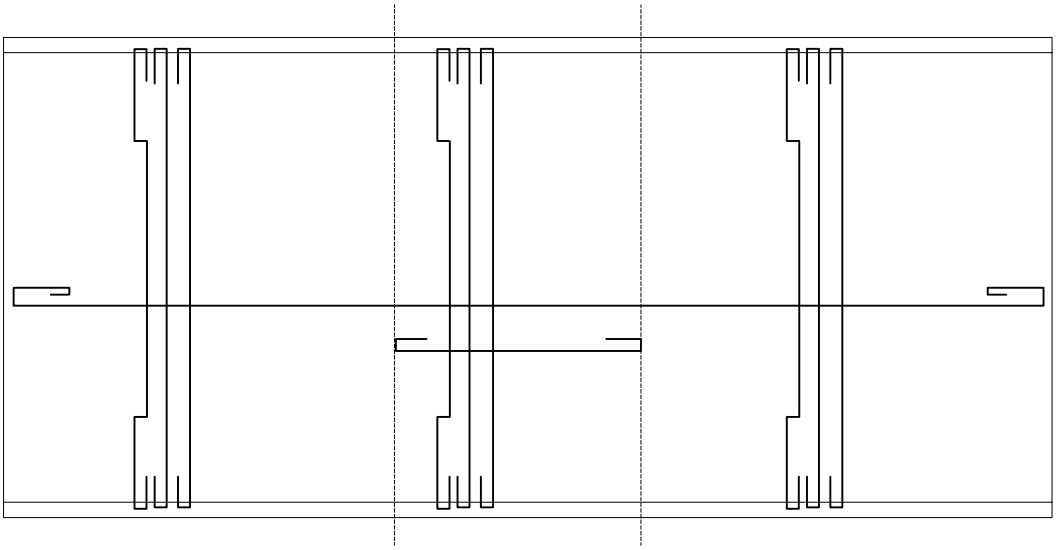
$$p'' = \frac{\text{PESO TOTAL MURO}}{l.b_e}$$

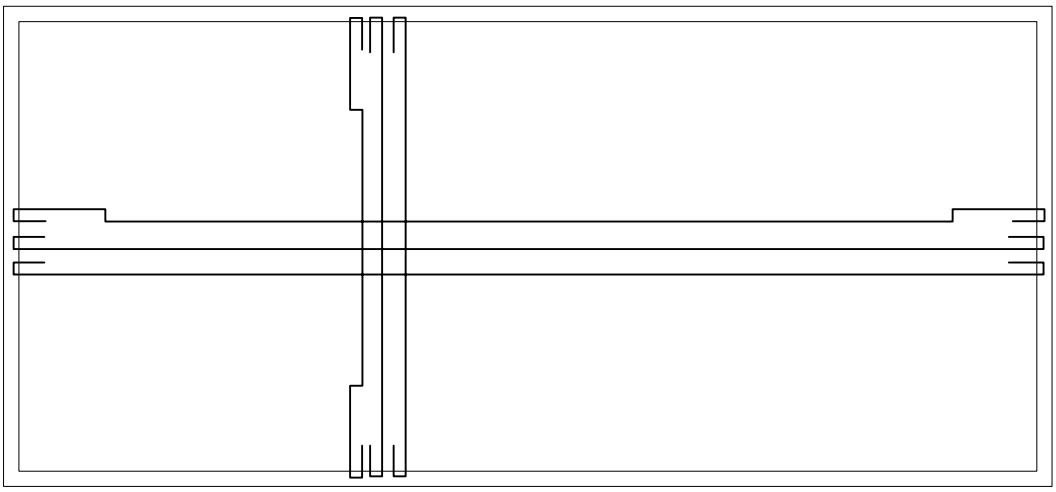
$$p' = p + p''$$

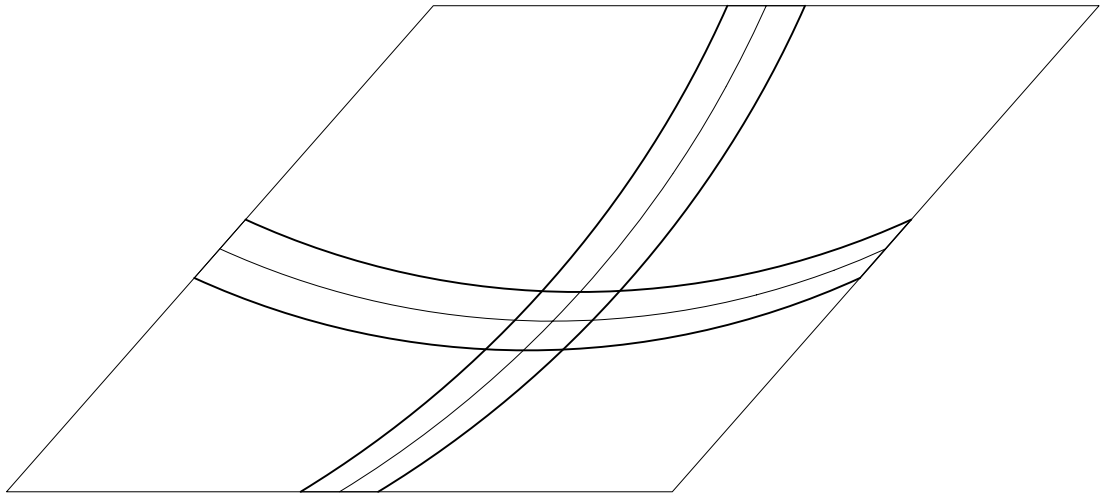
$$M' = \frac{p'.l^2}{8} = \frac{p.l^2}{8} + \frac{p''.l^2}{8}$$

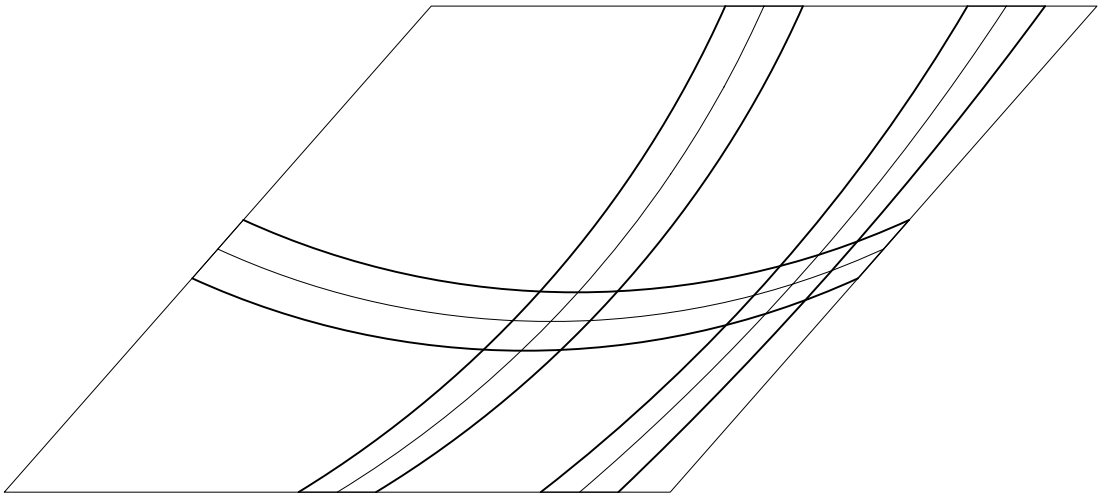
$$M'' = \frac{p''.l^2}{8}$$

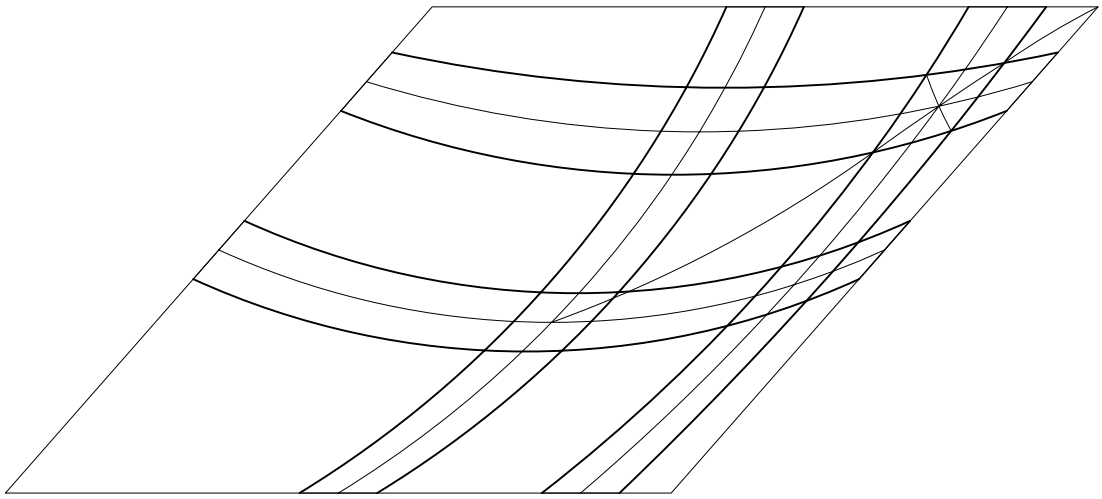


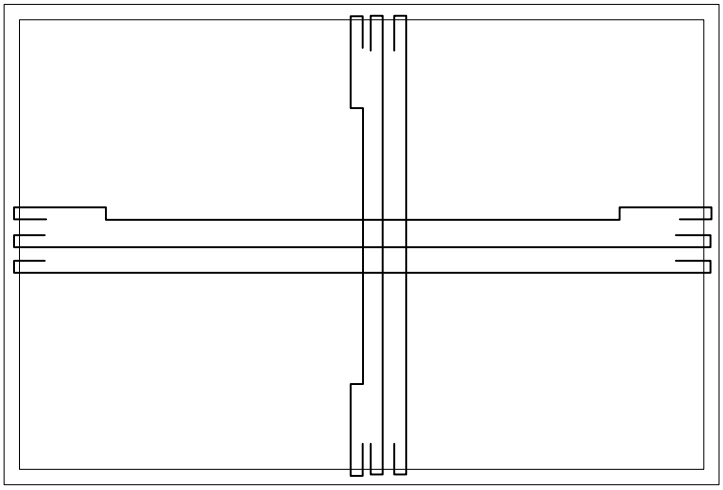


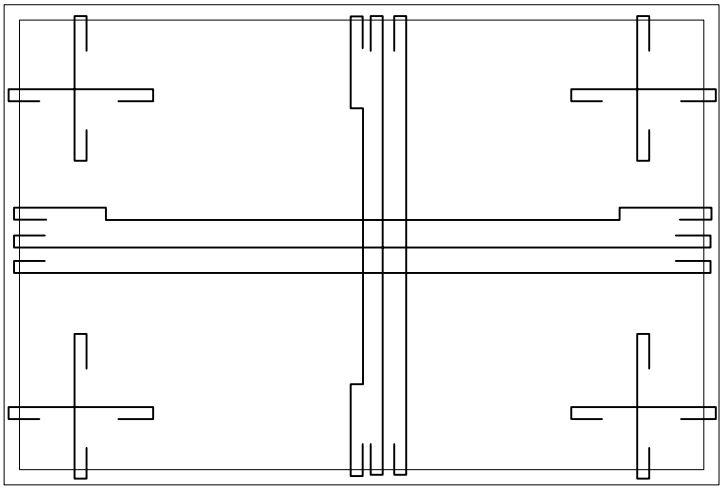


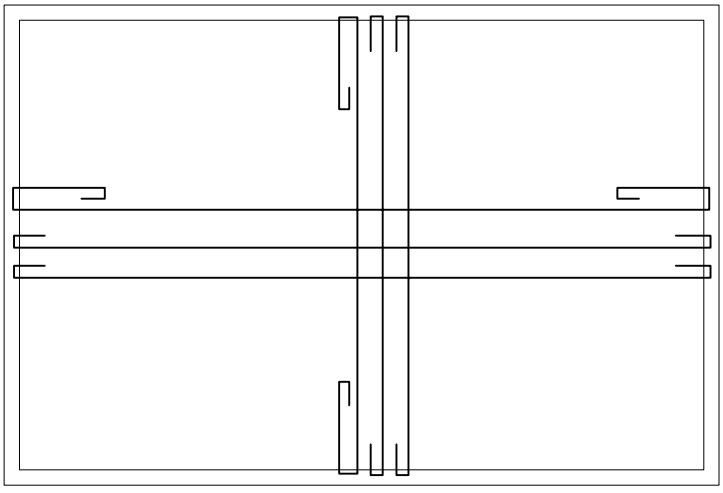


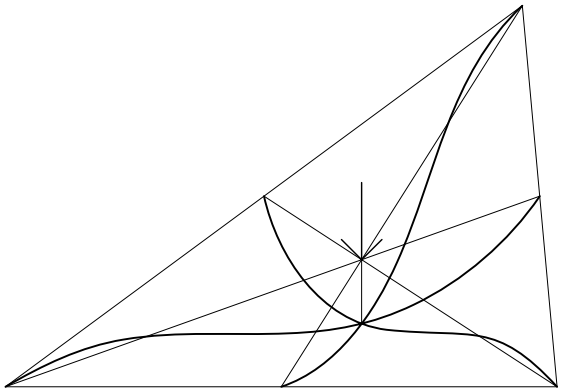


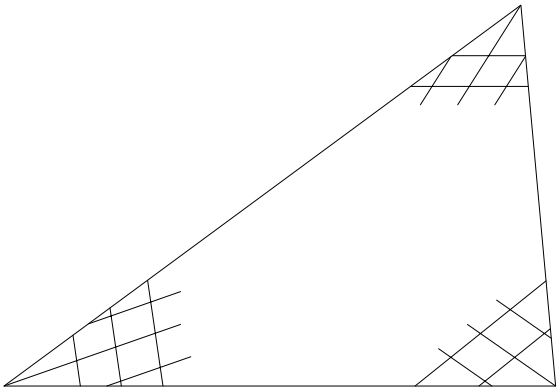




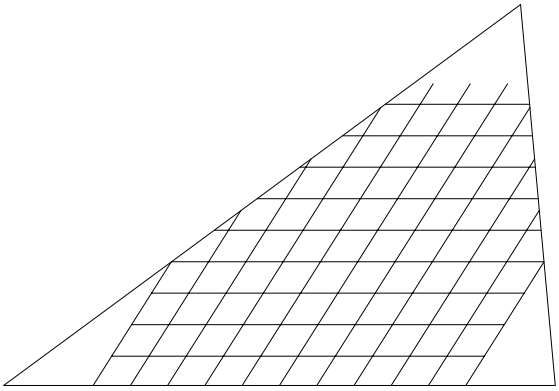




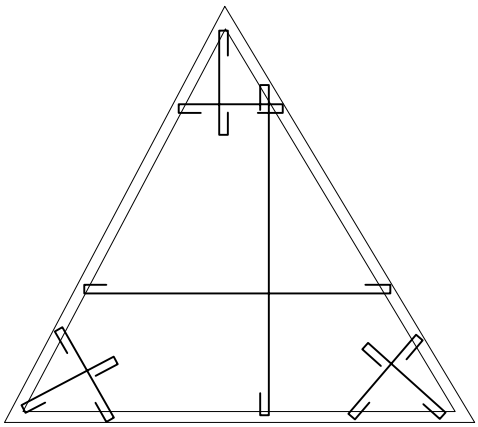


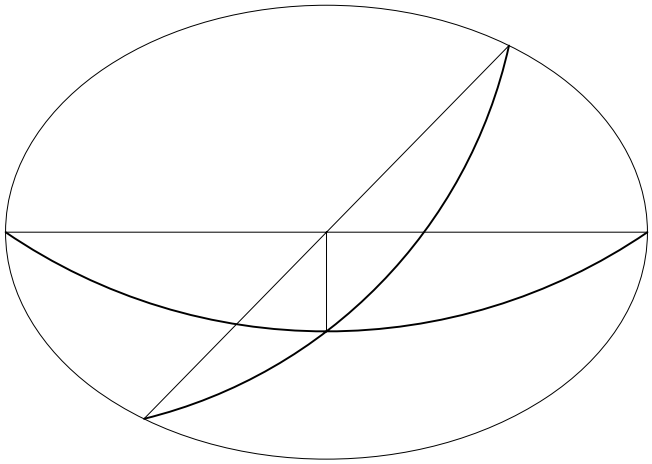


ARRIBA

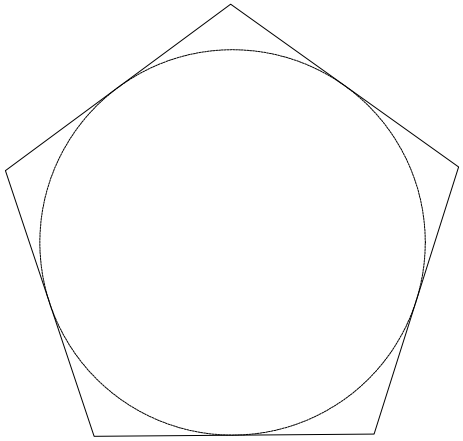


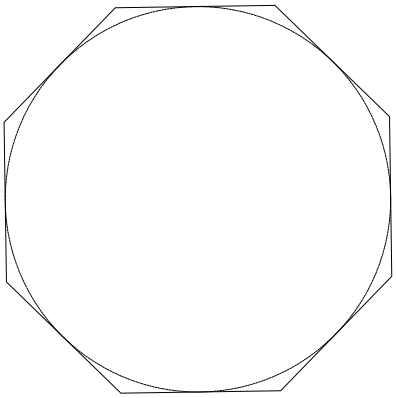
ABAJO

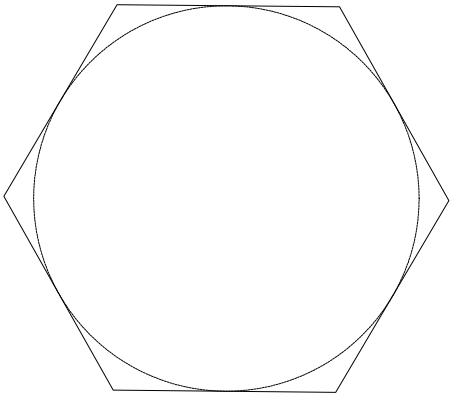


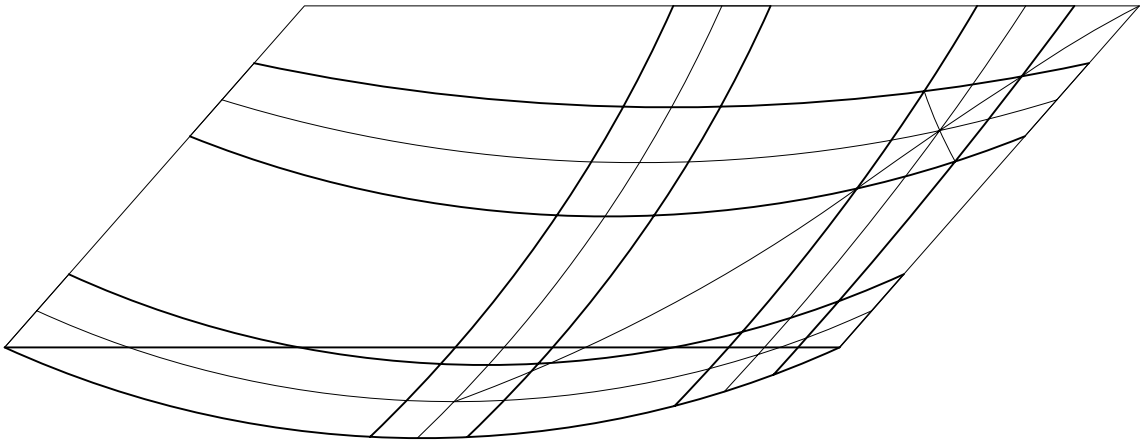


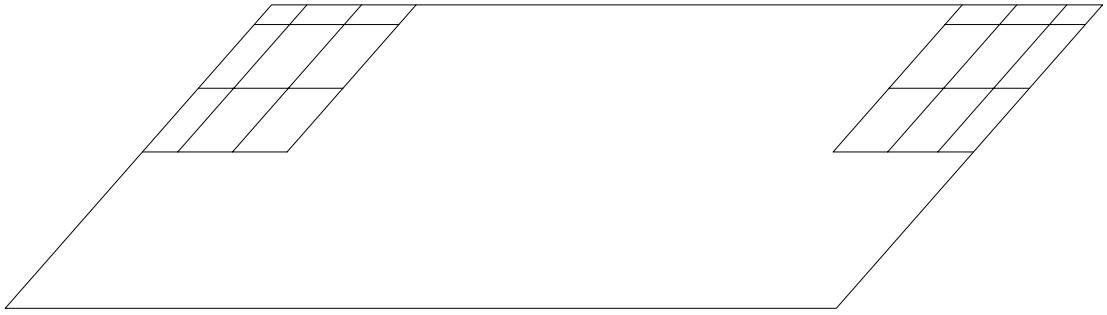
$$M = \frac{p.d^2}{20}$$



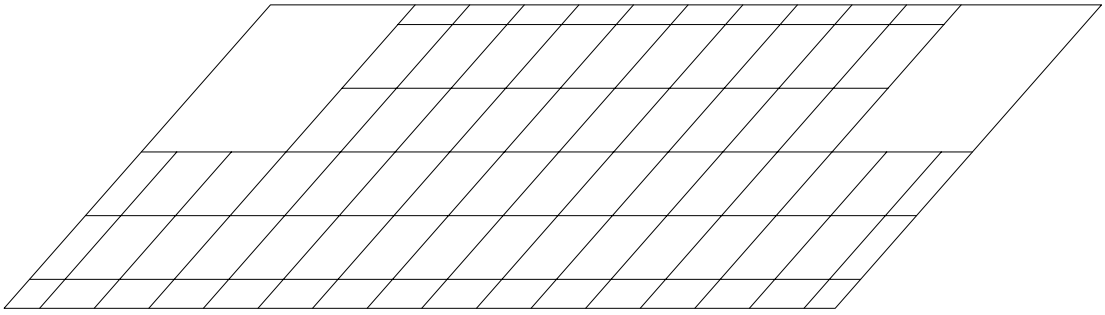




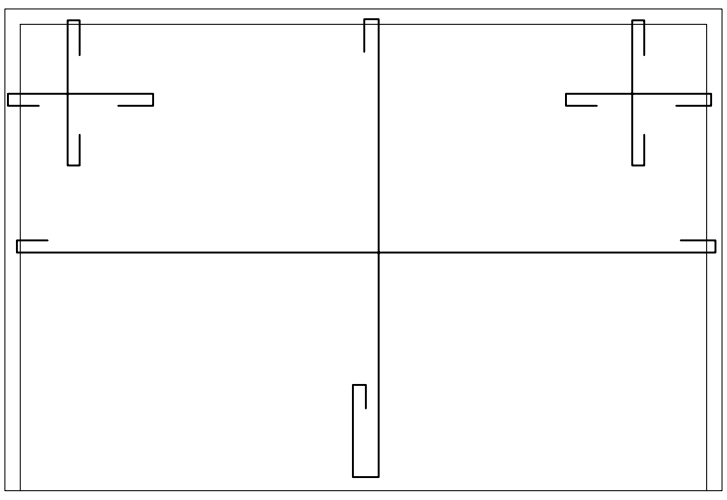


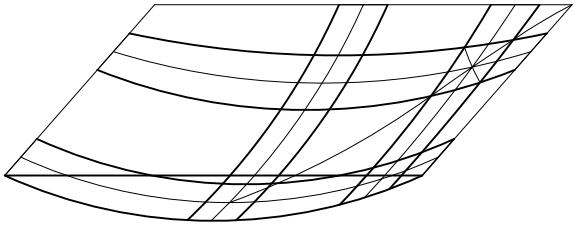


ARRIBA

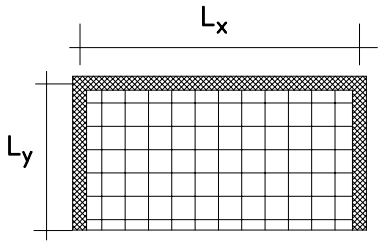


ABAJO

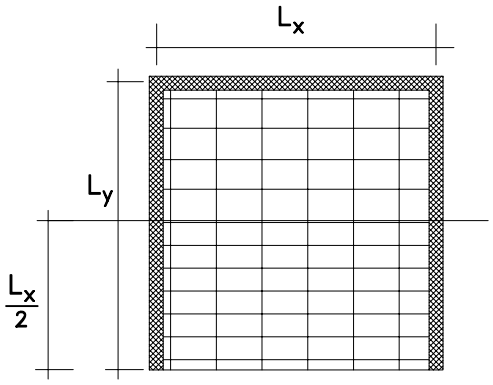




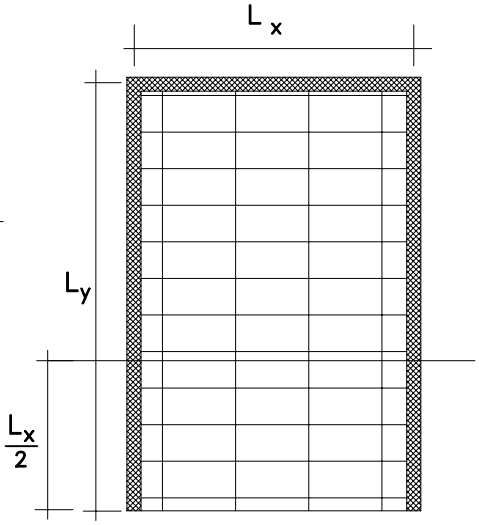
ARMADURA INFERIOR



$L_y = L_x / 2$

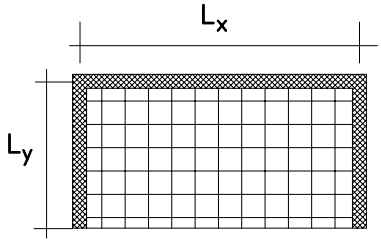


$L_y = L_x$

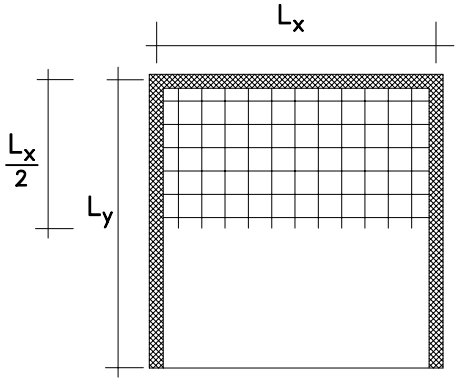


$L_y = 1.5 L_x$

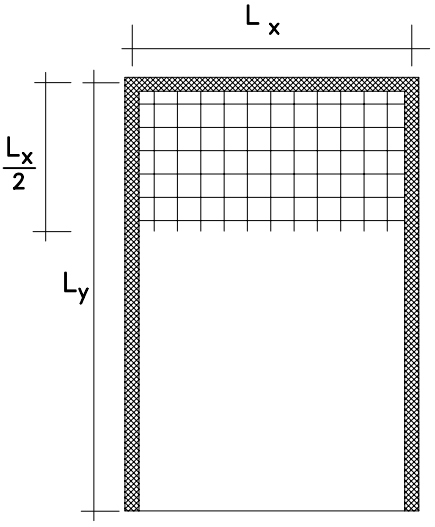
ARMADURA SUPERIOR



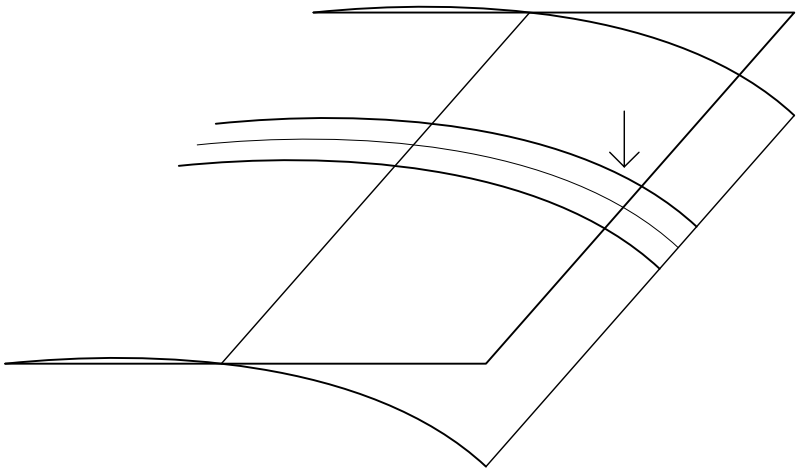
$L_y = L_x / 2$

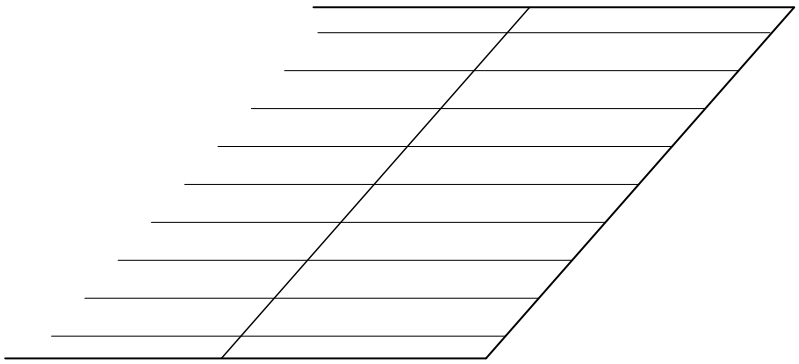


$L_y = L_x$

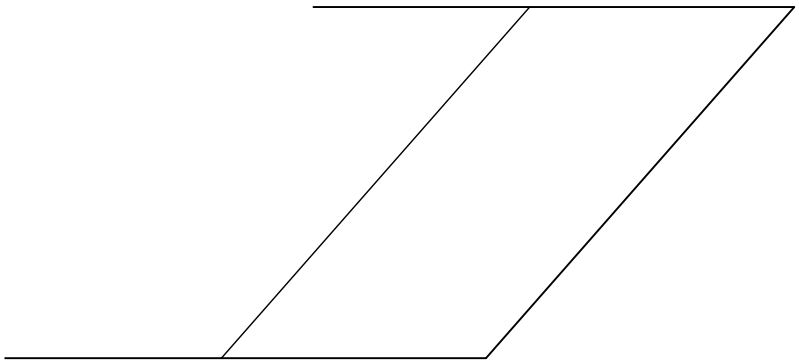


$L_y = 1.5 L_x$

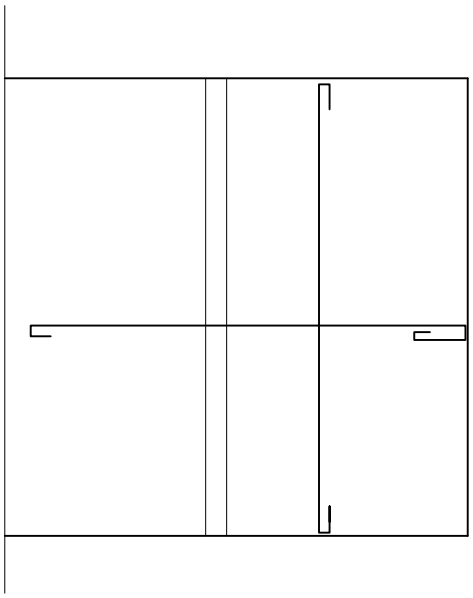


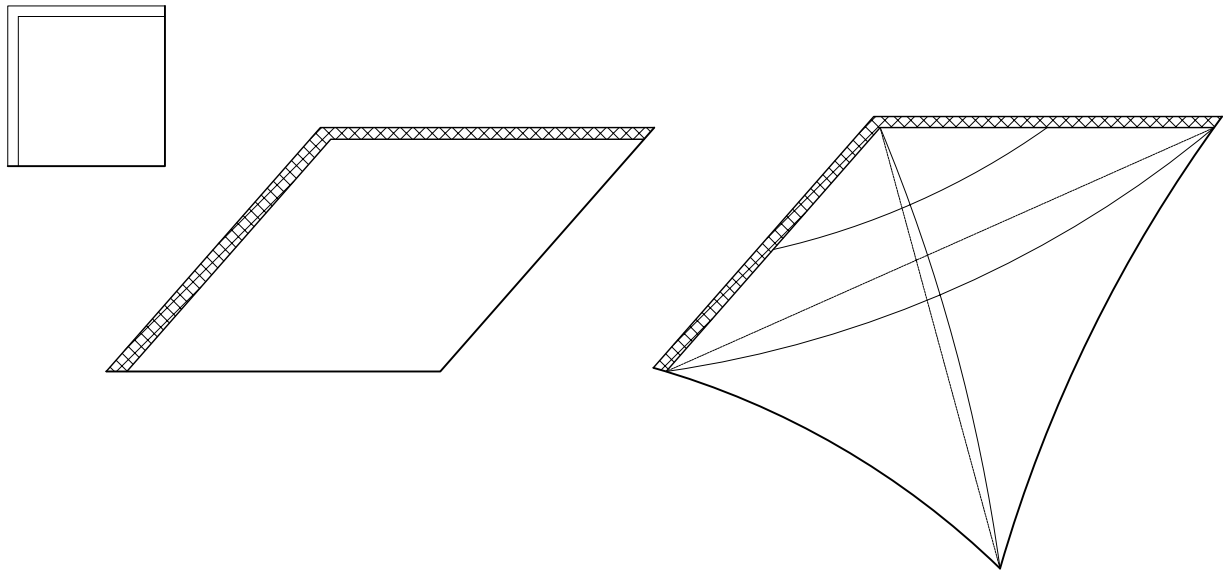


ARRIBA

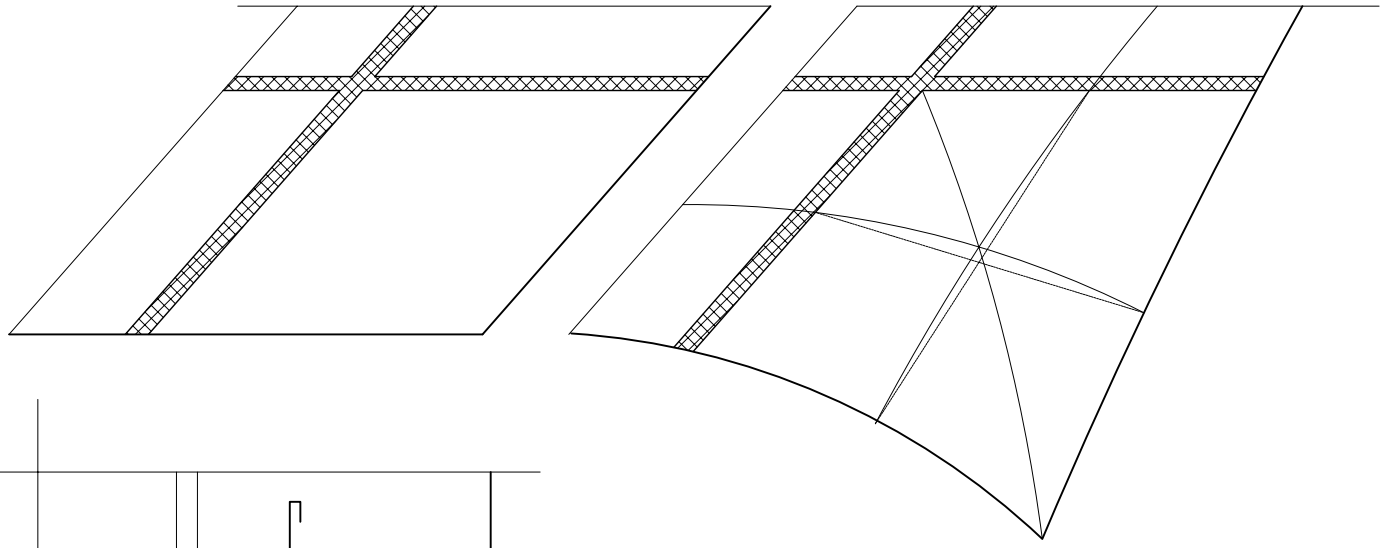


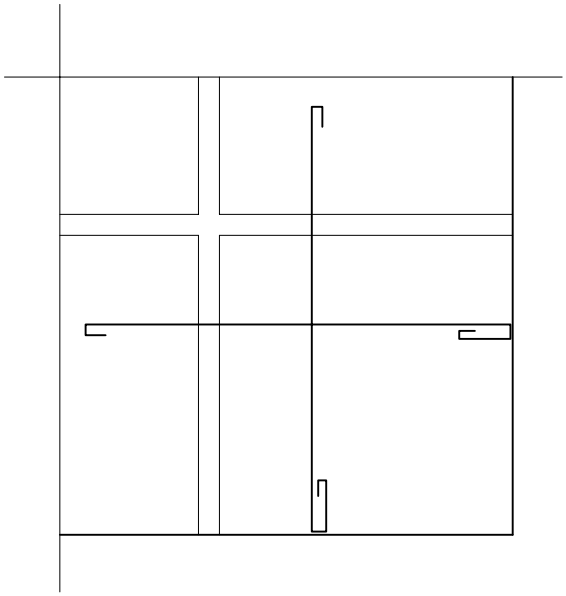
ABAJO

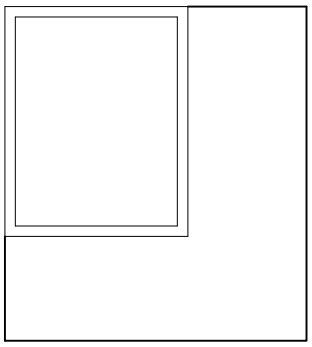


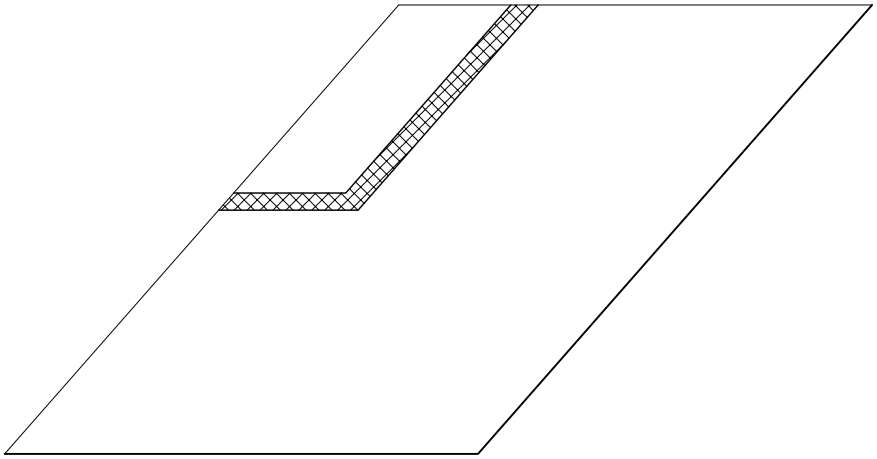


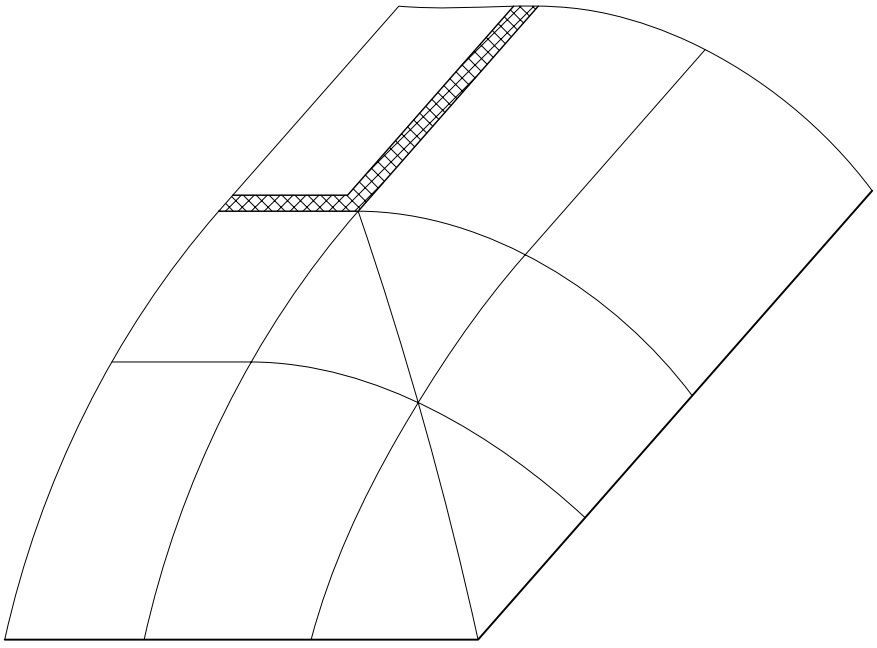
LA ARMADURA DEBE SER UNA DOBLE MALLA



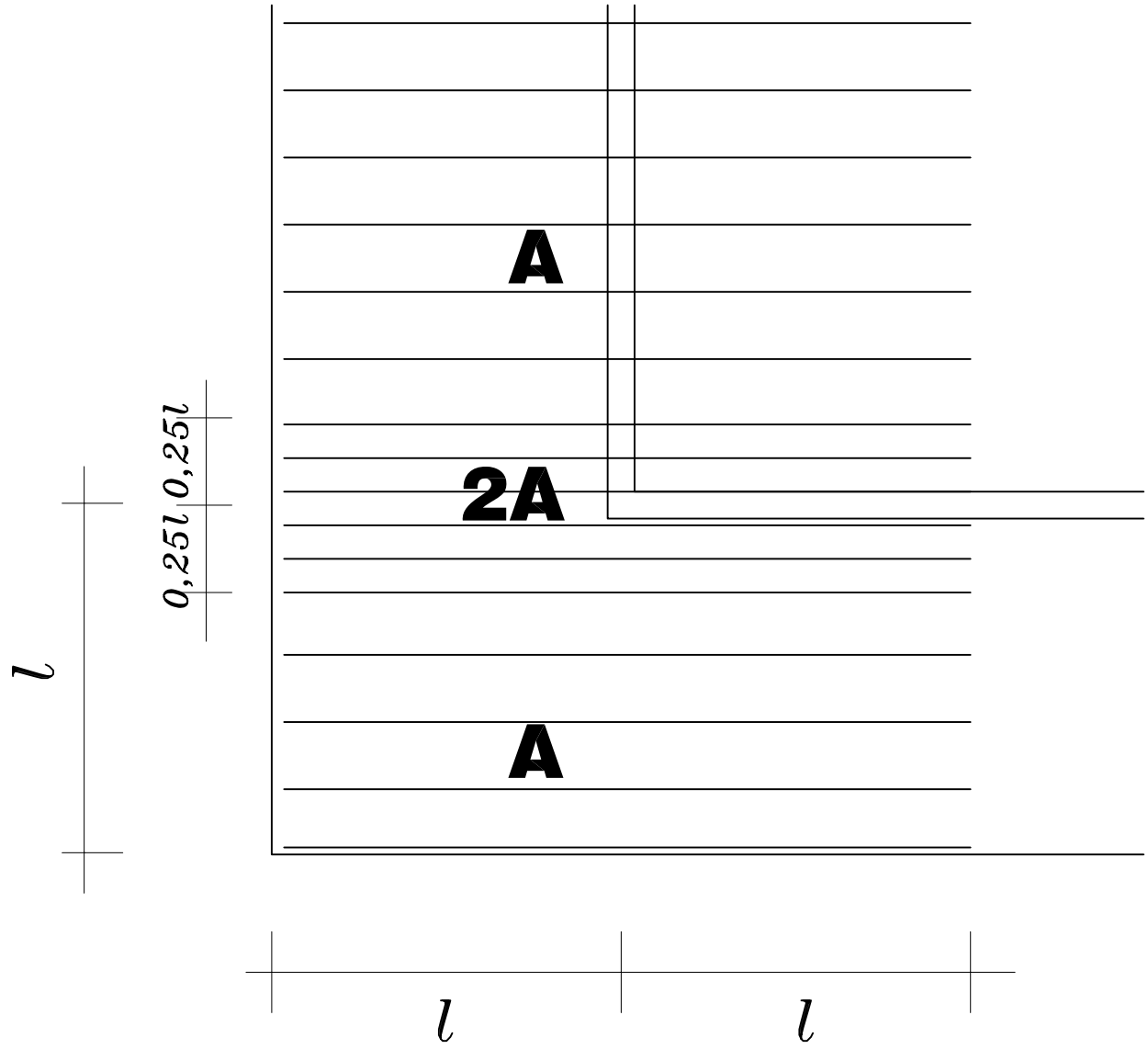








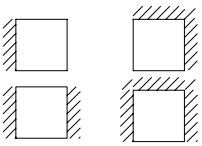
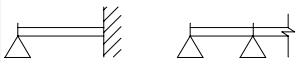
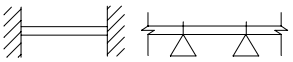
VOLADIZO EN ESQUINA



ARMADURAS EN LA CARA SUPERIOR DE LA LOSA SE COLOCA EN LOS DOS SENTIDOS

LA ARMADURA DE VALOR A SE DIMENSIONA PARA EL MOMENTO DEL VOLADIZO SIMPLE

Tabla 25. Losas. Valores de m

Ⓐ Losas armadas en una dirección		Ⓑ Losas armadas en dos direcciones con $\frac{\text{luz mayor}}{\text{luz menor}} \leq 1{,}3$	
esquema estructural	m	esquema estructural	m
	12		50
	30		55
	35		
	40		60

Nota: Para losas armadas en dos direcciones, la luz de cálculo es la luz menor.

Para losas armadas en dos direcciones con relación luz mayor/ luz menor, mayor de 1,3, el proyectista deberá disminuir los valores de la tabla 25 B comparándolos con los casos correspondientes de la tabla 25 A.

26.2 Clasificación de la resistencia característica de proyecto

Las clases de hormigón indicadas seguidamente, están de acuerdo con lo establecido en la Norma UNIT 972:

C-12,5; C-15,0; C-17,5; C-20,0; C-22,5; C-25,0; C-30,0; C-35,0; C-40,0; C-45,0; C-50,0.
Los números indican la resistencia característica de proyecto del hormigón a compresión a los veintiocho días, expresada en megapascales, determinada según el ensayo especificado en la Norma UNIT-NM 101 para probetas cilíndricas.

26.3 Resistencia mínima del hormigón en función de la del acero

La resistencia característica de proyecto del hormigón, f_{ck} expresada en MPa, no debe ser menor que la indicada en la tabla 10.

Tabla 10 – Resistencia característica del hormigón

f_{yk}	**Valor mínimo de** f_{ck}
220	12,5 Mpa
420	15,0 Mpa
500	17,5 Mpa
600	20,0 Mpa

Comentarios

La tabla 10 se basa fundamentalmente en la norma de buena práctica de no usar aceros de resistencia muy alta con hormigones de baja resistencia. El incumplimiento de ésta, aparte de conducir a longitudes de anclaje y empalmes desproporcionadamente grandes, puede ocasionar presiones excesivas sobre el hormigón en las zonas curvas de las barras.

La tabla 10 no debe interpretarse en el sentido que, si por un fallo accidental, se registran en una zona de la obra resistencias inferiores a las especificadas, la zona resulte inadmisible, sino simplemente que dicha zona requerirá un estudio detallado de su comportamiento previsible.

PARA EL DIMENSIONADO DE UNA SECCIÓN RECTANGULAR

$$\frac{M_d}{b\,d^2\,f_{cd}} = \mu \quad \mapsto \quad \omega$$

$$A_s = \omega \frac{b\,d\,f_{cd}}{f_{yd}}$$

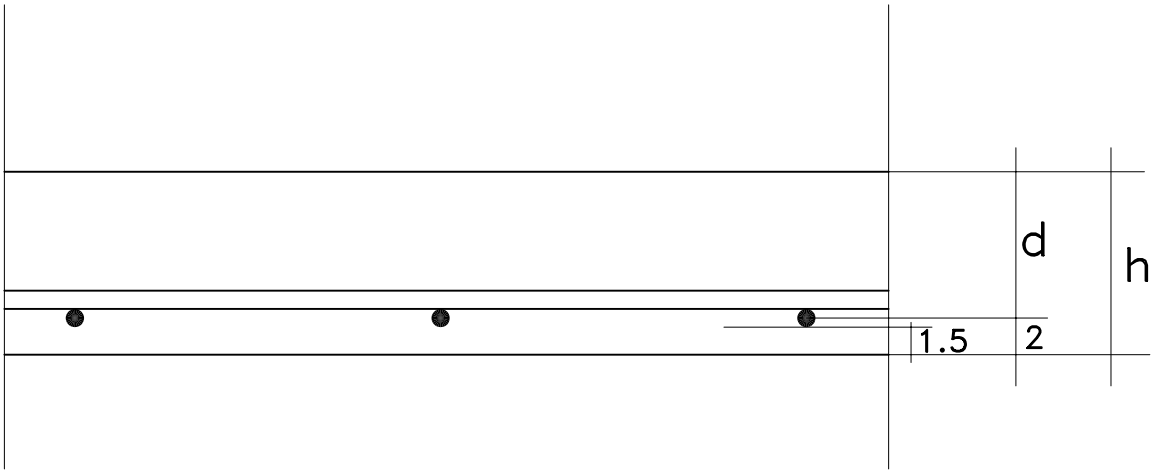
LAS LOSAS MACIZAS SON UNA SECCIÓN RECTANGULAR CON b=100

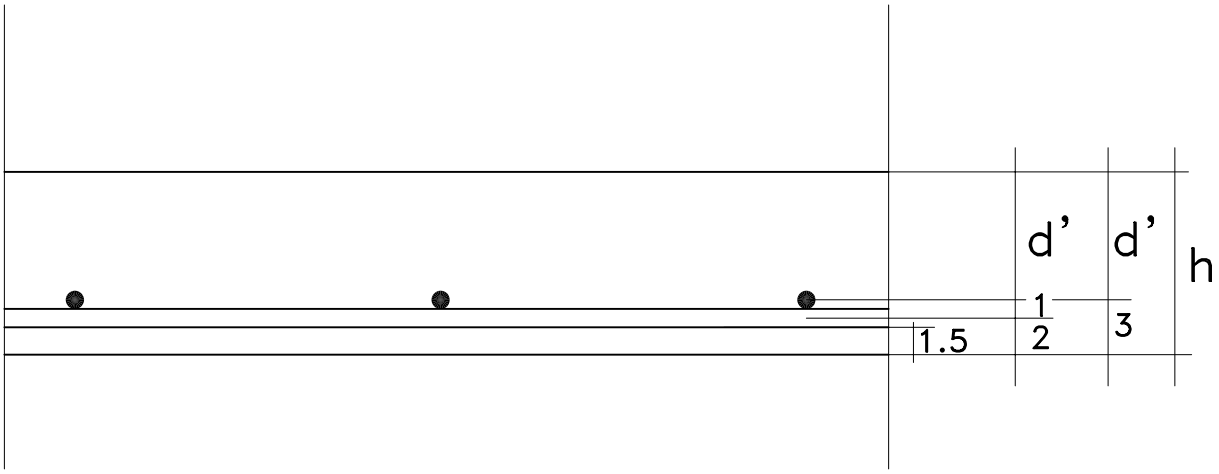
$$\frac{M_d}{100\,d^2\,f_{cd}} = \mu$$

$$\frac{M_d}{d_2} = 100\,f_{cd}\mu \quad \text{(entrada en abscisas)}$$

$$A_s = \omega \frac{100\,d\,f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{\omega 100\,f_{cd}}{f_{yd}}\,d = w\,d$$

$$\mapsto \text{(salida por ordenadas)}$$

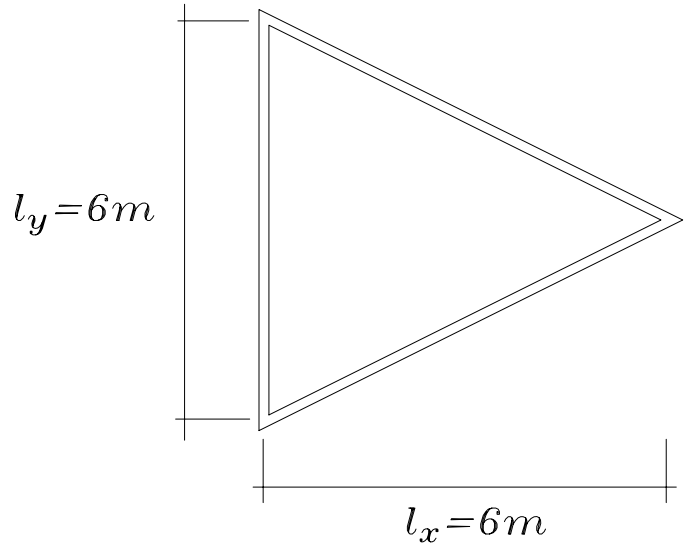




$$d = h - 2$$

$$d' = h - 3$$

$$d' = d - 1$$



$p = 900 daN/m^2$

Solicitaciones por tabla 4.5.1. pág.51

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{6}{6} = 1$$

$$M_x = \frac{900 \times 6 \times 6}{2 \times 30{,}12} = 538\ daN.m \qquad M_x = 53800\ daN.cm \qquad M_{xd} = 86080\ daN.cm$$

$$M_y = \frac{900 \times 6 \times 6}{2 \times 23{,}36} = 679\ daN.m \qquad M_y = 67900\ daN.cm \qquad M_{yd} = 108640\ daN.cm$$

hormigón $f_{ck} = 150\ daN/cm^2$

acero $f_{yk} = 4200\ daN/cm^2$

$h = 10\ cm$ $d = 8\ cm\ (y)$ $d' = 7\ cm\ (x)$

x

$$\frac{86080}{7^2} = 1757 \qquad w = 0{,}55 \qquad A_{sx} = 0{,}55 \times 7 = 3{,}85\ cm^2 \qquad \Phi 10c/20$$

y

$$\frac{108640}{8^2} = 1697 \qquad w = 0{,}53 \qquad A_{sy} = 0{,}53 \times 8 = 4{,}24\ cm^2 \qquad \Phi 10c/18$$

PAUTAS PARA ORGANIZAR ARMADURAS EN LOSAS MACIZAS

DIÁMETROS

6, 8, 10 y 12 mm.

Diámetros mayores son excepcionales y se pueden presentar en losas de espesores también excepcionales.

CUANTIAS

La cuantía geométrica mínima en cada dirección resistente es 1,5 0/00 ó 2,5 0/00 según el acero sea de adherencia mejorada o no.

$$A_s > 0{,}0015 \cdot 100 \cdot d$$

ó

$$A_s > 0{,}0025 \cdot 100 \cdot d$$

En losas macizas sobre apoyos paralelos se fija una cuantía mecánica mínima para la armadura secundaria o de repartición:

$$A_{s\,rep} > 0{,}2 \cdot A_{s\,prin} \cdot f_{yd\,prin} / f_{yd\,rep}$$

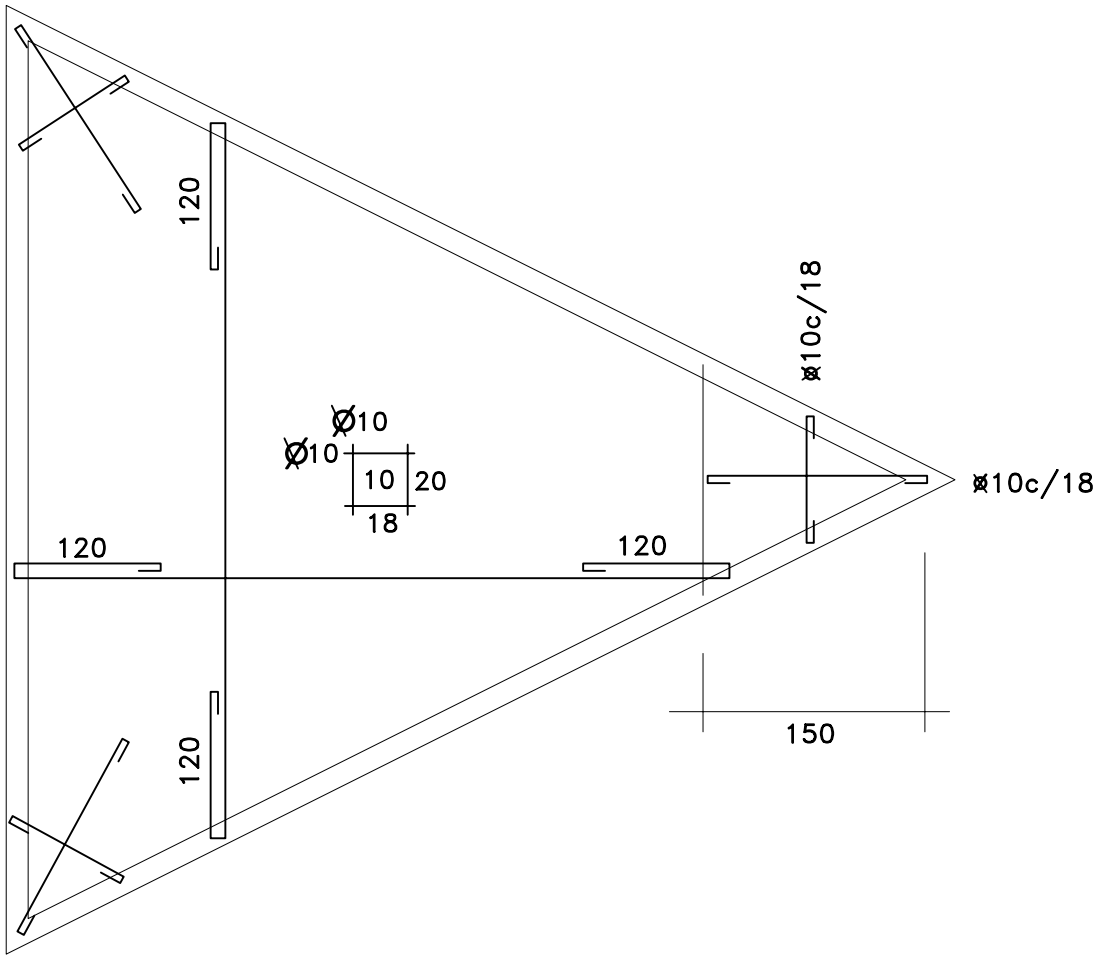
SEPARACIONES

Para cualquier condición de apoyo y para las dos direcciones de la malla:

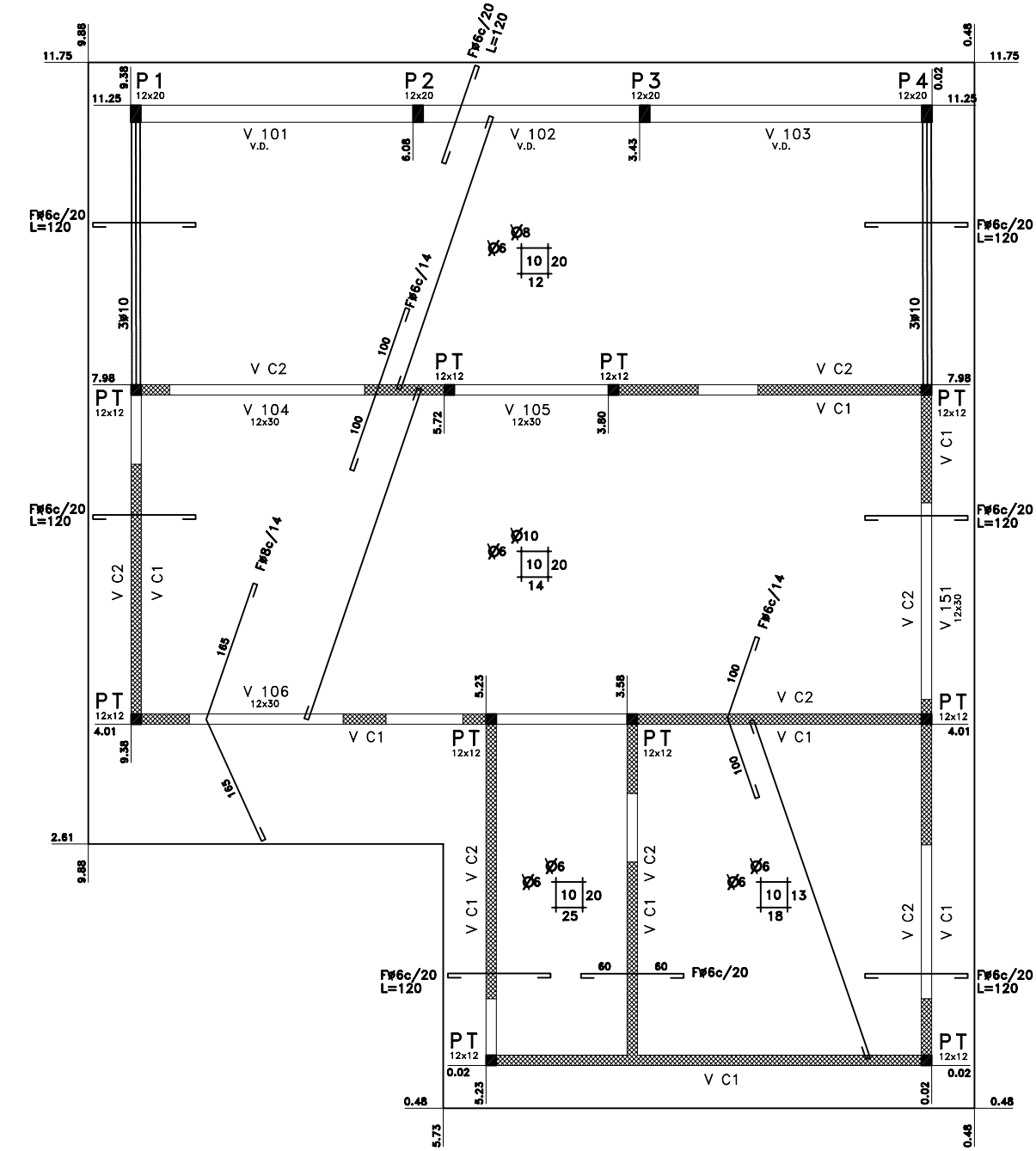
Separación máxima

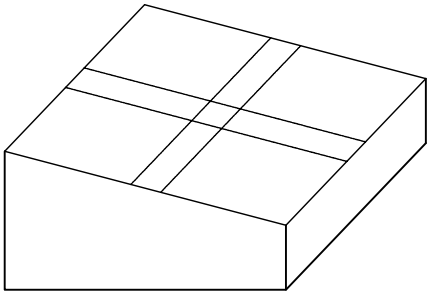
$$s < 2 \cdot h$$

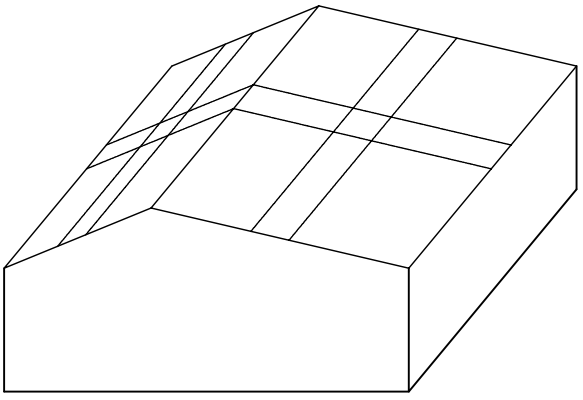
$$s < 20\ cm$$


120
Ø10
Ø10
10
20
18
Ø10c/18
Ø10c/18
120
120
120
150

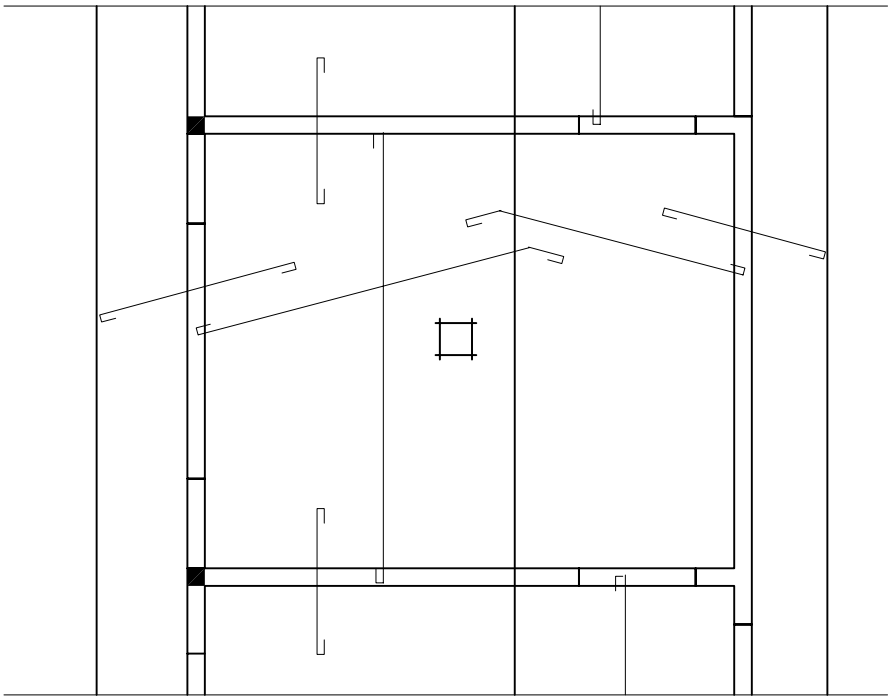
LOSAS INCLINADAS APOYADAS EN TODO SU PERIMETRO

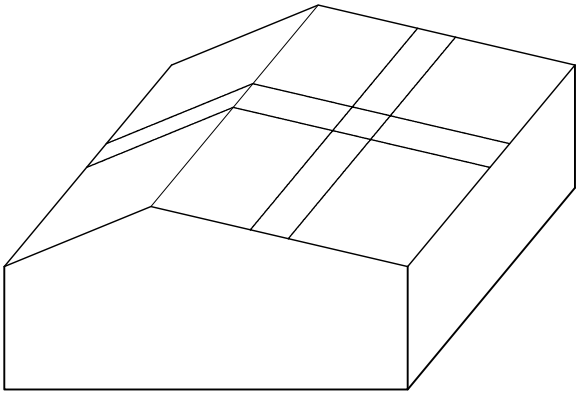




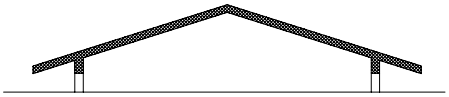


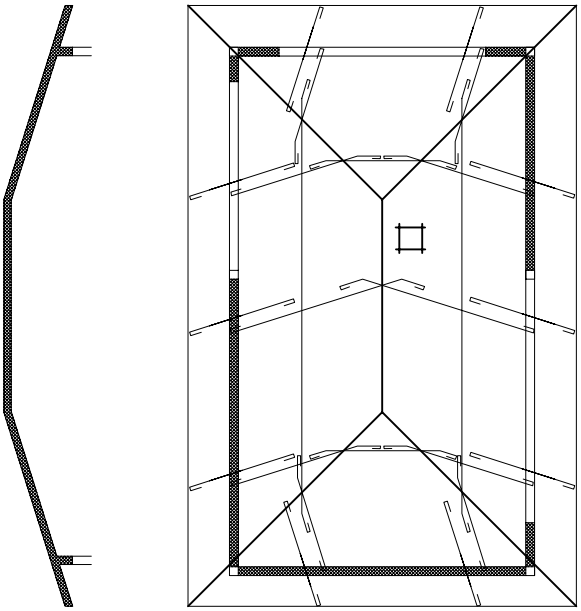
LOSAS QUEBRADAS APOYADAS EN TODO EL PERIMETRO

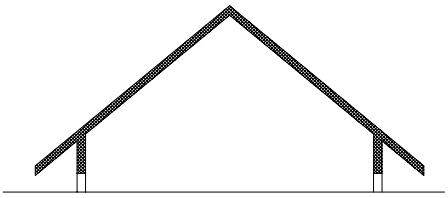


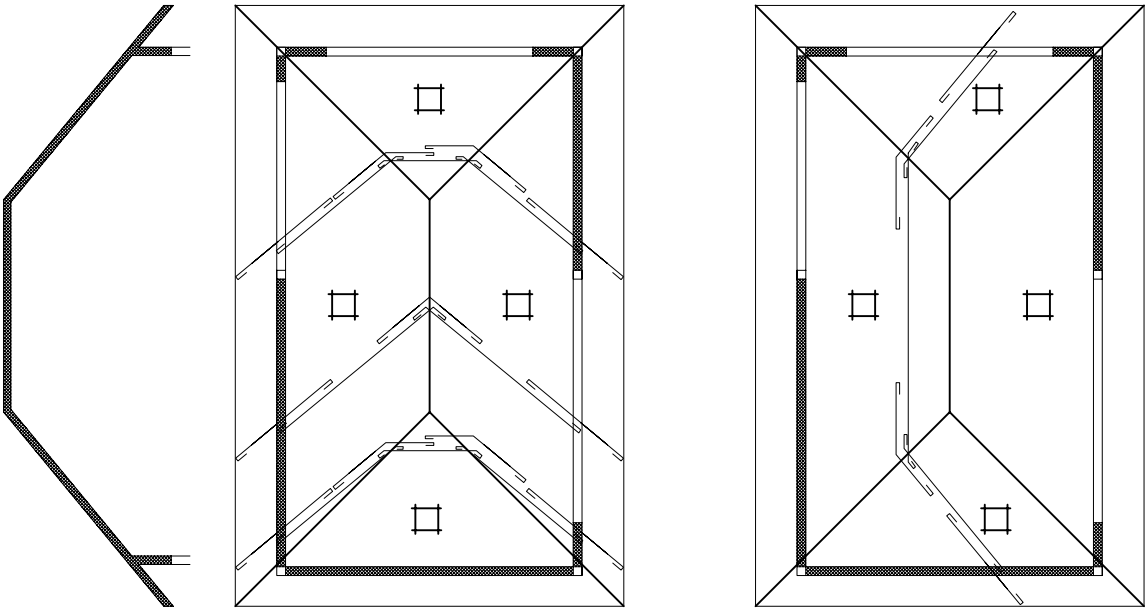


LOSAS QUEBRADAS APOYADAS EN TODO EL PERIMETRO

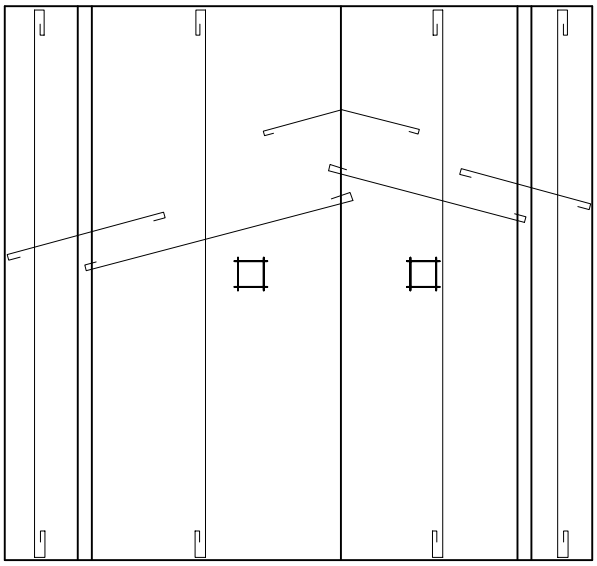


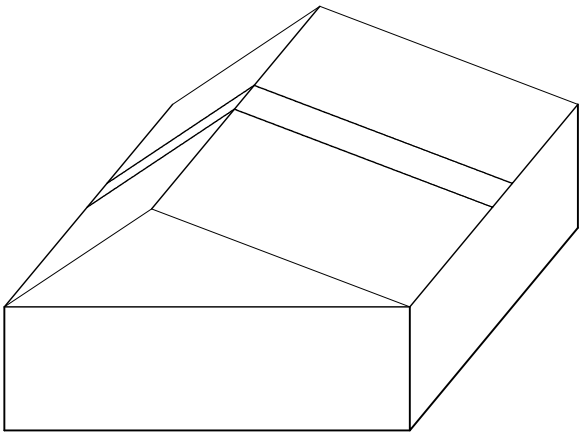


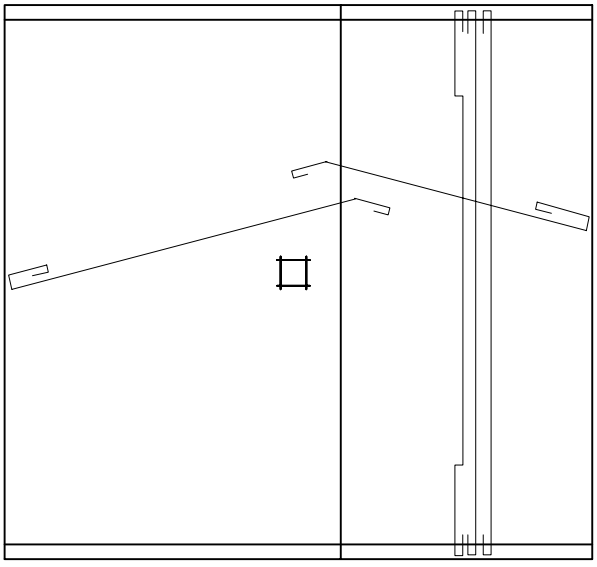


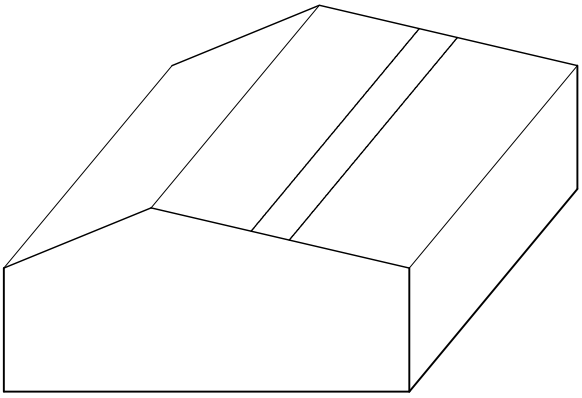


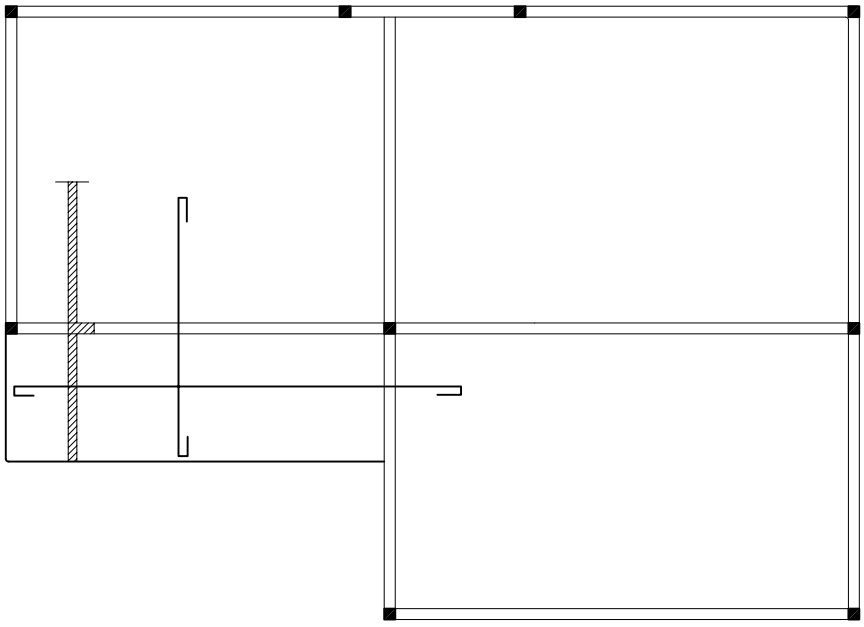
LOSAS QUEBRADAS APOYADAS EN LADOS PARALELOS

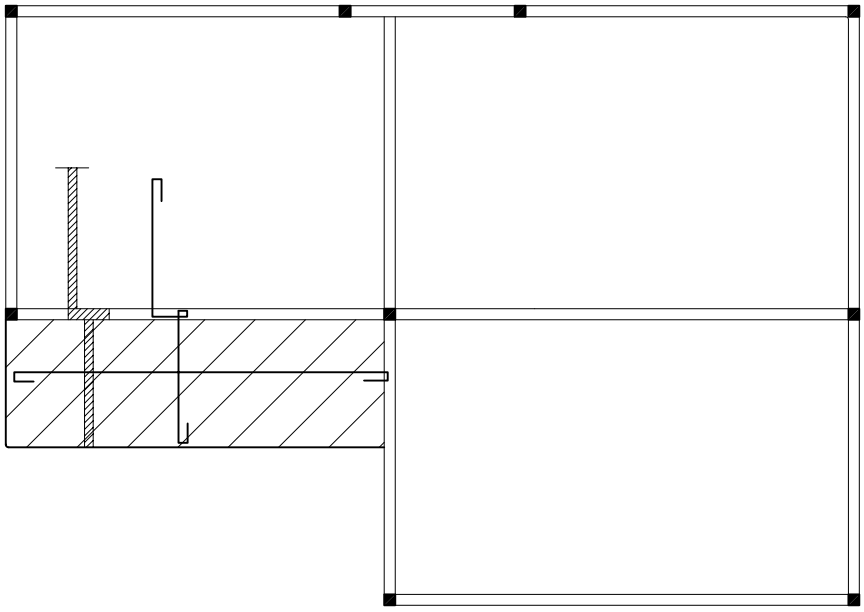


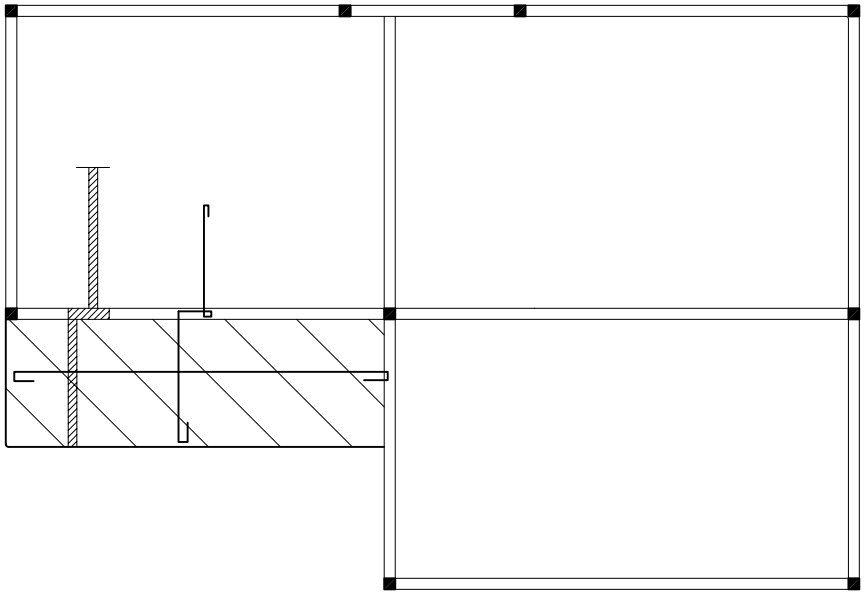


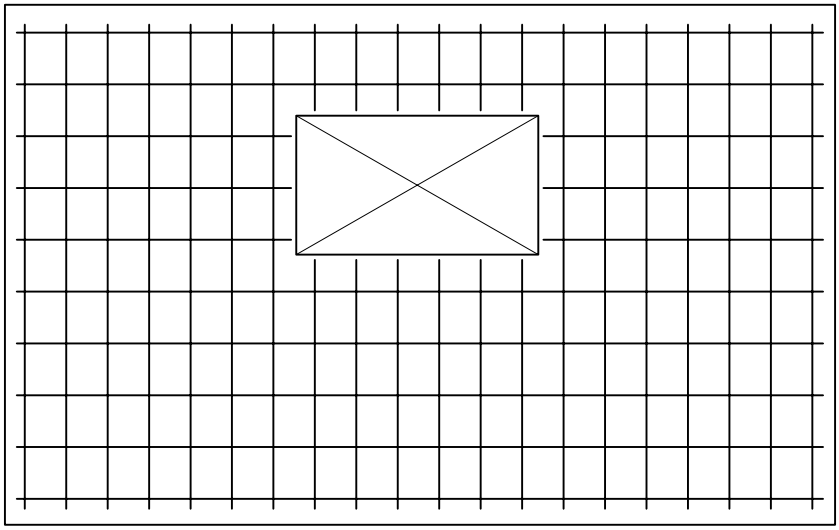


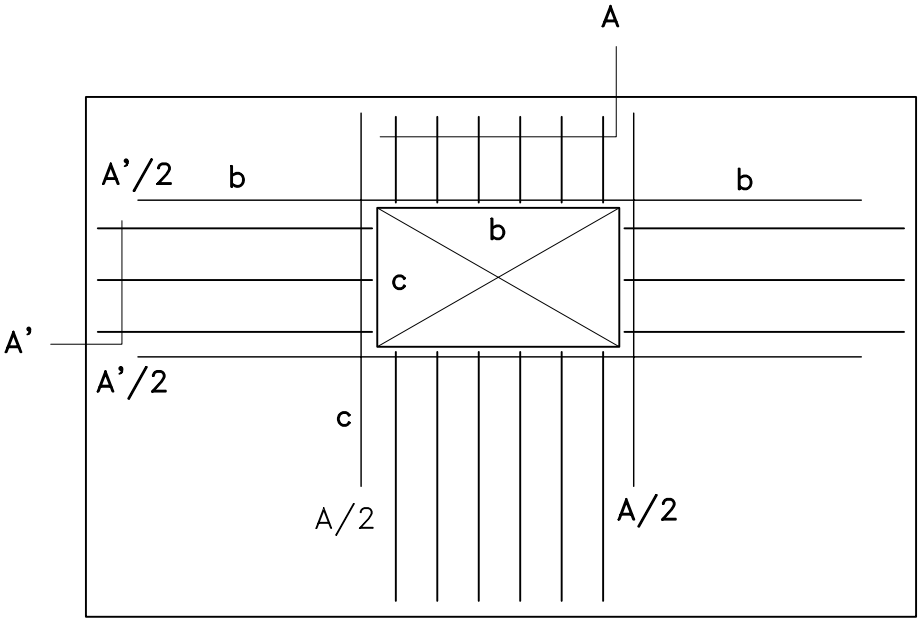


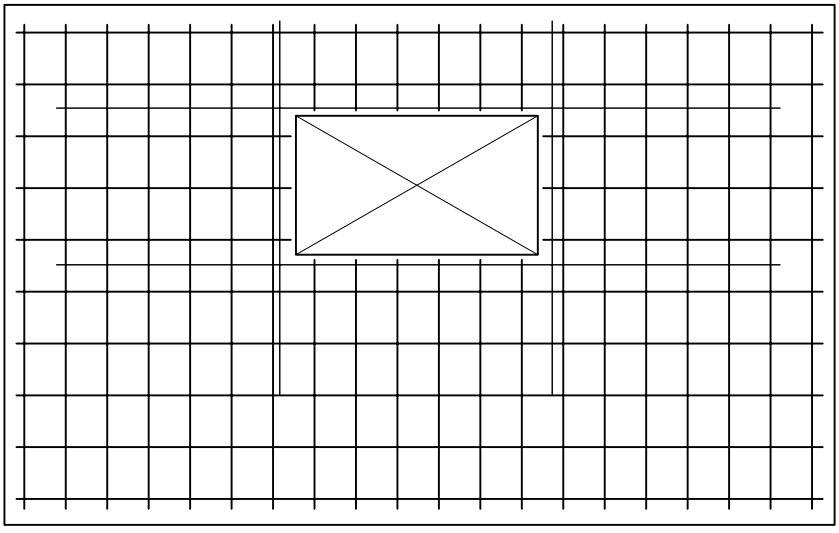




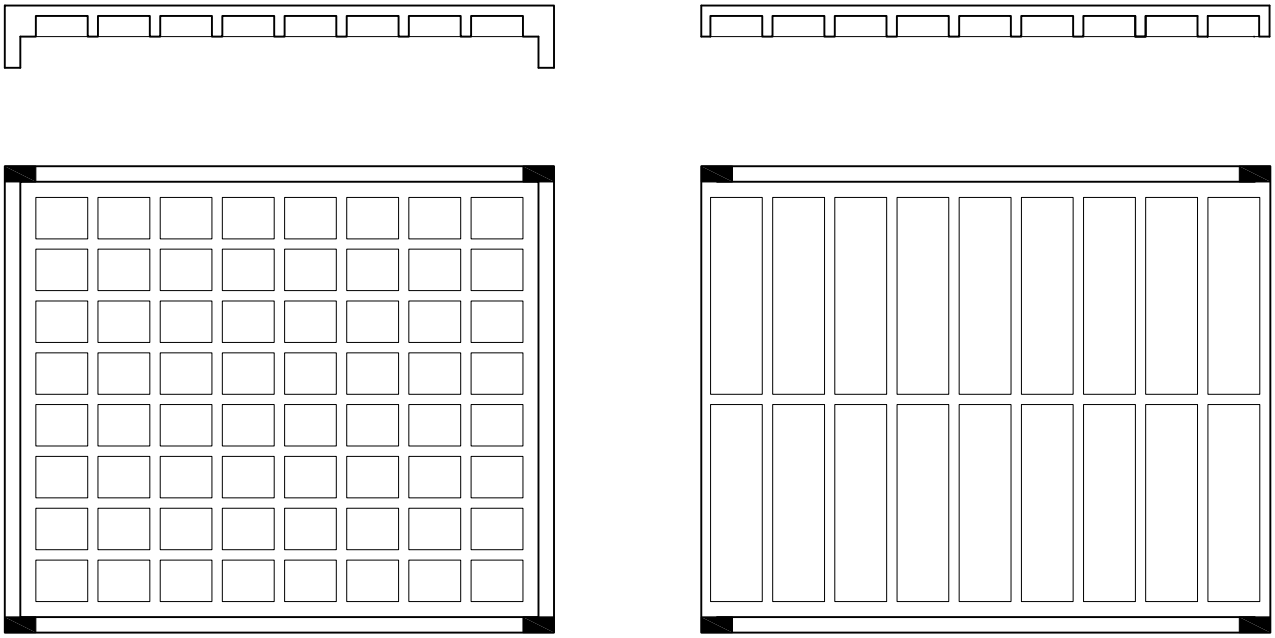





A
A'/2
b
b
b
c
A'
A'/2
c
A/2
A/2



LOSAS ALIGERADAS = LOSAS NERVADAS



PARA ESPESORES IMPORTANTES RESULTA CONVENIENTE DISMINIR EL PESO PROPIO DE LA PLACA DISMINUYENDO LA CANTIDAD DE HORMIGÓN EN LA ZONA TRACCIONADA POR FLECTOR DEJANDO SOLAMENTE LE HORMIGÓN NECESARIO PARA RESISTIR LAS TENSIONES DE CORTE

*APOYADAS EN LADOS PARALELOS

EN CUANTO A SOLICITACIONES VALE PARA SU ESTUDIO LO VISTO PARA LOSAS MACIZAS

SE ARMAN LOS NERVIOS (ARMADURA PRINCIPAL) Y LA CARPETA SUPERIOR (ARMADURA SECUNDARIA)

*APOYADAS EN TODO EL PERIMETRO

EN CUANTO A SOLICITACIONES DISMINUYE EL EFECTO DEL ALABEO DE LAS ESQUINAS

SE ARMAN LOS NERVIOS (ARMADURA PRINCIPAL) Y LA CARPETA SUPERIOR (ARMADURA SECUNDARIA)

51.3 Losas nervadas

51.3.1 Definición

Las losas nervadas de hormigón armado, son vigas en T múltiples con una separación máxima entre ejes de nervios de 70 cm. Para la conformación de los nervios es posible disponer piezas de molde no colaborantes desde el punto de vista resistente, queden o no incluidas en la estructura.

51.3.2 Profundidad de apoyo

Para la profundidad de apoyo de los nervios longitudinales rige el apartado 51.2.2. De cualquier manera ésta debe ser por lo menos de 10 cm.

51.3.3 Piezas de molde

Las piezas de molde deben tener una rigidez y resistencia capaces de soportar la totalidad de solicitaciones a las que estén sometidas en obra.
Deben también asegurar la eliminación de agua que pueda quedar retenida durante el hormigonado.

51.3.4 Losas nervadas armadas en una dirección

51.3.4.1 Losa superior e inferior (si existiera)

La verificación de la losa queda a criterio del proyectista.
Su altura debe ser mayor o igual al décimo de la luz libre entre nervios, sin ser inferior de 5 cm (véase la figura 82).

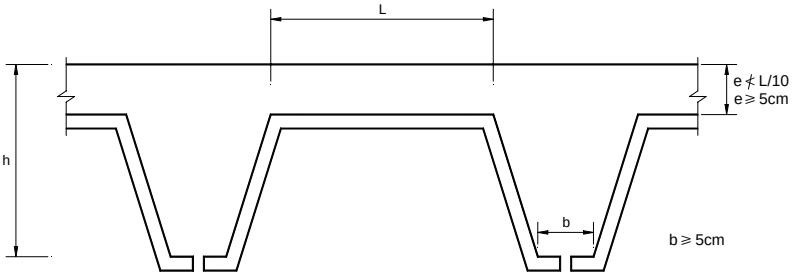


Figura 82

51.3.4.2 Nervios longitudinales

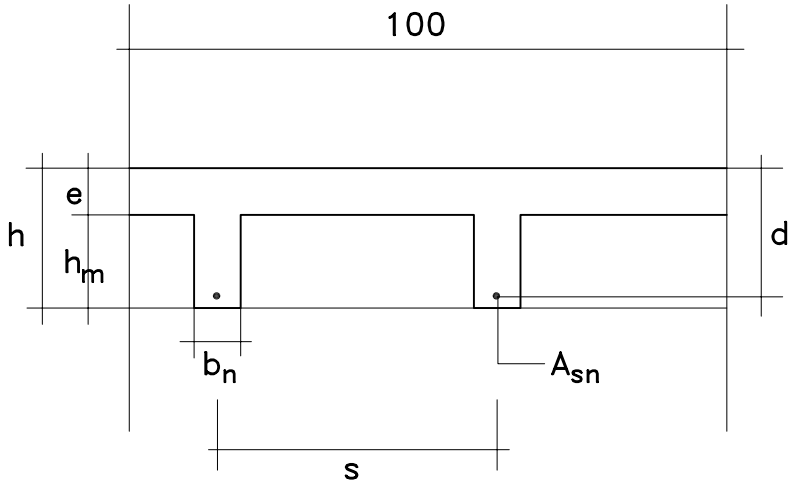
Los nervios deben poseer un ancho mínimo de 5 cm.
En los nervios longitudinales se pueden suprimir los estribos cuando: la sobrecarga no es mayor de 2,75 kN/m^2, el diámetro de la armadura longitudinal es inferior a 16 mm, la armadura de tramo se extiende entre apoyo y apoyo y la solicitación de corte cumple con lo establecido en el apartado 39.1.4. de la presente norma.
Se debe cuidar especialmente la separación de las barras y los recubrimientos indicados en los apartados 13.2. y 13.3 respectivamente.
Se deben cumplir las prescripciones establecidas en los capítulos 39 49 y 50 siempre que no contradiga lo especificado en el presente apartado.

51.3.4.3 Nervios transversales

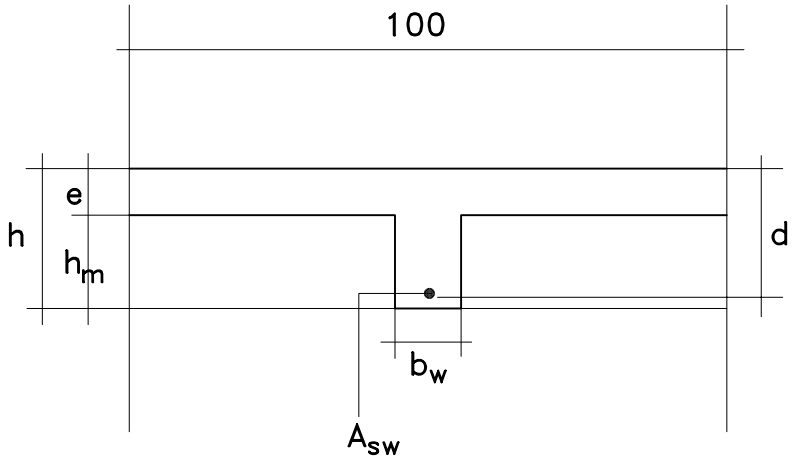
Los nervios transversales (o de repartición) son indispensables para garantizar la uniformidad de la deformación de los nervios longitudinales.
Se deben armar superior e inferiormente.
Sólo se pueden suprimir los nervios transversales en losas con luces menores de 3.5 m y cuando se asegure que exista uniformidad en la repartición de las cargas. No se recomienda separar los nervios a distancias mayores de 2 m en entrepisos y de 3 m en losas de techo no transitables.

51.3.5 Losas nervadas armadas en dos direcciones En losas nervadas armadas en dos direcciones, se deben aplicar las especificaciones de las losas nervadas armadas en una sola dirección. En particular, se debe observar en ambas direcciones las separaciones máximas y las dimensiones mínimas de los nervios y losas. Se puede tomar en cuenta el efecto favorable de los momentos de torsión.

SECCION REAL



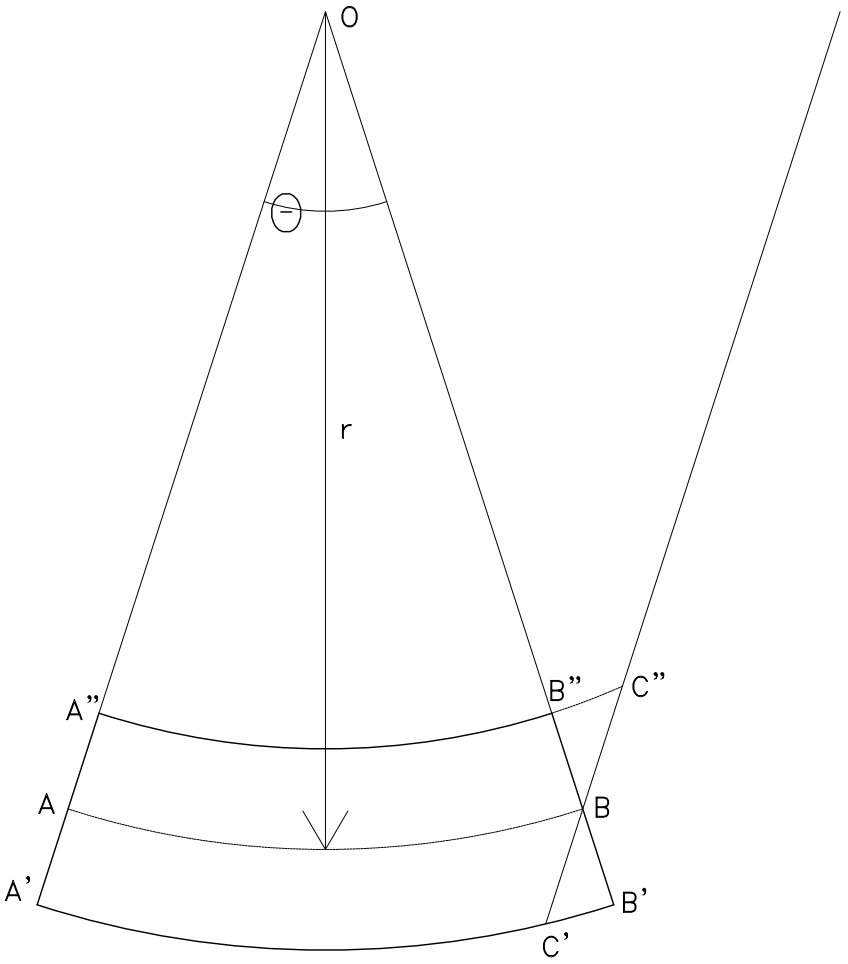
SECCION EQUIVALENTE (DE CÁLCULO)



$$b_w = b_n \frac{100}{s}$$

$$A_{sn} = A_{sw} \frac{s}{100}$$

AB ES UN TROZO DE UNA BARRA FLEXADA DE UN MATERIAL CONTINUO, HOMOGENEO Y ELASTICO



A'C'=AB

B'C'= ALARGAMIENTO TOTAL DE A'B'

ALARGAMIENTO UNITARIO DE A'B' = $\varepsilon = \frac{B'C'}{AB}$

TENSION = MODULO DE ELASTICIDAD . DEFORMACION

$$\sigma = E\,\varepsilon$$

$$\sigma = E\,\frac{B'C'}{AB}$$

AR = r.

C"C' paralela a AO

B'BC' = $\ominus$

B'C' = BB' $\ominus$

$$\sigma = E\,\frac{BB'}{r.\ominus} = E\,\frac{BB'}{r}$$

POR OTRA PARTE SEGUN NAVIER

$$\sigma = \frac{M}{I}\,BB'$$

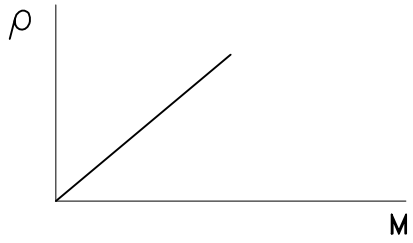
$$\frac{E}{r} = \frac{M}{I} \qquad \frac{1}{r} = \frac{M}{E.I}$$

$$\boxed{\rho = \frac{M}{E.I}}$$

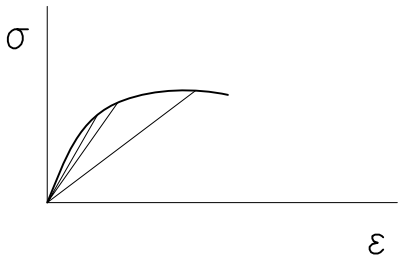
EN LA FLEXION, LA RELACION FUNDAMENTAL ENTRE DEFORMACIONES Y SOLICITACIONES ES:

$$\rho = \frac{M}{E\ I}$$

EL MODELO LINEAL PARTE DE LA CONSTANCIA DE E I, Y POR LO TANTO LA DEPENDENCIA LINEAL ENTRE ρ Y M



✳ E NO ES CONSTANTE EN EL HORMIGON

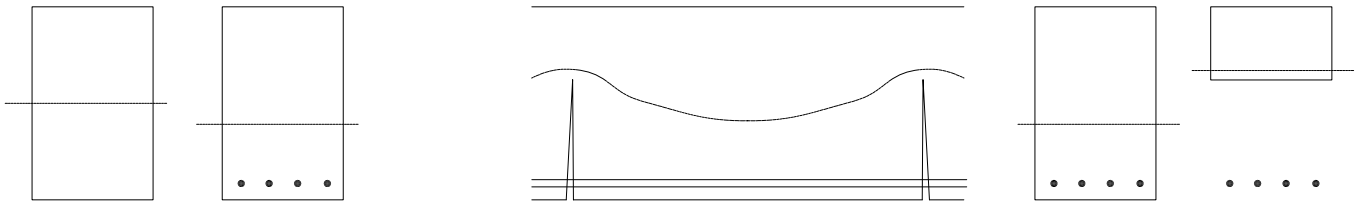


✳ EN UNA SECCION DE HORMIGON ARMADO EVALUAR LA INERCIA PRESENTA INCERTIDUMBRES:

1.– AL INICIO DEL TRABAJO NO SE CONOCEN LAS ARMADURAS

2.– CONSIDERANDO QUE LA PIEZA DE HORMIGON ARMADO SE FISURA APARECERAN SECCIONES DISTINTAS SEGUN SE CORTE O NO UNA FISURA

3.– LA LINEA NEUTRA, EJE CON RESPECTO AL CUAL SE MIDE LA INERCIA TIENE DISTINTAS ALTURAS DEBIDO A LA FISURACION

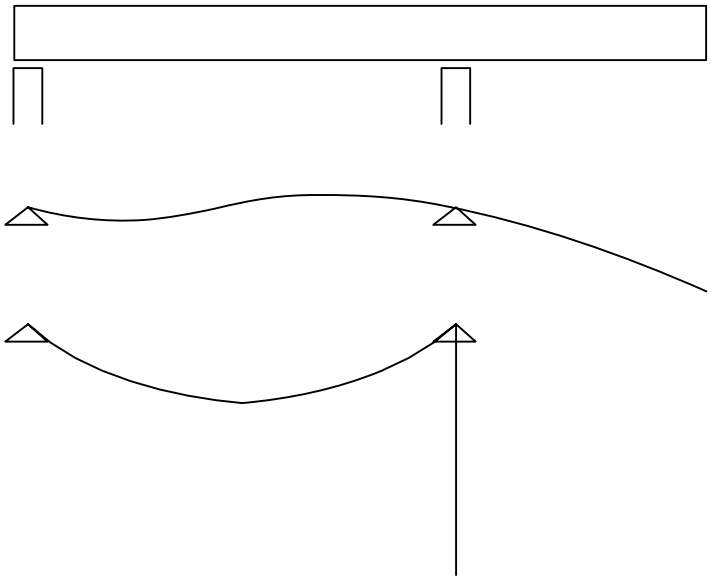


$I = \frac{bh^3}{12}$ $I \neq \frac{bh^3}{12}$

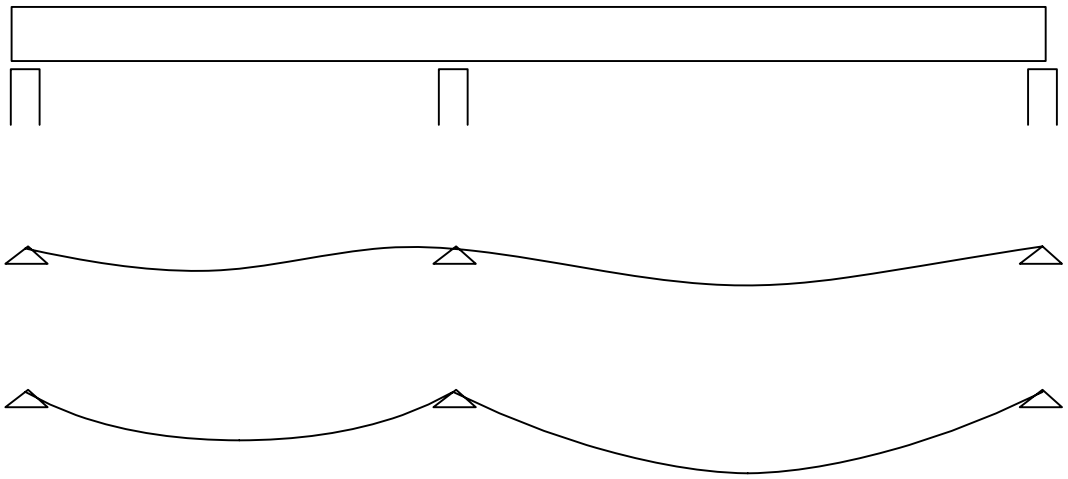
CRITICA A LA APLICACION DEL MODELO LINEAL PARA LA DETERMINACION DE SOLICITACIONES EN ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS DE HORMIGON ARMADO

FORMULACION DE UN MODELO ALTERNATIVO

1

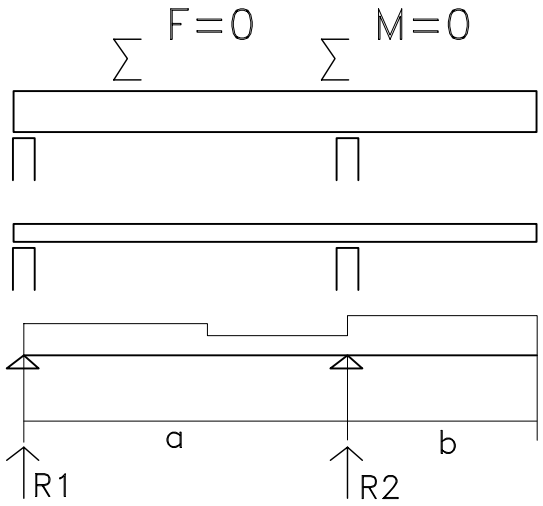


EN UNA ESTRUCTURA ISOSTATICA LA FALLA EN UN PUNTO PRODUCE EL COLAPSO DE LA ESTRUCTURA



EN UNA ESTRUCTURA HIPERESTATICA LA FALLA EN UN PUNTO PRODUCE UN REACOMODAMIENTO DE LA ESTRUCTURA Y EXISTEN POSIBILIDADES DE QUE SIGA FUNCIONANDO

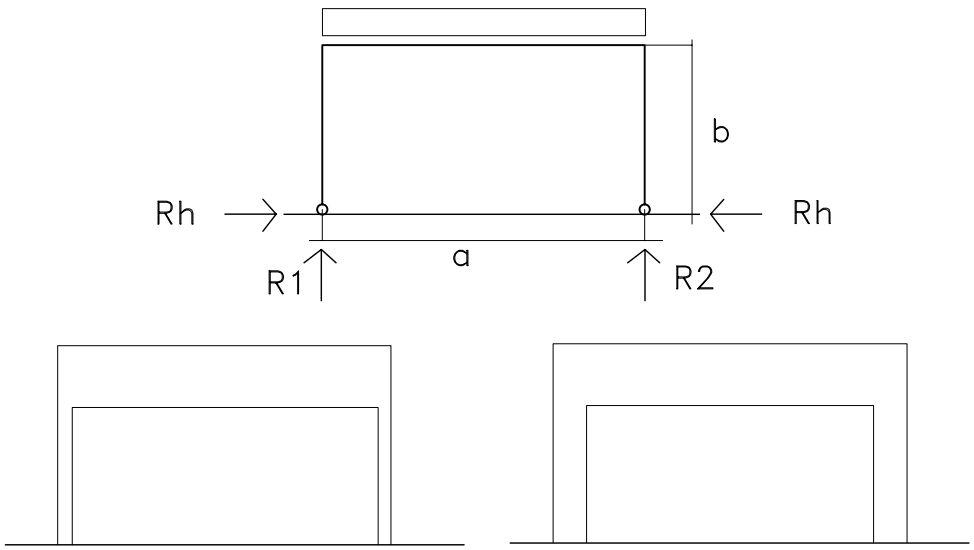
2 EN LAS ESTRUCTURAS ISOSTATICAS EL EQUILIBRIO SE DETERMINA A PARTIR DEL ESQUEMA POR APLICACION DE ECUACIONES QUE EXPRESAN LA AUSENCIA DE MOVIMIENTO



R1 Y R2 RESULTAN LAS MISMAS PARA LAS DOS VIGAS QUE TENIENDO EL MISMO ESQUEMA TIENEN DISTINTA SECCION

LAS SOLICITACIONES SON ÚNICAS

3 EN LAS ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS PARA DETERMINAR EL EQUILIBRIO EL ESQUEMA DEBE COMPLETARSE CON LA ESPECIFICACION DEL MATERIAL EN CANTIDAD Y CALIDAD: SECCION (INERCIA) Y MODULO DE ELASTICIDAD



LAS SOLICITACIONES NO SON ÚNICAS

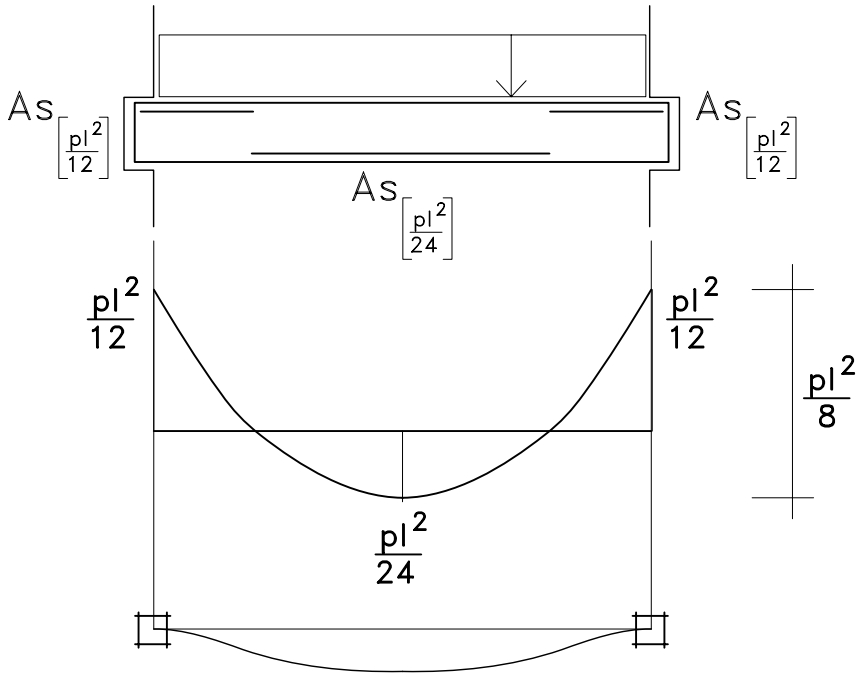
MODELO ALTERNATIVO

DADO QUE EL MATERIAL HORMIGÓN ARMADO NO CUMPLE CON LOS PRESUPUESTOS DEL MODELO ELASTICO ES POSIBLE FORMULAR UN MODELO ALTERNATIVO BASADO EN LA REDISTRIBUCIÓN DE SOLICITACIONES

ESTE MODELO PARTE DE DEFINIR UNA ESTRATEGIA DE ARMADO

SE DEFINE UNA PROPORCION CONVENIENTE ENTRE ARMADURAS DE TRAMOS Y ARMADURAS DE APOYOS

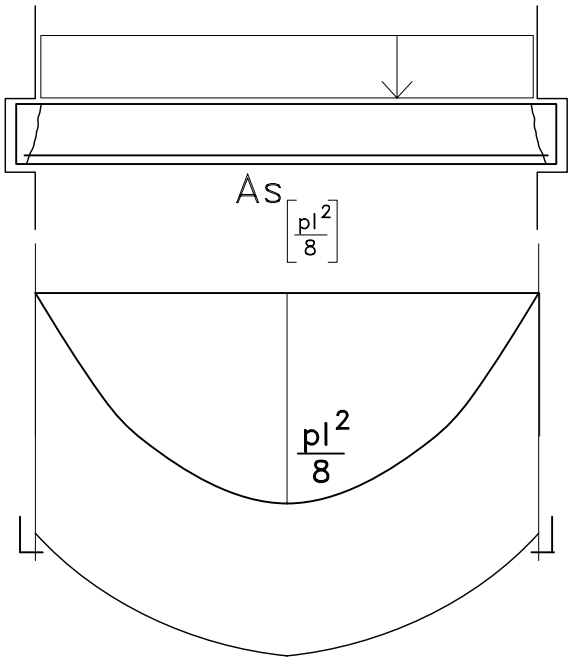
1ª POSIBILIDAD: ARMADO SEGUN LAS SOLICITACIONES QUE SURGEN DEL MODELO ELASTICO



LA DEFORMACION ES COHERENTE CON EL ESQUEMA DE VINCULOS

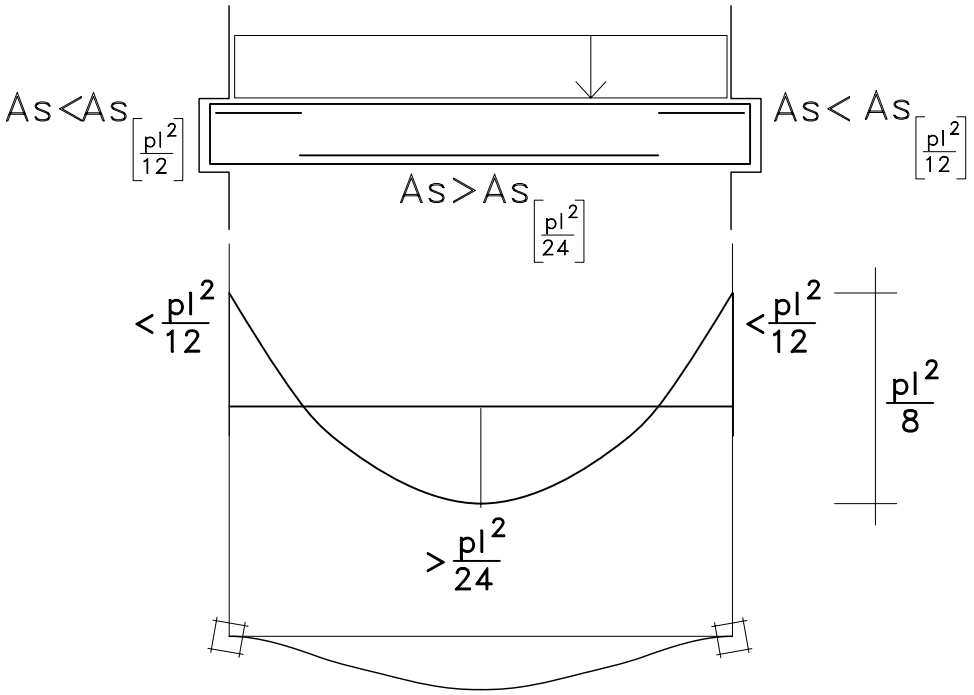
2ª POSIBILIDAD.– ARMADO QUE NO TIENE EN CUENTA LA HIPÓTESIS DE VINCULOS

NO SE COLOCAN ARMADURAS SUPERIORES EN LOS APOYOS



LAS DEFORMACIONES QUE SE PRODUCE Y LAS SOLICITACIONES CONGRUENTES CON ELLAS SON LAS QUE SE CORRESPONDEN CON EL ESQUEMA DE SIMPLE APOYO

3° POSIBILIDAD.– ARMADO SEGUN UNA DETERMINADA RELACIÓN CONVENIENTE ENTRE ARMADURAS



LA FLECHA EN EL PUNTO MEDIO ES MAYOR QUE EN EL CASO 1 DEBIDO A QUE SE PRODUCEN GIROS EN LOS APOYOS

CON ESTA BASE DE RAZONAMIENTO EL REGLAMENTO FRANCES PARA HORMIGON ARMADO "REGLES B.A.E.L." PROPONE UN CRITERIO PARA EL ESTUDIO DE SOLICITACIONES EN LOSAS

CRITERIO PARA EL ESTUDIO DE SOLICITACIONES EN LOSAS RECTANGULARES APOYADAS EN TODO SU PERIMETRO DE ACUERDO AL REGLAMENTO FRANCES PARA HORMIGON ARMADO "REGLES B.A.E.L."

1.- CONDICIONES DE APLICACION

a.- TODAS LAS LOSAS TIENEN LA MISMA ALTURA

b.- LA FISURACION NO ES PERJUDICIAL
NO ES NECESARIO VERIFICAR EL ESTADO LIMITE DE FISURACIÓN CONTROLADA

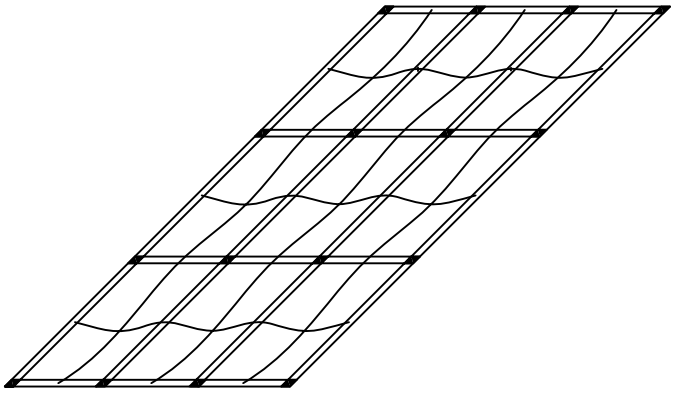
c.- LA CARGA EVERNTUAL q CUMPLE LAS CONDICIONES
$q<2g$ $q<500$ daN/m2

d.- ENTRE DOS LUCES SUCESIVAS L_i Y L_{i+1}
SE CUMPLE $0,8 \leqslant L_i / L_{i+1} \leqslant 1,25$

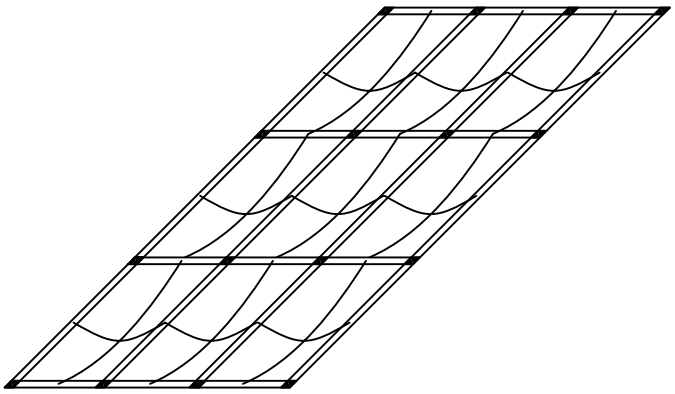
2.- EL METODO CONSISTE EN EVALUAR LOS VALORES DE LOS MOMENTOS MAXIMOS DE TRAMO Y APOYO COMO PORCENTAJES FIJADOS PREVIAMENTE DEL VALOR DEL MOMENTO FLECTOR Mo DEL "TRAMO DE REFERENCIA", ES DECIR DE UN TRAMO INDEPENDIENTE DE LA MISMA LUZ QUE EL TRAMO CONSIDERADO Y SOMETIDO A LAS MISMAS CARGAS.

DICHOS PORCENTAJES PREFIJADOS DEBEN SURGIR DE LA EXPERIENCIA

FRENTE A UN CONJUNTO DE LOSAS CONTINUAS



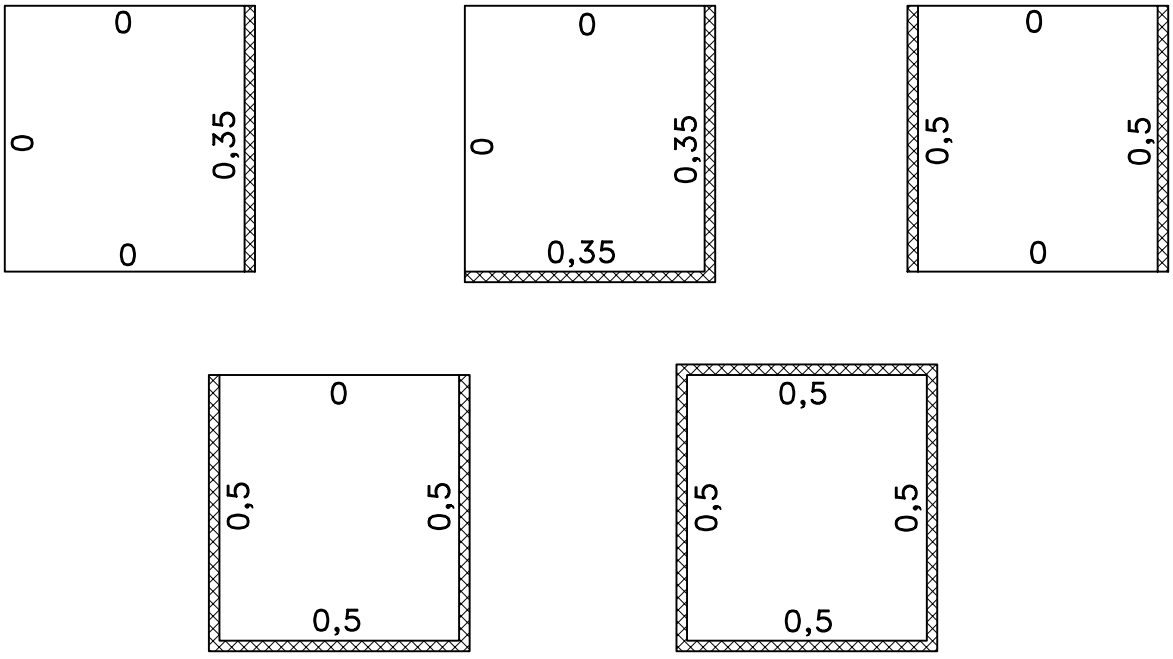
EL ARTIFICIO INICIAL DEL METODO CONSISTE EN CONSIDERAR A LAS LOSAS COMO SIMPLEMENTE APOYADAS SE DETERMINAN ASI COMO VALORES DE PARTIDA LOS MOMENTOS EN EL CENTRO DE LAS LOSAS



LUEGO SE ELIGEN LOS MOMENTOS DE APOYO EN FUNCION DE ESOS VALORES DE PARTIDA Y SE CORRIGEN LOS MOMENTOS DE TRAMO

RESULTA ASI UN ARMADO CON CARACTERISTICAS CONVENIENTES PREVIAMENTE DEFINIDAS

3.– COEFICIENTES QUE PERMITEN DEFINIR LOS MOMENTOS DE APOYO



4.– COEFICIENTES QUE DEFINEN LOS MOMENTOS FINALES DE TRAMO

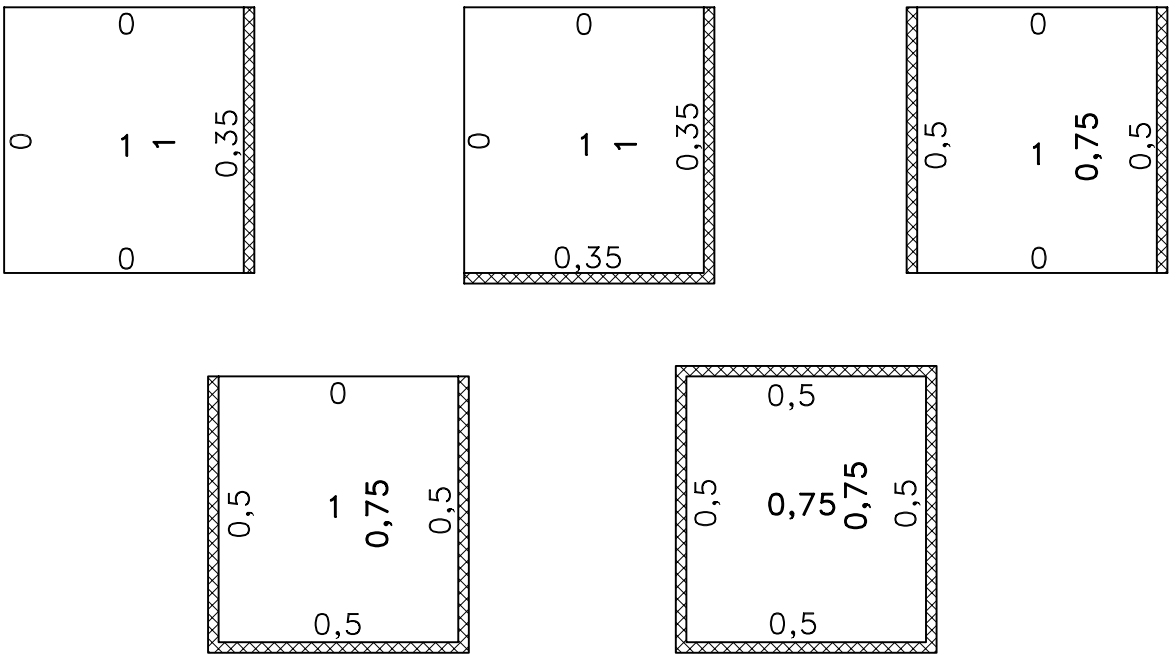
ENTRE LOS MOMENTOS DE APOYO Y TRAMO SE DEBE VERIFICAR

$$\frac{M_a^i + M_a^d}{2} + M_t = 1{,}25 M_o$$

$$\frac{\alpha\, {}_a^i M_o \quad {}_a^d M_o}{2} + \alpha \quad {}_t M_o = 1{,}25 M_o$$

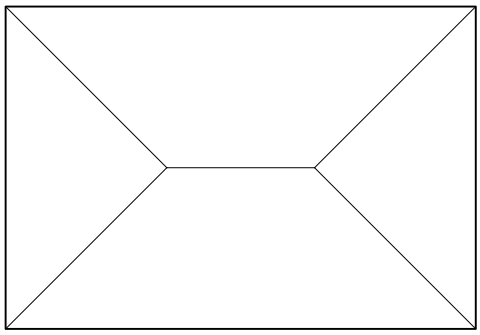
$$\frac{\alpha\, {}_a^i \quad {}_a^d}{2} + \alpha \quad {}_t = 1{,}25 \qquad \alpha \quad t \mid$$

$$+ \alpha \qquad + \alpha \qquad >$$



5.- DESCARGAS EN LOS APOYOS

SE DETERMINARAN A PARTIR DE LAS AREAS DE INFLUENCIA DEFINIDAS POR LINEAS A 45 DESDE LOS VERTICES



LOSAS SIN VIGAS

FACILIDADES

SIMPLIFICACIÓN DEL ENCOFRADO

FACILITA CONTINUIDADES ESPACIALES

EXPRESA EL ESPESOR DE LA LAMINA

COMPLEJIDADES

RESULTAN ESTRUCTURAS MENOS RIGIDAS, TANTO EN CONJUNTO COMO EN SUS PARTES

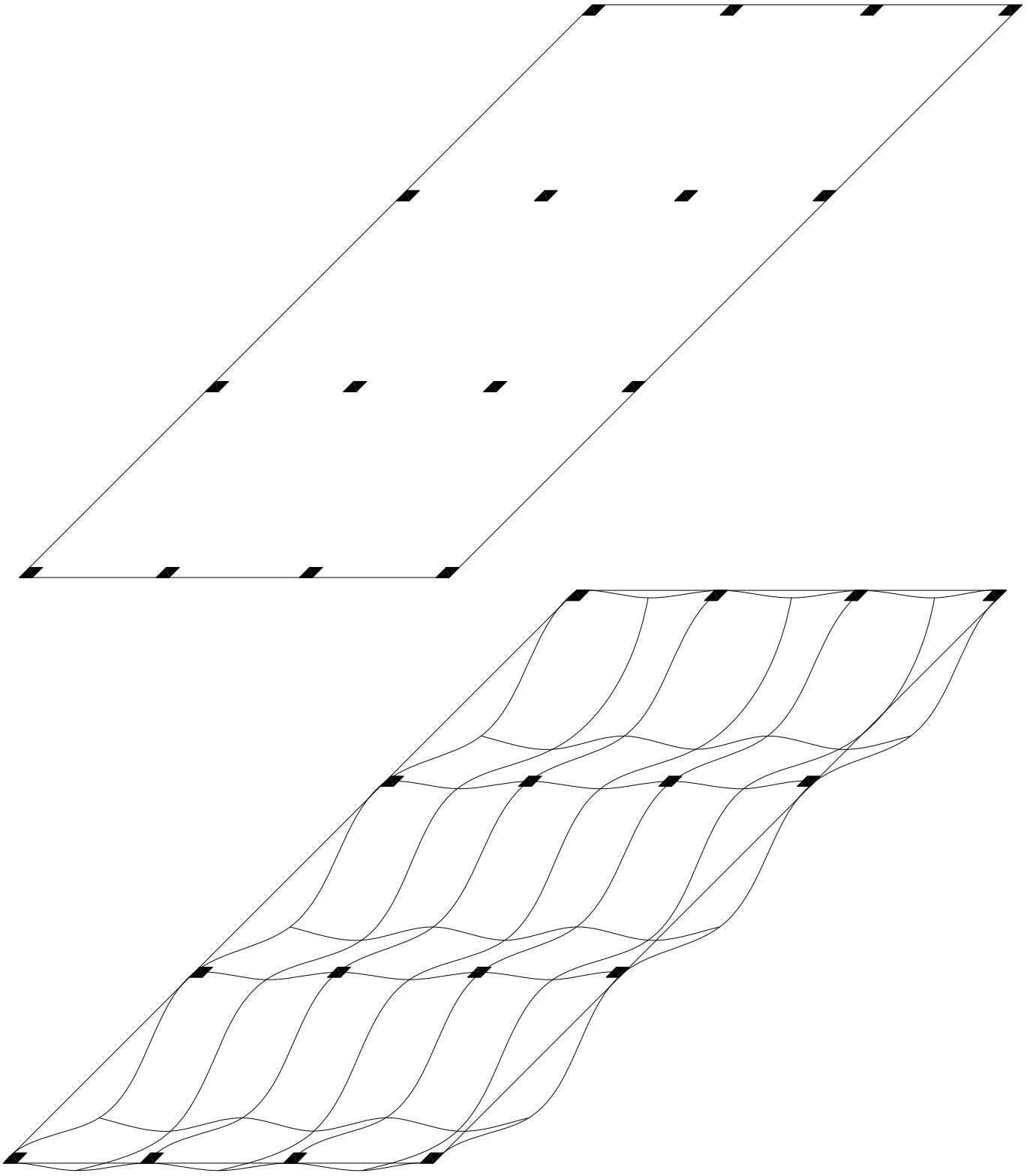
REQUIERE ESPESORES MAYORES DE LAMINA

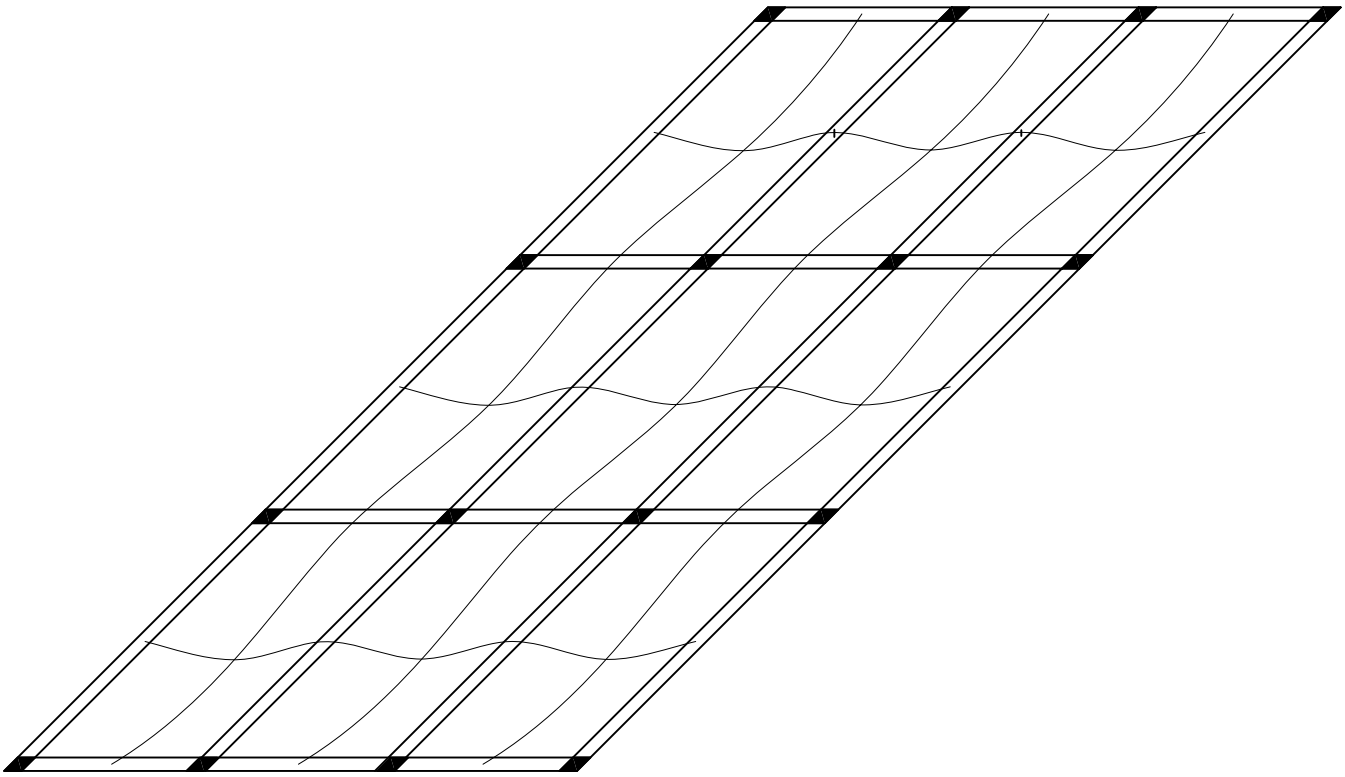
COMPLICA LA COORDINACIÓN CON ORDENANZAS MUNICIPALES SOBRE LA ALTURA DEL EDIFICIO

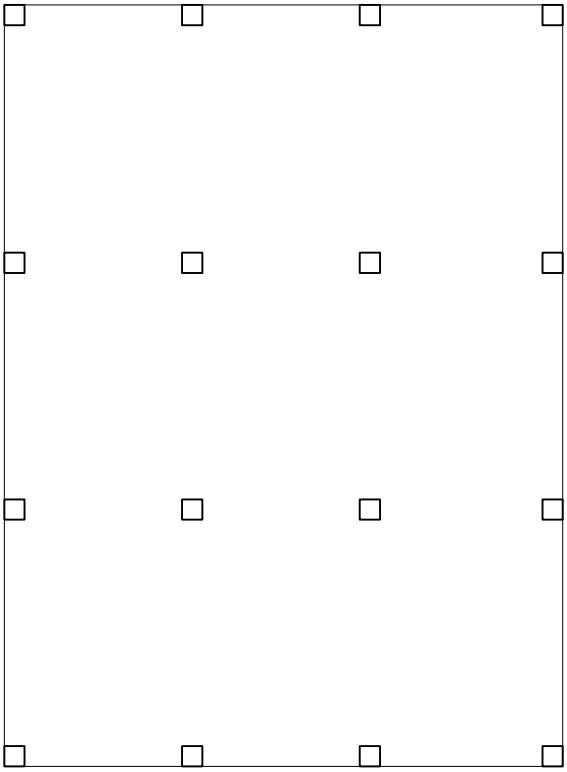
DIFICULTA LA COORDINACIÓN CON LAS INSTALACIONES

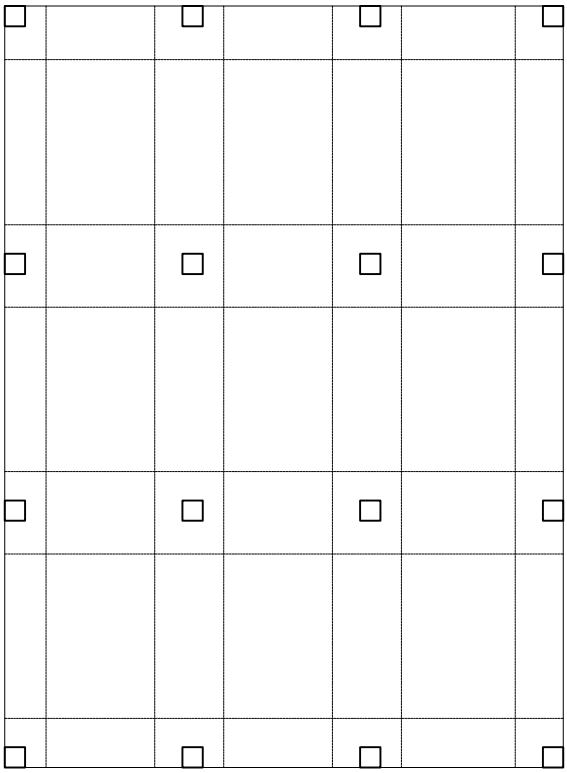
SE DEBE ASOCIAR CON MEJORAS TECNOLOGICAS EN OTROS RUBROS DE LA CONSTRUCCIÓN

LOSAS SIN VIGAS

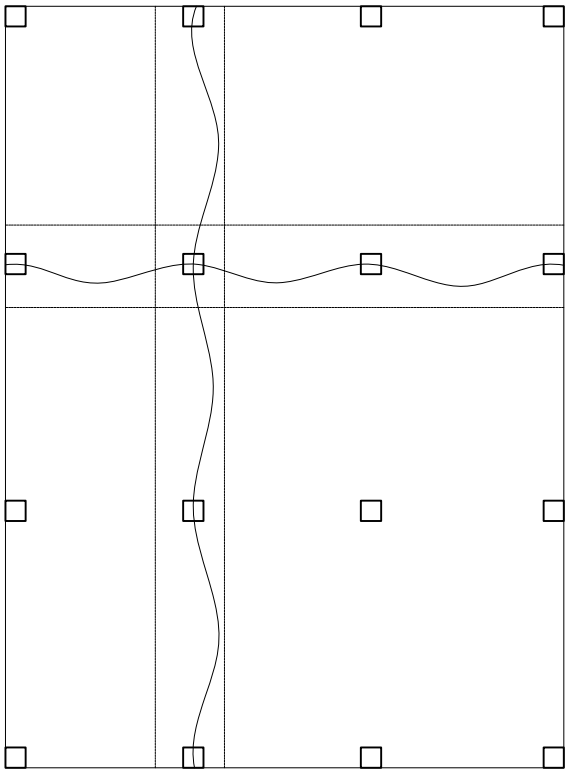




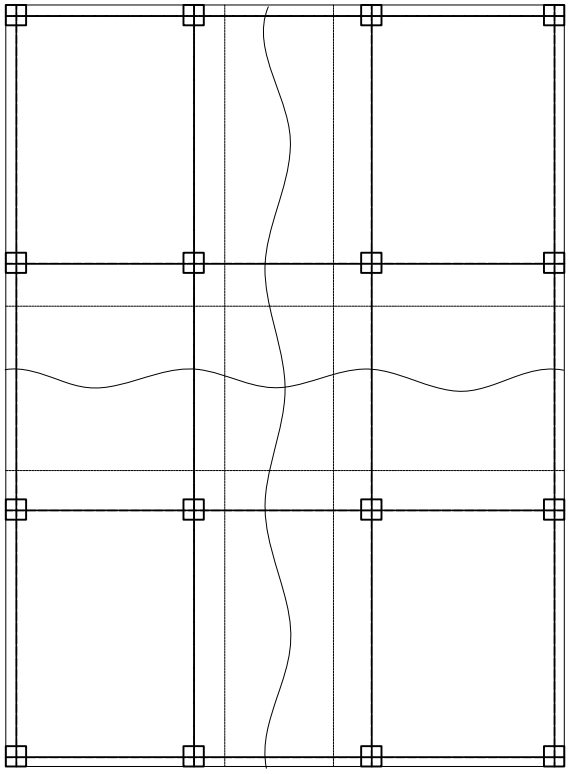




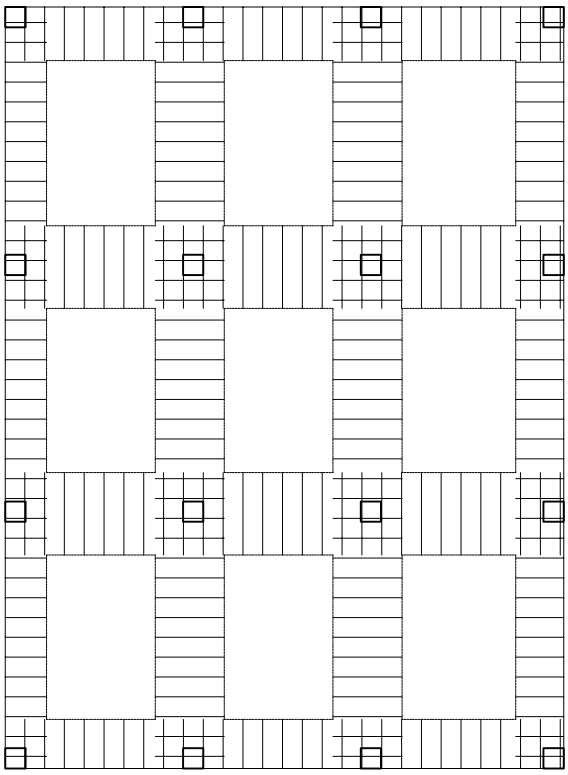
BANDA DE PILARES



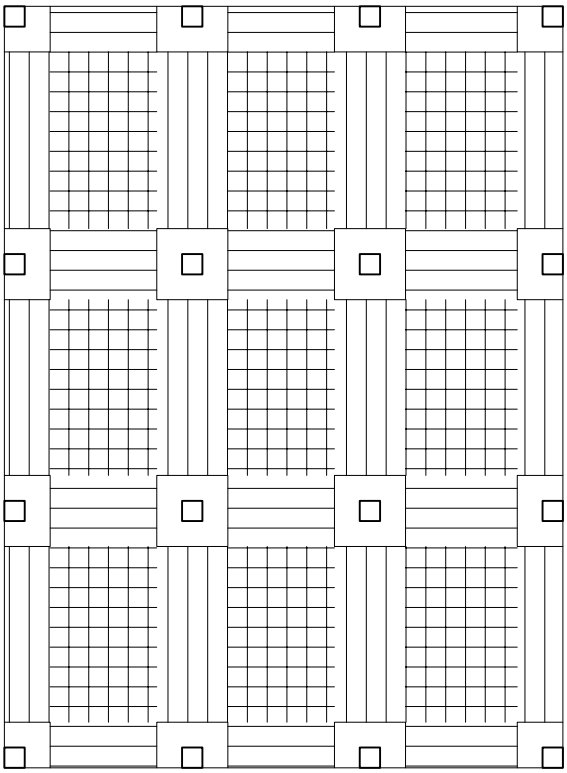
BANDA CENTRAL



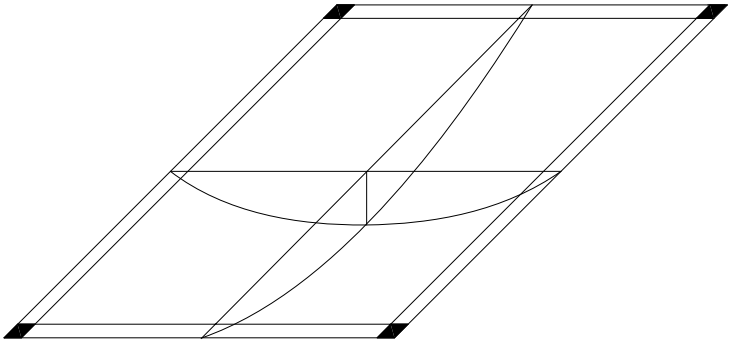
ZONAS TRACCIONADAS

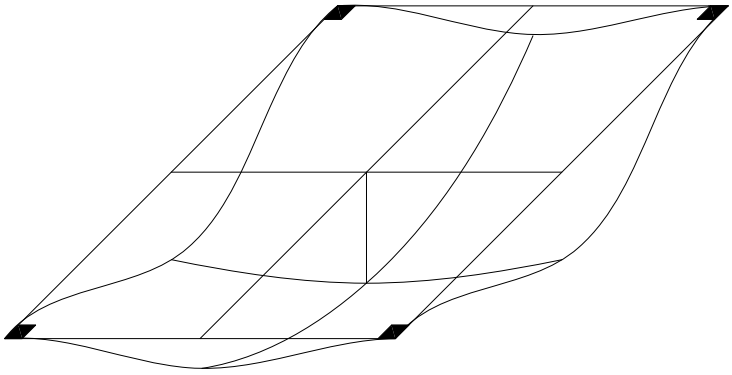


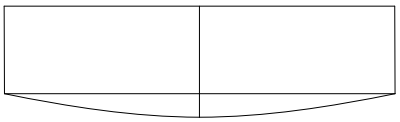
CARA SUPERIOR

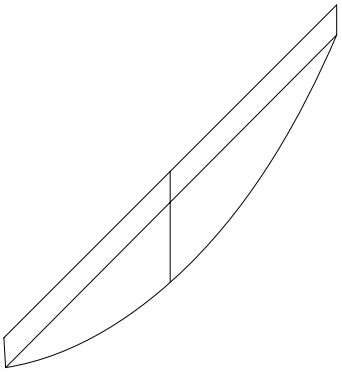


CARA INFERIOR









52.4 Métodos de cálculo

Los métodos de cálculo que se utilicen para cada caso particular se deben obtener de la aplicación de la Teoría de la Elasticidad, debiéndose cumplir además con las especificaciones establecidas para cada método en particular.

Dada las características de este tipo de losas, se debe tener presente el estudio exhaustivo del punzonado y de la deformabilidad de la estructura, de acuerdo a lo establecido en la presente norma.

Comentarios

a) En general, las normas contemplan únicamente el caso de diseño donde los pilares, en planta, forman mallas rectangulares, con desviación máxima de un 10 % de la luz en cada dirección (véase la figura 85).

En esta situación, son aplicables los métodos simplificados como ser el "método de los pórticos virtuales".

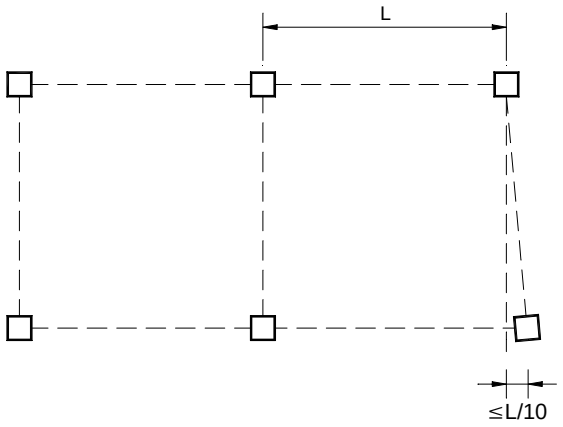


Figura 85

b) Cuando se analicen proyectos con disposiciones de pilares distintos a los indicados precedentemente, el proyectista puede recurrir a criterios de análisis que apliquen esquemas que se asimilen satisfactoriamente a la estructura real.

En este caso, se recuerda que el proyectista debe actuar bajo su personal responsabilidad.

Si el proyectista opta por efectuar su estudio en base a programas de computadora (emparrillado, elementos finitos, etc.) debe actuarse de acuerdo a lo especificado en la Norma UNIT 5.

Para este caso particular, de entrepiso sin vigas, se aclara que deben adoptarse hipótesis adecuadas (rigideces a flexión, a torsión) en relación al estado límite que corresponda (seguridad estructural, deformación en estado de servicio, etc.).

19.6 CÁLCULO FUERA DE LAS NORMAS

Tanto la Norma ACI-318 como la Instrucción EHE contemplan únicamente el caso de pilares que en planta formen una malla rectangular, con la desviación máxima permisible, ya mencionada, del 10% de la luz en cada sentido.

En la práctica, se presentan con frecuencia situaciones que obligan a adoptar una disposición de pilares muy distinta de la contemplada por las Normas. El proyectista tiene ante esta situación dos caminos:

a. Aceptar asimilaciones de la estructura real a otras que permitan la realización del cálculo. Se abandona, en este caso, el campo cubierto por las Normas, lo cual puede hacerse de acuerdo con el Artículo 1º de EHE, pero recordando que el proyectista lo hace “bajo su personal responsabilidad”. Es importante destacar que tales asimilaciones deben ser coherentes, tanto desde el punto de vista del equilibrio estático como de la compatibilidad de deformaciones.

b. Realizar el cálculo mediante programas de ordenador que parten generalmente de la asimilación de la estructura continua a otra discreta (emparrillados, etc.), o bien mediante la aplicación del Método de Elementos Finitos. En relación con este tipo de cálculo, es conveniente puntualizar dos cosas:

   - Su interés es grande, pues permiten al proyectista una gran libertad en la disposición de la estructura. Sin embargo, no debe olvidarse que su precisión no puede nunca ser muy alta, pues la incertidumbre en los valores de los módulos de deformación del hormigón a flexión y torsión, la dificultad de encontrar una relación válida entre el estado de figuración y la rigidez de las piezas, etc., son todavía muy grandes, incluso en el caso restringido del comportamiento lineal del hormigón armado. Los estudios en régimen no lineal están, desgraciadamente, en fase todavía atrasada. Un desarrollo interesante en el campo no lineales es el expuesto en (19.14).
   - El proyectista debe asegurarse de que la calidad del programa y, sobre todo, sus hipótesis y simplificaciones son adecuadas. El artículo 4.2.3 de EHE es muy rotundo y clarificador al respecto.

Como ejemplo la figura 19-19 corresponde a un programa de este tipo, que calcula los desplazamientos en los nudos y los esfuerzos en la estructura, con cualquier disposición de pilares en planta.

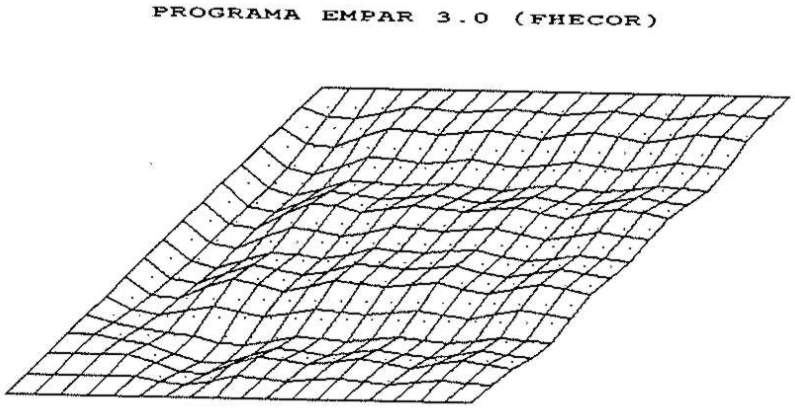


Figura 19-19 *(cortesía de FHECOR, S.A.)*

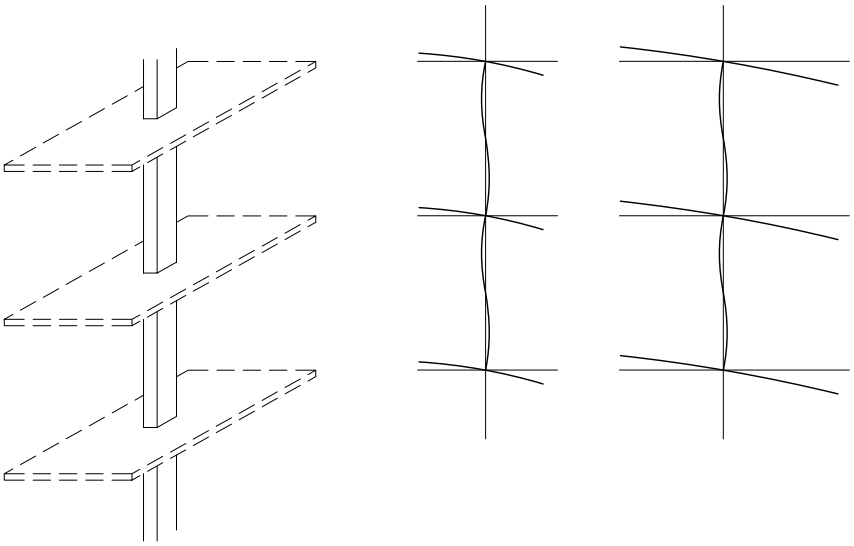
Es importante observar que este programa, como es habitual, considera la rigidez a torsión de los nervios. Por razones que se explican en profundidad en el Capítulo 42 par cálculos simplificados encaminados a asegurar la seguridad estructural, dicha rigidez debe ser despreciada. (El programa no admite valor cero para esta rigidez, pero basta operar con un valor despreciable). Para otro tipo de cálculos, en particular para calcular flechas, tal rigidez debe ser considerada.

Fuente: José Calavera*, Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón*, Tomo I, pg. 399 parágrafo 19.6

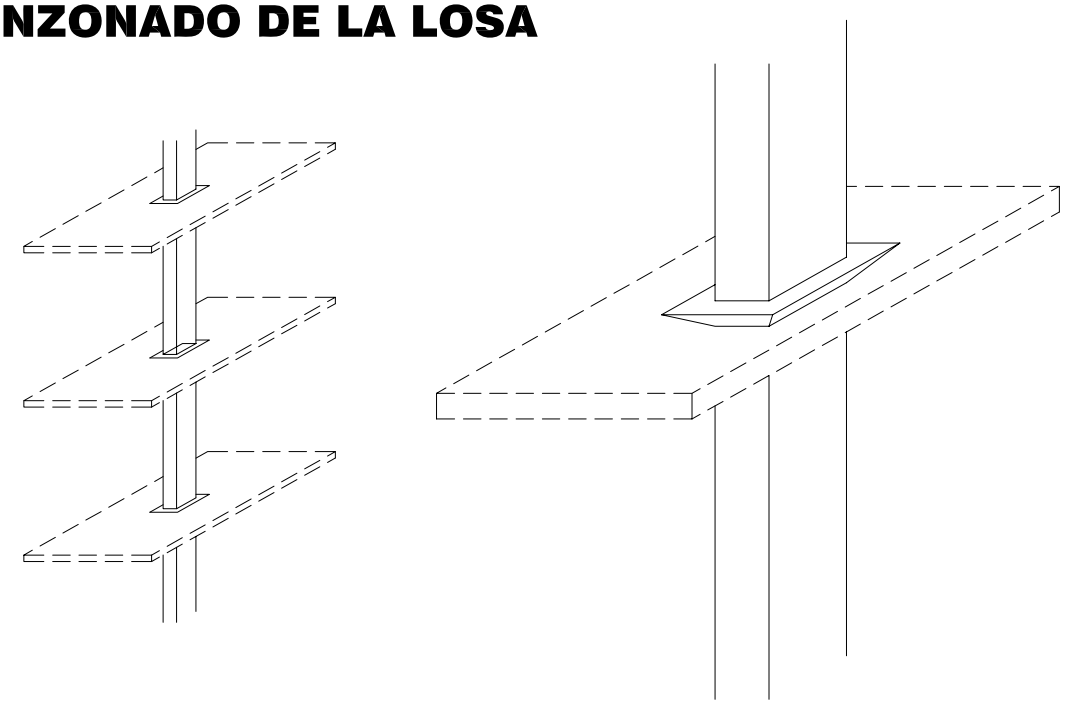
INTERACCION LOSA-PILAR

1.- LA LOSA LE TRANSMITE AL PILAR UNA FUERZA DE COMPRESIÓN Y DOS MOMENTOS FLECTORES

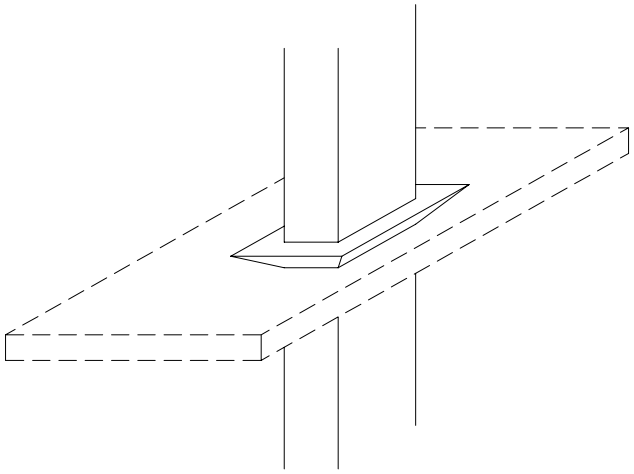
EL PILAR RESULTA PRESOFLEXADO POR UNA FUERZA Y DOS MOMENTOS, UNO EN CADA UNA DE LAS DIRECCIONES EN LAS QUE SE HAN DEFINIDO FAJAS DE LOSA



2.- EL PILAR REACCIONA PRODUCIENDO EL PUNZONADO DE LA LOSA



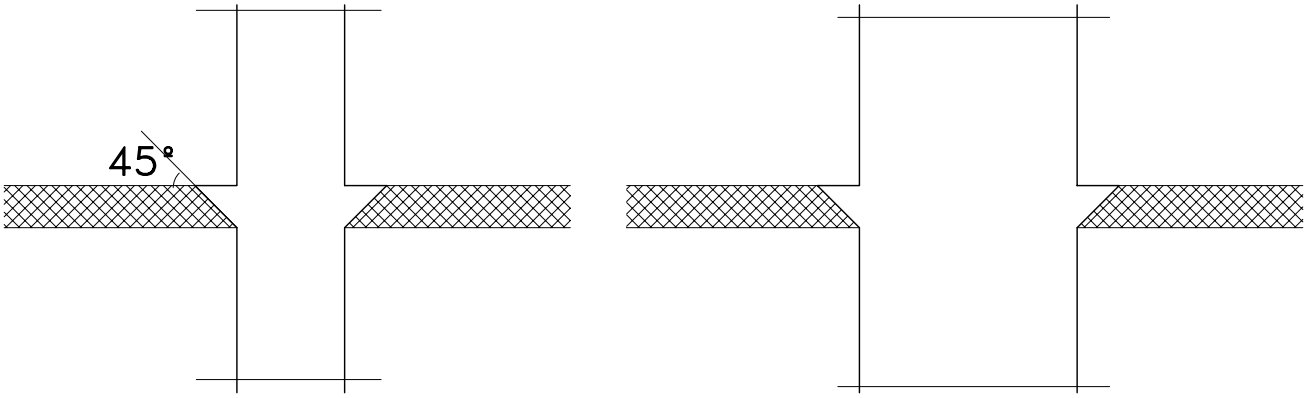
2.- EL PILAR PUNZONA A LA LOSA



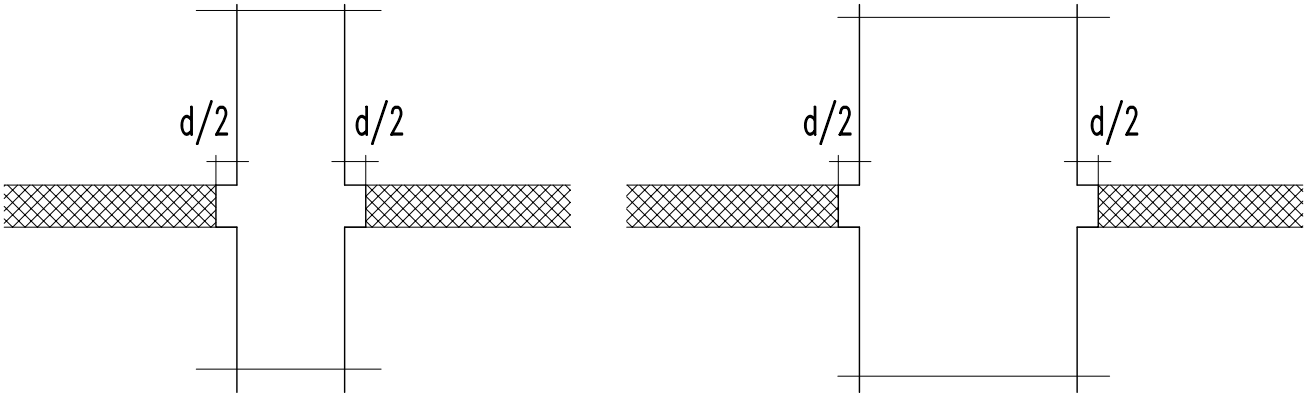
EN EL ESTADO LIMITE ULTIMO DE PUNZONADO SE PRODUCE LA SEPARACION ENTRE EL PILAR Y LA LOSA COMO CONSECUENCIA DE LOS ESFUERZOS QUE SE PRODUCEN EN LA INTERACCIÓN

LA FISURA NO COINCIDE CON LAS CARAS DEL PILAR SINO QUE UN VOLUMEN DE LOSA DE FORMA TRONCOPIRAMIDAL QUEDA ADHERIDO AL PILAR

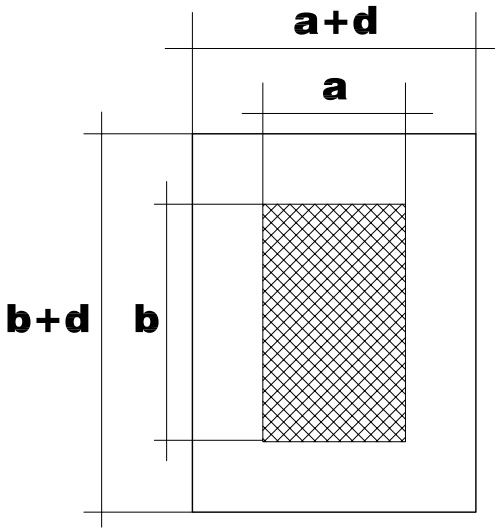
A ESTE VOLUMEN LO LLAMAREMOS ÁBACO



A LOS EFECTOS DEL DIMENSIONADO SE SUSTITUYE EL ÁBACO TRONCOPIRAMIDAL POR OTRO PRISMÁTICO CUYAS DIMENSIONES EN PLANTA RESULTAN IGUALES A LAS DEL PILAR MAS DOS SEMIALTURAS DE LA LOSA



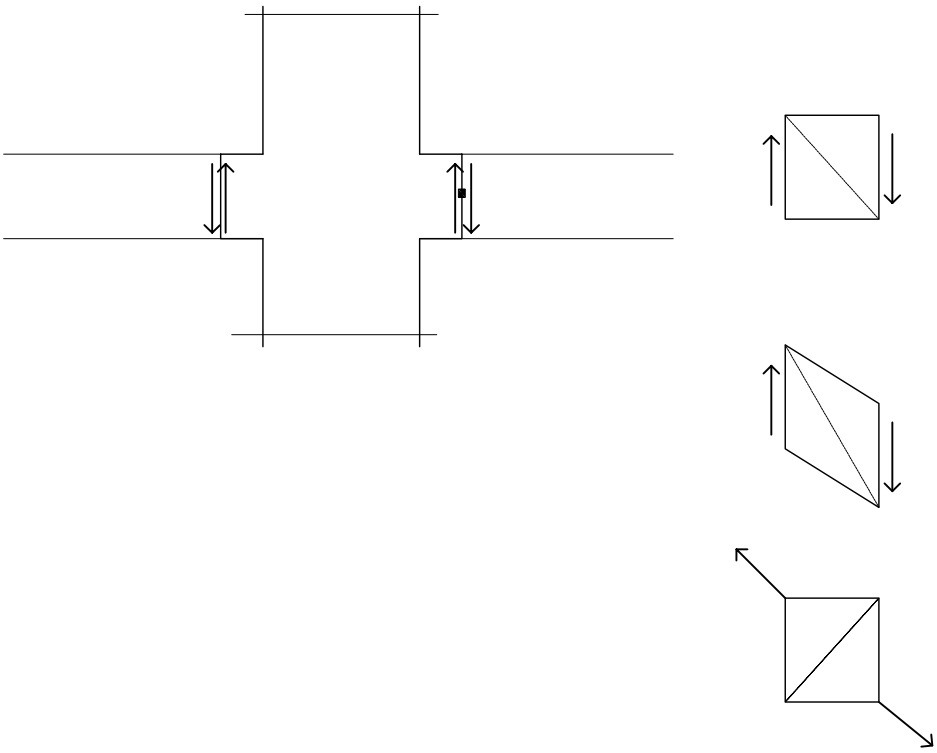
LA SECCIÓN CRÍTICA POR PUNZONADO RESPONDE POR LO TANTO A LA SIGUIENTE GEOMETRÍA



$$u=2(a+b+2d)$$

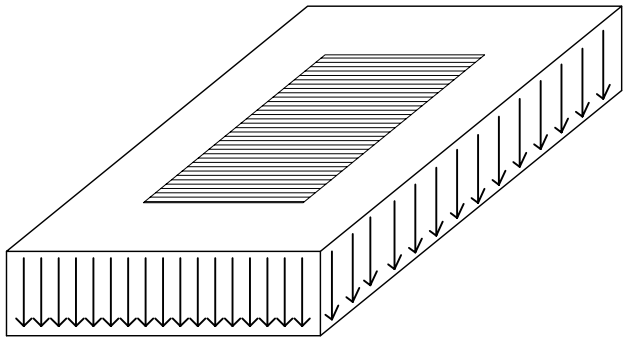
$$A=u.d$$

ESA SECCIÓN ES CRÍTICA PORQUE ALLÍ SE GENERAN LAS MÁXIMAS TENSIONES RASANTES EN LA INTERACIÓN LOSA-PILAR



DETERMINACIÓN DE LAS TENSIONES RASANTES PRODUCIDAS EN EL PUNZONADO

1.-TENSIONES RASANTES PRODUCIDAS POR LA DESCARGA

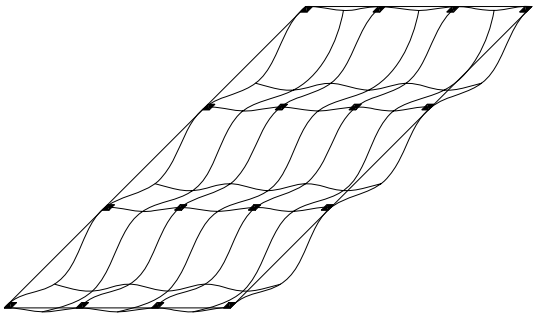


SON UNIFORMES EN TODA EL ÁREA Y VALEN

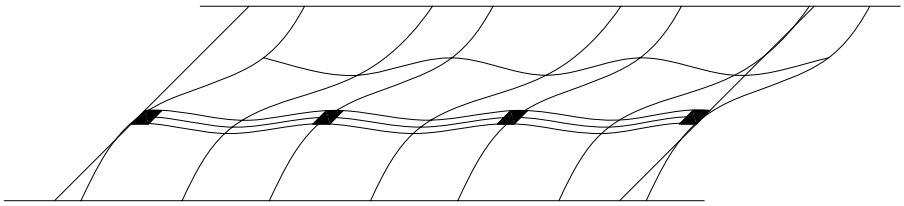
$$\tau = \frac{F}{u.d}$$

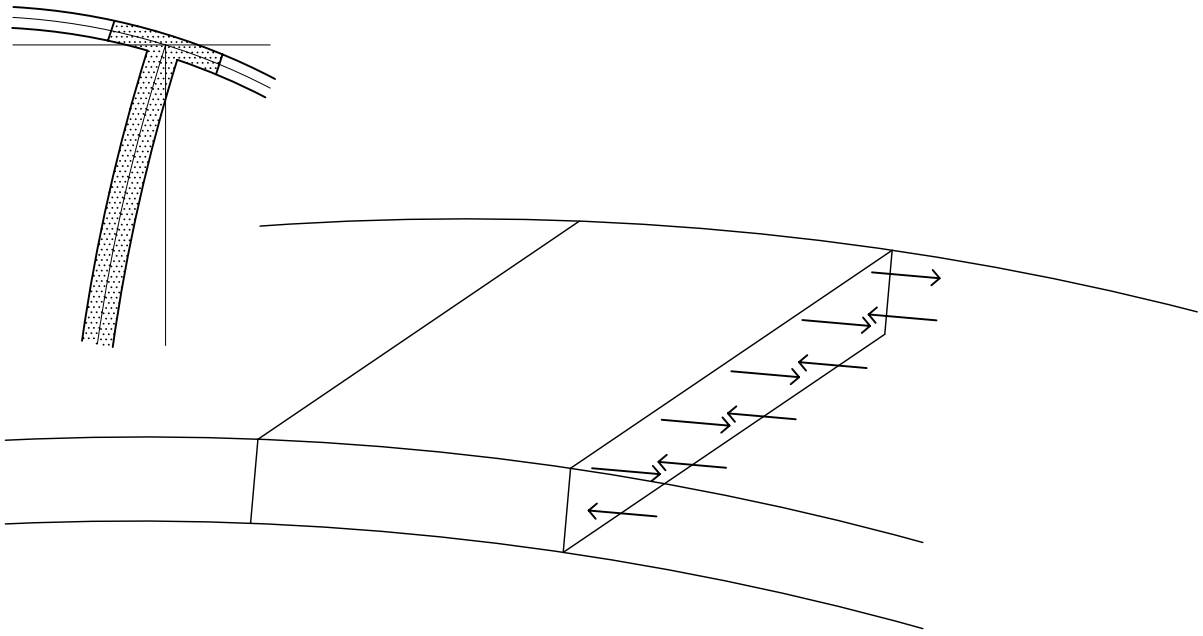
2.-TENSIONES RASANTES PRODUCIDAS POR LOS MOMENTOS FLECTORES

EL ESTUDIO SE DEBE REALIZAR EN LAS DOS DIRECCIONES, EN LO QUE SIGUE SE HACE EN UNA DE ELLAS EL MISMO SE DEBE REPETIR LUEGO POR ANALOGÍA PARA LA OTRA



a.- PARTE DEL MOMENTO QUE LLEGA AL PILAR LO HACE A TRAVÉS DE LA ZONA DE LOSA FRONTAL AL ÁBACO, PRODUCIENDO TENSIONES DE COMPRESIÓN Y TRACCIÓN EN LAS DOS CARAS FRONTALES DEL ÁBACO, SIN GENERAR TENSIONES RASANTES

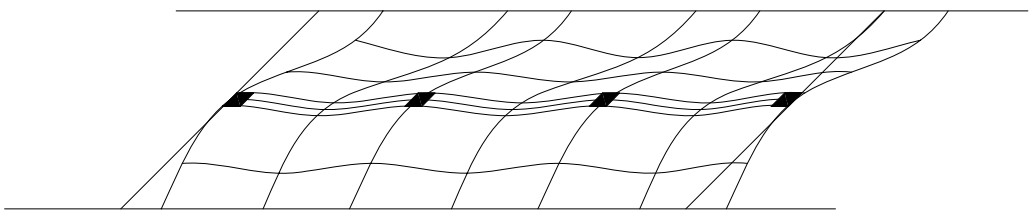


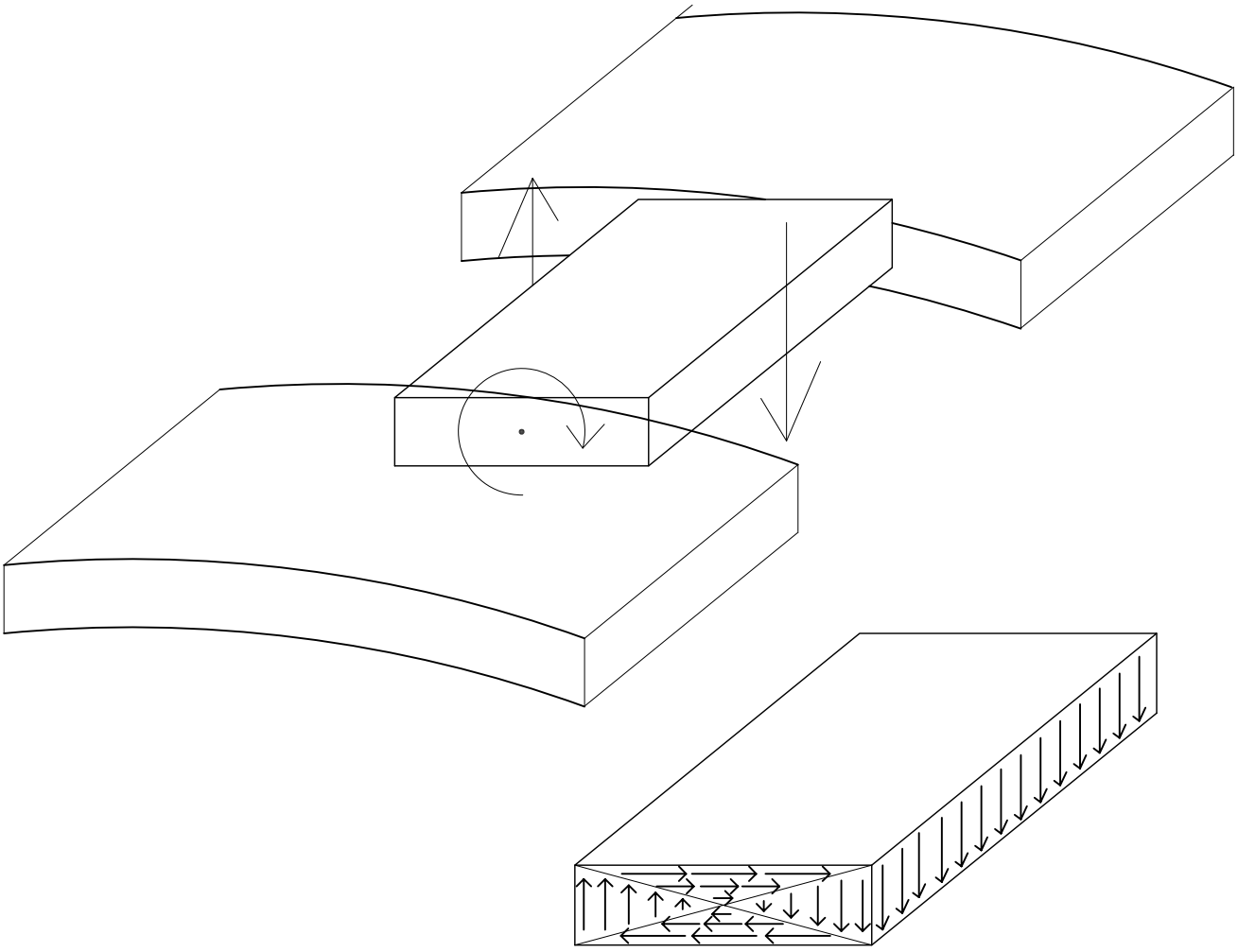


b.- EL RESTO DEL MOMENTO, QUE ES EL QUE LLEGA A TRAVÉS DE FAJAS LATERALES AL ÁBACO LO HACE GIRAR, LO QUE PRODUCE DOS EFECTOS:

*** TENSIONES RASANTES EN LAS DOS CARAS LATERALES**

**** TENSIONES RASANTES EN LAS DOS CARAS FRONTALES**





LA TENSIÓN RASANTE MÁXIMA RESULTA DE LA SUMA DE LAS TENSIONES PRODUCIDAS POR LA FUERZA Y POR LOS MOMENTOS

EN EL ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO SU DETERMINACION PRECISA NO TIENE UNA SOLUCIÓN UNIVERSALMENTE ACEPTADA

LAS DISTINTAS NORMAS DAN DISTINTAS APROXIMACIONES OPERATIVAS

DETERMINACIÓN DE LAS TENSIONES RASANTES PRODUCIDAS EN EL PUNZONADO

SEGÚN UNIT 1050

EL CRITERIO DEFINIDO EN LA NORMA UNIT 1050 ES DETERMINAR LA TENSIÓN RASANTE MÁXIMA POR PUNZONADO A PARTIR DE LA QUE PRODUCE LA DESCARGA AFECTÁNDOLA POR UN COEFICIENTE MAYOR QUE 1 SEGÚN LA UBICACIÓN DEL PILAR

A TRAVÉS DE ESTE COEFICIENTE SE EXPRESA EL EFECTO DE LOS MOMENTOS

$$\tau = \frac{F}{u.d}\beta$$

β **=1,15 EN SOPORTES INTERIORES**

β **=1,40 EN SOPORTES DE BORDE**

β **=1,50 EN SOPORTES DE ESQUINA**

VERIFICACIÓN DE LAS TENSIONES RASANTES PRODUCIDAS EN EL PUNZONADO SEGÚN UNIT 1050

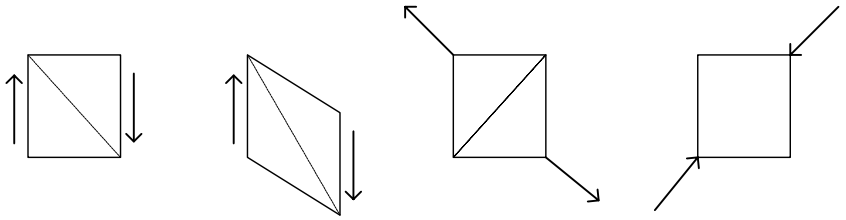
SI BIEN LA MERA EXISTENCIA DE TENSIONES RASANTES PRODUCE TRACCIONES EN EL HORMIGÓN Y CONSECUENTEMENTE LA FISURACIÓN Y LA NECESIDAD DE COLOCAR ARMADURAS EXISTE UN VALOR DE LA TENSIÓN HASTA EL CUAL NO ES NECESARIO ARMAR AL HORMIGÓN

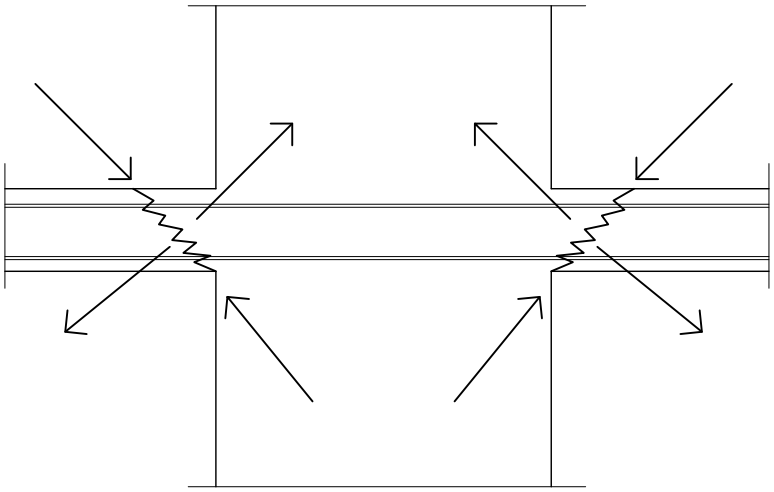
$$f_{cp}=\sqrt{f_{cd}}$$

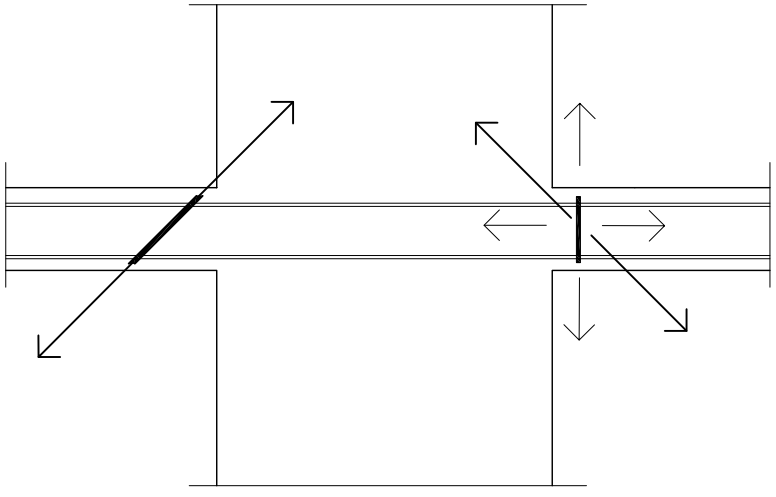
CUANDO LA TENSIÓN RASANTE MÁXIMA MAYORADA NO SUPERA ESTE VALOR NO SE REQUIEREN ARMADURAS

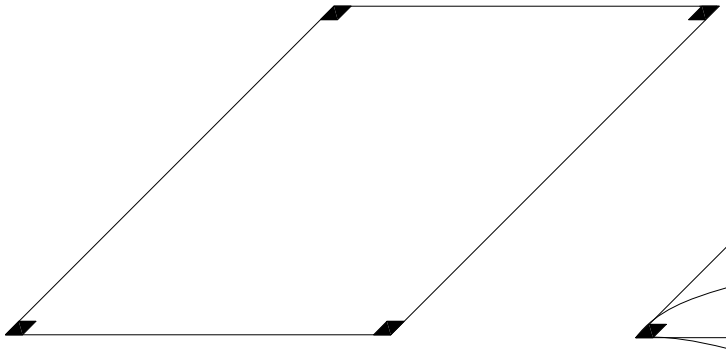
CUANDO LA TENSIÓN MÁXIMA MAYORADA ES MAYOR DE 1,5 f
SE DEBE AUMENTAR LA ALTURA DE LA LOSA

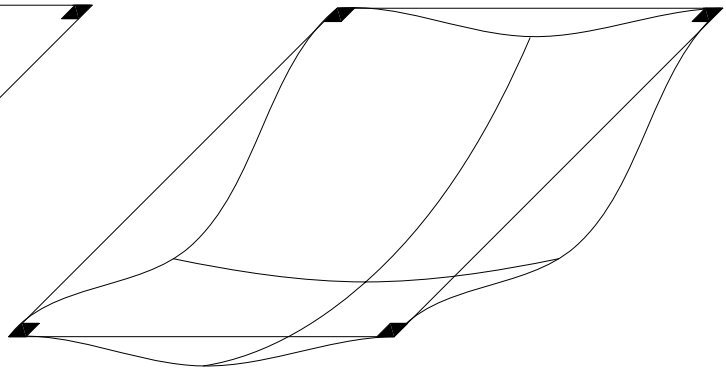
PARA VALORES INTERMEDIOS SE COLOCARÁ ARMADURA QUE ADOPTARÁ LA FORMA DE HIERROS VERTICALES O DOBLADOS A 45º

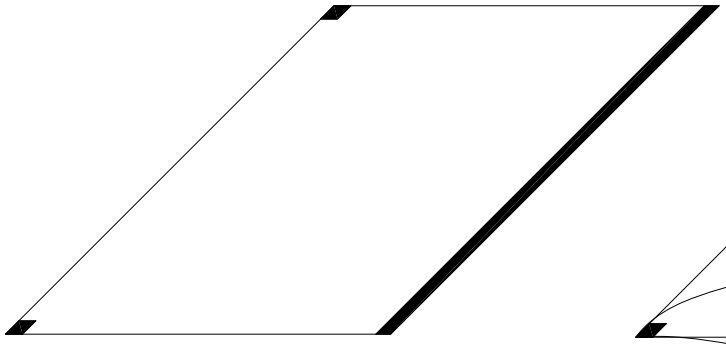


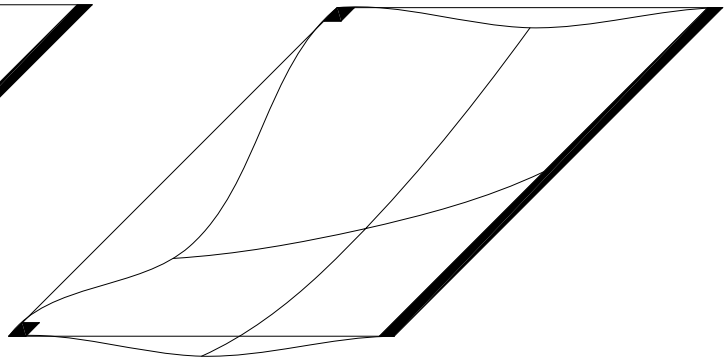


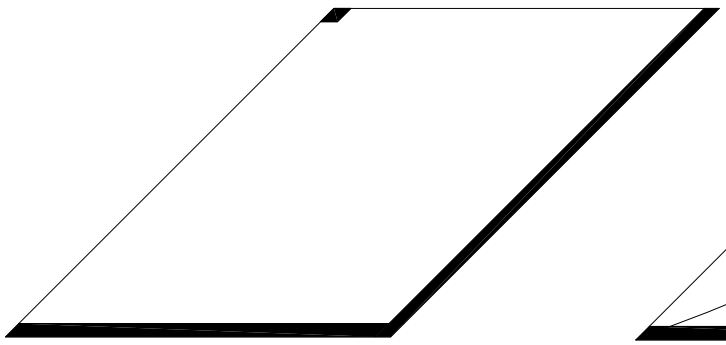


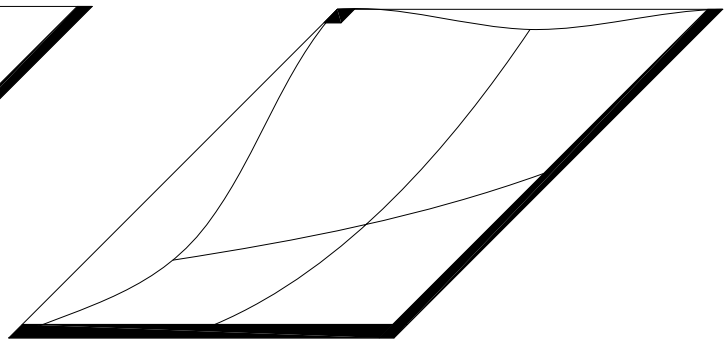




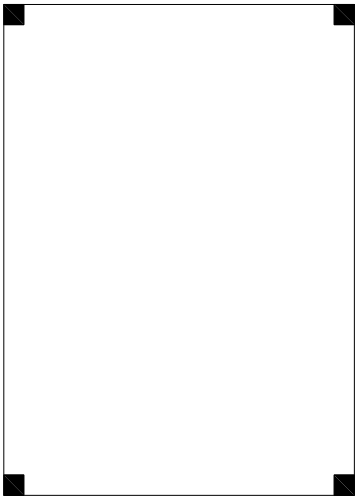


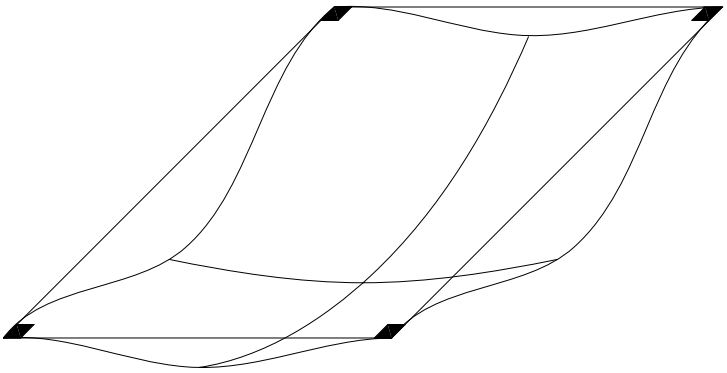


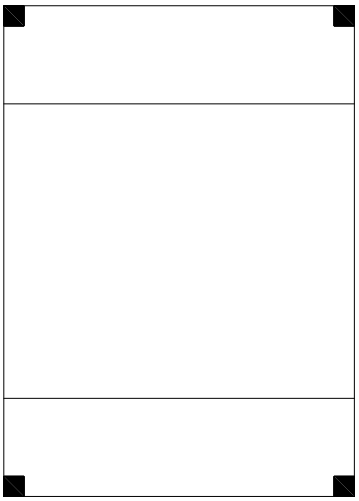


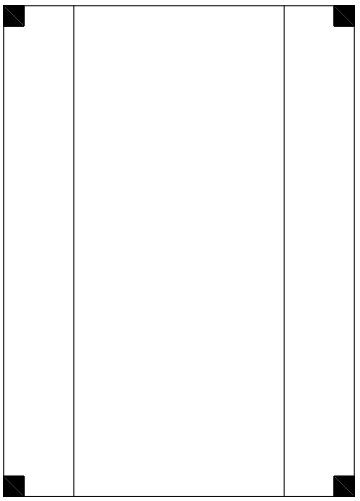


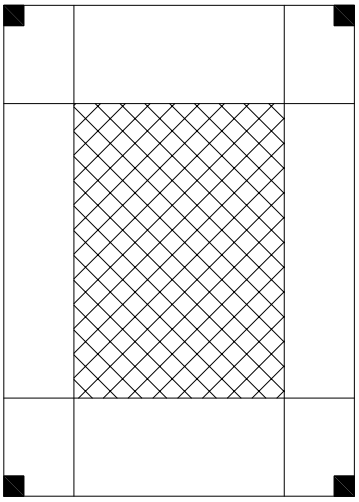
LOSAS SIN VIGAS

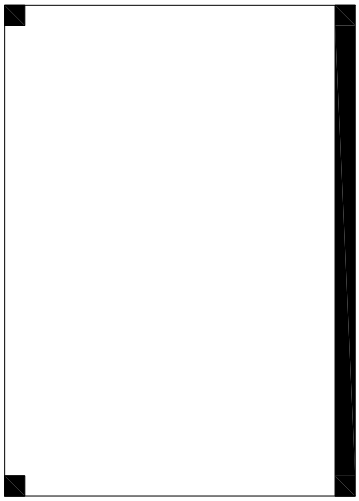


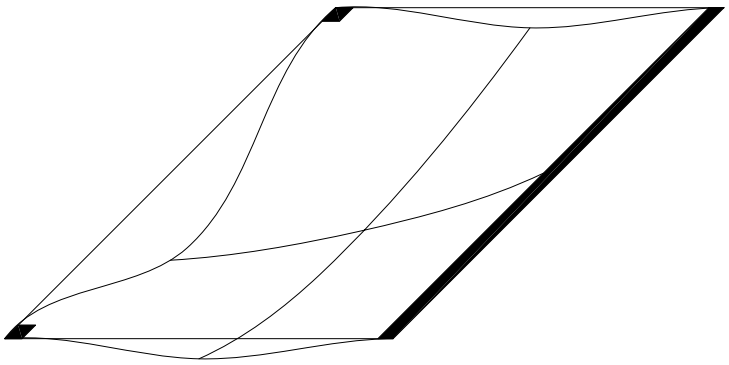


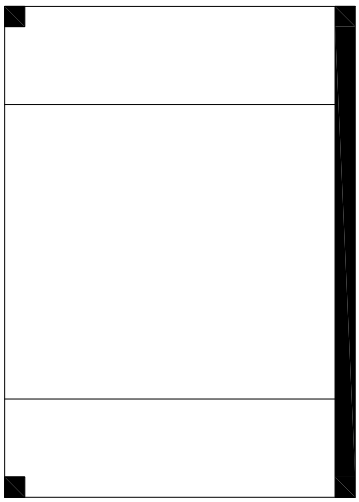


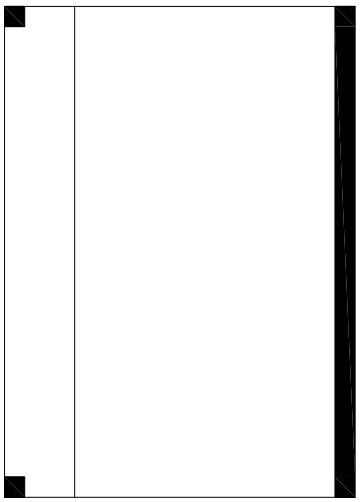


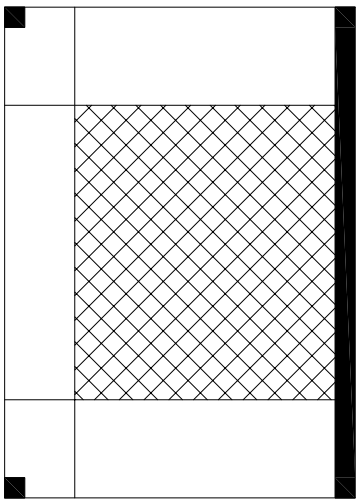




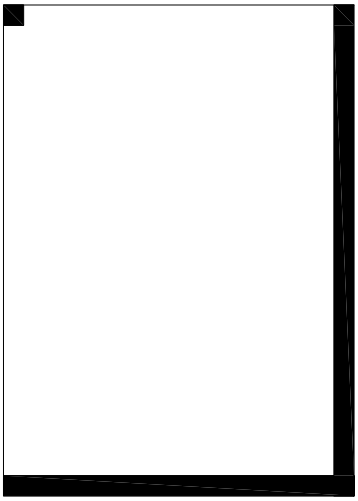


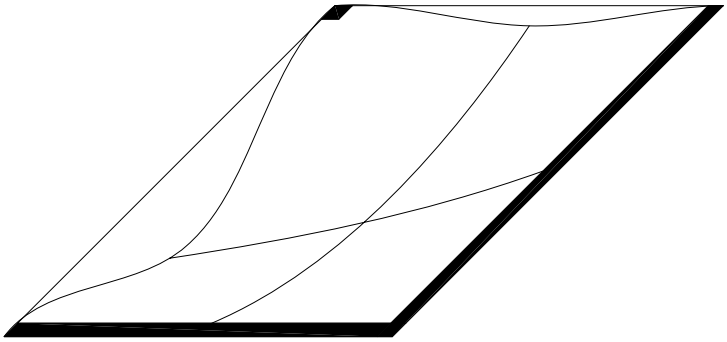


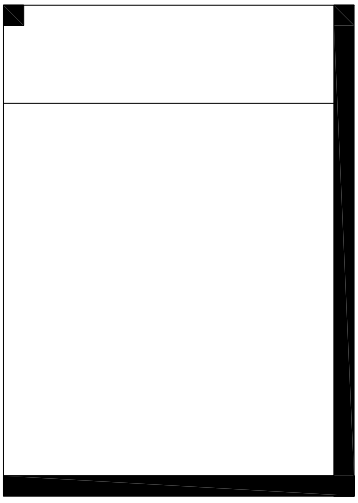


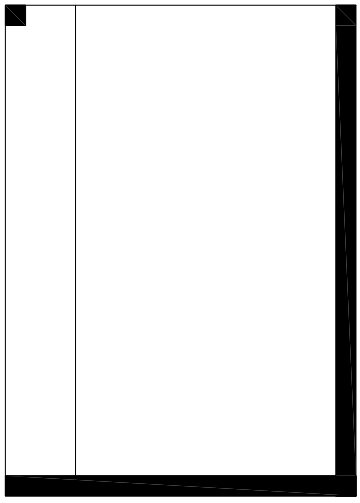


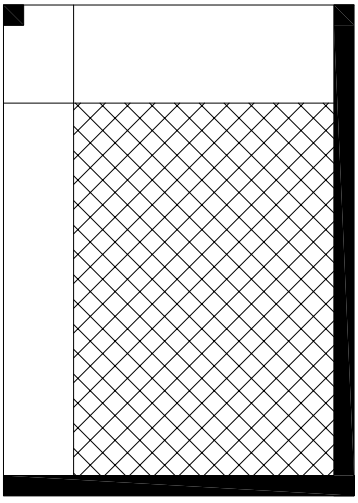
LOSAS SIN VIGAS



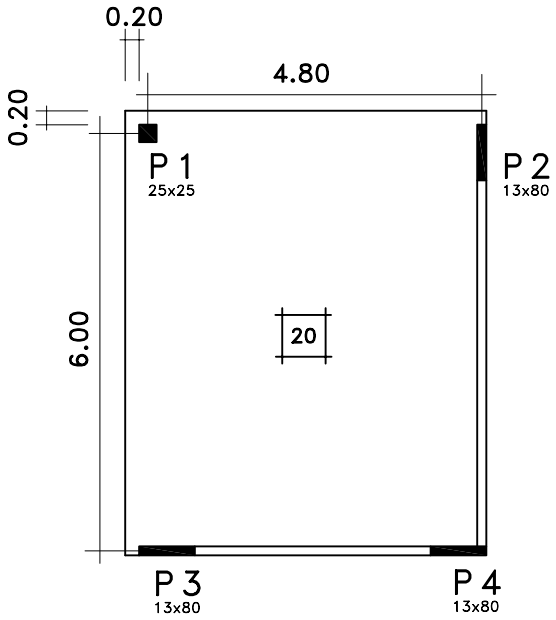


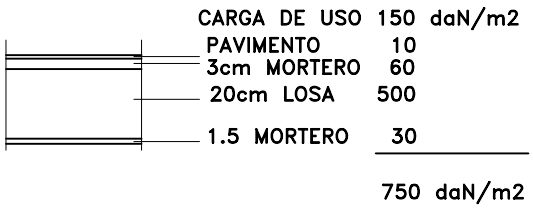






EJEMPLO





SOLICITACIONES

DATOS					VALORES DE TABLA				
Ly	Ly	Ly/Lx	p	p.Ly.Lx	mB	mx0	my0	mx3	my2
6,00	4,80	1,25	750	21.600	8,43	17,45	16,32	9,68	8,71
					2562	1238	1323	2231	2480
					MOMENTOS				

DATOS					VALORES DE TABLA			
Ly	Ly	Ly/Lx	p	p.Ly.Lx	rB	r1	r4	
6,00	4,80	1,25	750	21.600	0,237	0,437	0,325	
					5119	9439	7020	TOTALES
						1966	1170	UNITARIAS
					DESCARGAS			

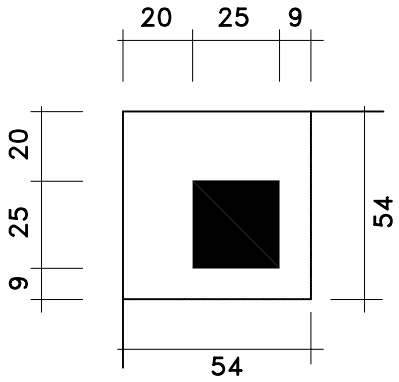
DIMENSIONADO

HORMIGON C20
fck= 200 daN/cm2

ACERO ADN 500
fyk= 5000 daN/cm2

VERIFICACION DEL PUNZONADO

$$f_{cp}=\sqrt{f_{cd}}=\sqrt{133}=11{,}55\ \text{daN/cm2}$$

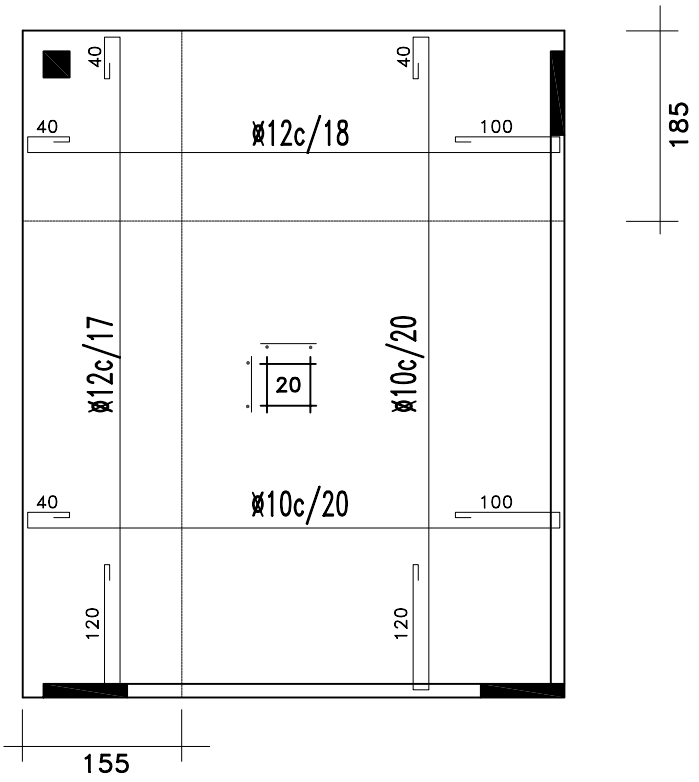


$$\tau=\frac{F_d}{u.d}\beta=\frac{5119\times1{,}6}{(54+54)17}1{,}5=6{,}69\ \text{daN/cm2}$$

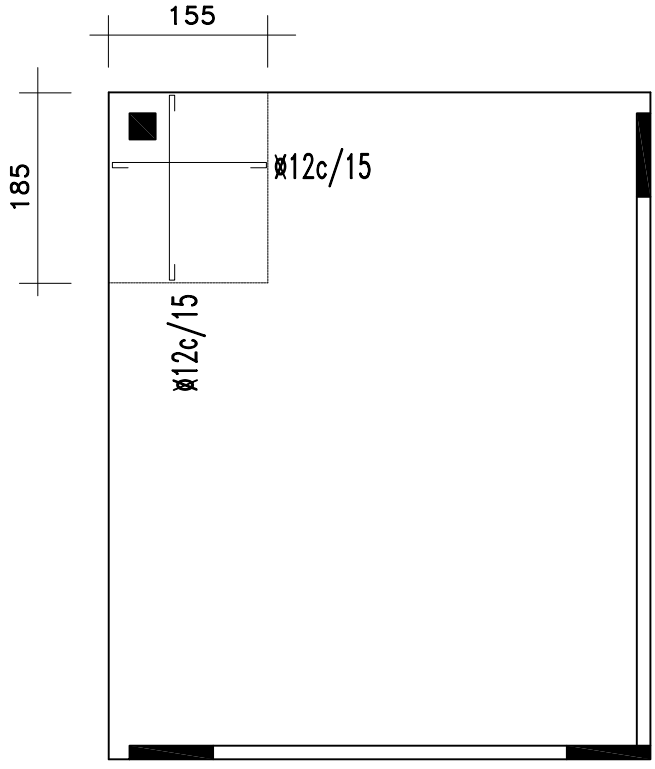
DETERMINACION DE ARMADURAS

	MB	Mx0	My0	Mx3	My2
	2562	1238	1323	2231	2480
Md	409.920	198.080	211.680	356.960	396.800
d	17	17	18	17	18
Md/d^2	1418	685	653	1235	1225
w	0,42	0,21	0,2	0,36	0,36
As	7,14	3,57	3,6	6,12	6,48
CUANTIA MIN.	2,55	2,55	2,7	2,55	2,7
	⌀12c/15	⌀10c/20	⌀10c/20	⌀12c/18	⌀12c/17

ARMADURAS INFERIORES



ARMADURAS SUPERIORES



CASO GENERAL

LOSA SOBRE PILARES DISTRIBUIDOS SEGUN UNA CUADRICULA

DIMENSIONADO DE LA LAMINA

LA ALTURA DE LA LAMINA SE ESTIMARA COMO 1/32 DE LA LUZ MAYOR

METODO SIMPLIFICADO

PARA LA DETERMINACION DE SOLICITACIONES

CONDICIONES DE APLICACION

1.- EXINTE UN MINIMO DE TRES VANOS EN CADA DIRECCION

2.- NO EXISTEN VOLADIZOS

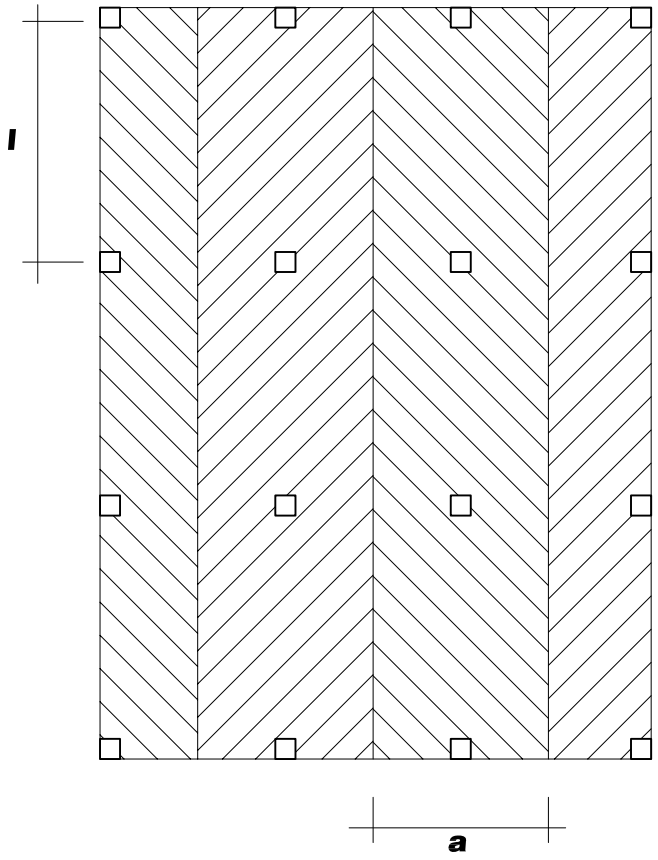
3.- LOS RECUADROS SON RECTANGULOS CUYO LADO MAYOR NO ES SUPERIOR AL DOBLE DEL MENOR

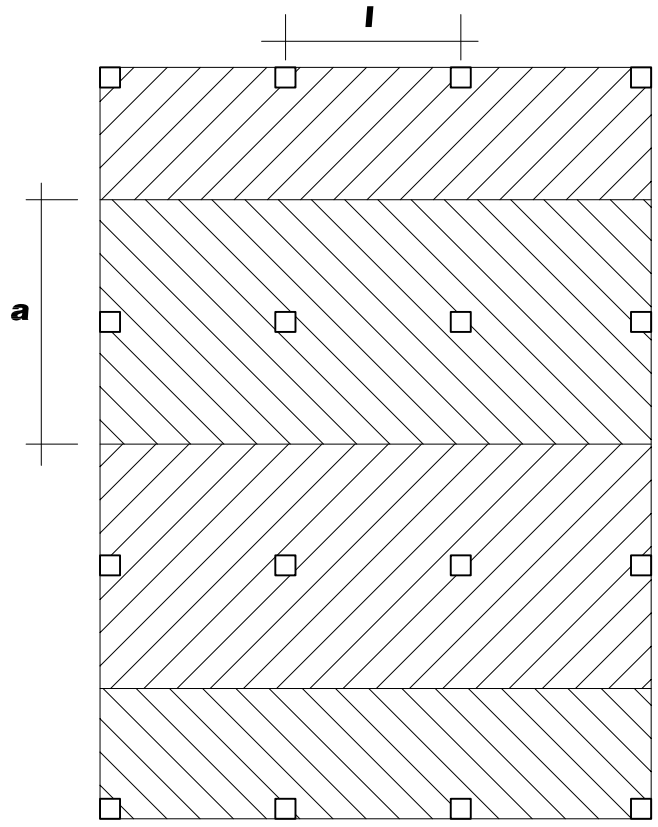
4.- DOS LUCES CONSECUTIVAS EN CUALQUIER DIRECCION NO DIFIEREN EN MAS DE UN TERCIO DE LA MAYOR

5.- LAS CARGAS SON UNIFORMRMRNTE DISTRIBUIDAS Y LA SOBRECARGA NO SUPERARA EL DOBLE DE LA CARGA PERMANENTE

6.- TODAS LAS CARGAS Y SOBRECARGAS SON VERTICALES

PORTICOS VIRTUALES





SOLICITACIONES DE REFERENCIA

PARA CADA VANO, EN CADA DIRECCION SE DETERMINA EL VALOR

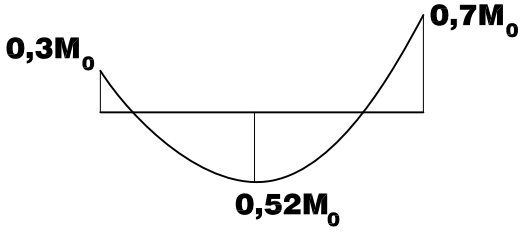
$$M_0 = \frac{p \cdot a \cdot l^2}{8}$$

l = luz del vano

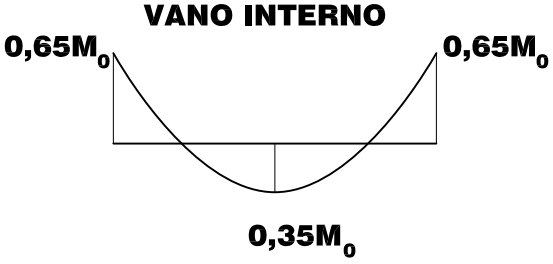
a = ancho de la faja de losa
se mide entre puntos medios de vanos

EN FUNCION DE M_0 SE DETERMINAN LOS VALORES DE LOS MOMENTOS DE TRAMO Y APOYO DE LOS DISTINTOS VANOS DEL PORTICO VIRTUAL

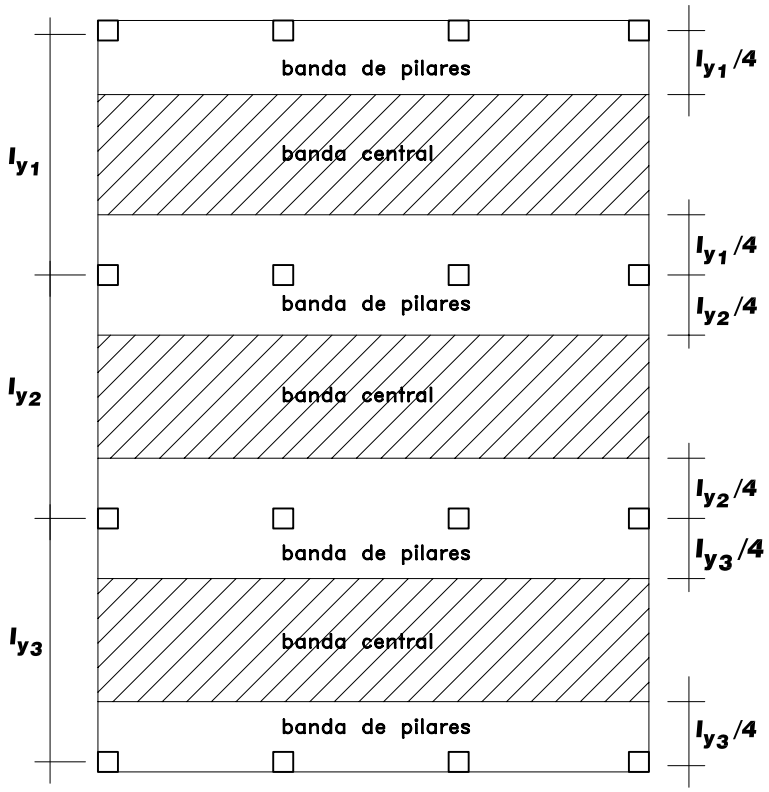
VANO EXTERNO

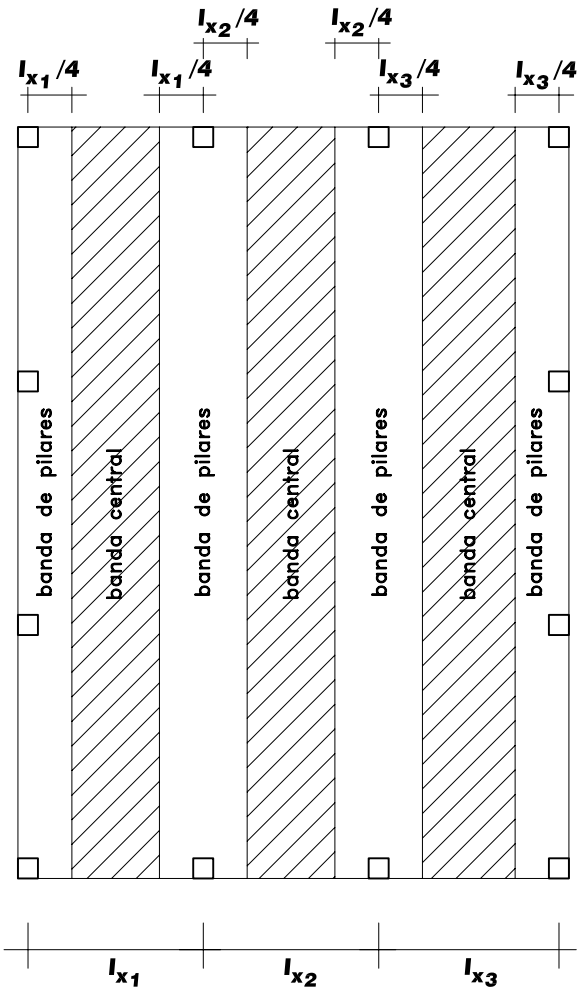


VANO INTERNO



BANDAS DE LOSA





SOLICITACIONES EN LAS BANDAS

SE HALLAN COMO PORCENTAJES DE LAS SOLICITACIONES DE REFERENCIA

1.- EN BANDAS DE PILARES

a.- EL MOMENTO EN LOS APOYOS EXTERIORES ES EL 100% DEL MOMENTO DEL PORTICO VIRTUAL

b.- EL MOMENTO EN LOS APOYOS INTERIORES ES EL 75% DEL MOMENTO DEL PORTICO VIRTUAL

c.- EL MOMENTO EN LOS TRAMOS ES EL 60% DEL MOMENTO DEL PORTICO VIRTUAL

2.- EN BANDAS CENTRALES

EN CADA BANDA, EN APOYOS Y TRAMOS, SE SUMAN LOS MOMENTOS NO ADJUDICADOS EN LAS BANDAS DE PILARES

DIMENSIONADO DE LA LOSA POR FLECTOR

LAS DISTINTAS BANDAS SE DIMENSIONAN EN TRAMOS Y APOYOS COMO SECCIÓN RECTANGULAR CON SU ANCHO RESPECTIVO

PARA LOS MOMENTOS DE APOYO DE LAS BANDAS DE PILARES SE DEFINEN DOS SUBBANDAS:

SEAN a Y b LAS DIMENSIONES DEL PILAR, a PARALELA Y b PERPENDICULAR A LA DIRECCIÓN DE LA BANDA
EN FUNCIÓN DE a/b SE FRACCIONA EL MOMENTO DE APOYO EN DOS: M central Y M lateral

$$M_{central} = M_{apoyo} \cdot \lambda$$

$$M_{lateral} = M_{apoyo} (1-\lambda)$$

a/b	0,5	1,0	2,0	3,0
λ	0,55	0,40	0,30	0,20

en bandas de pilares de fachada se debe tomar a/2b

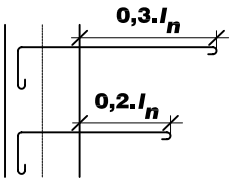
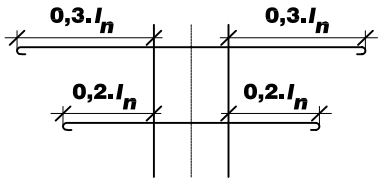
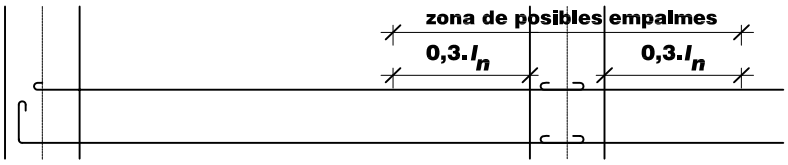
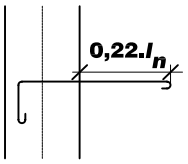
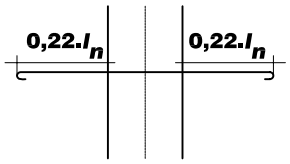
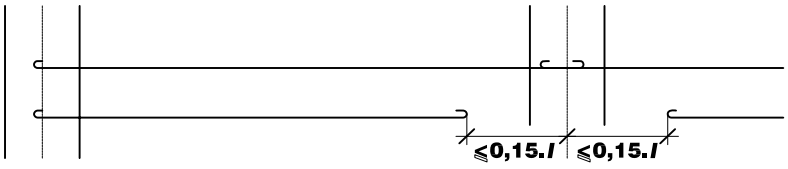
EL M central ACTUA EN UNA SUBBANDA CENTRADA DE ANCHO b+3h
EL M lateral ACTUA EN LAS BANDAS LATERALES

ORGANIZACIÓN DE LA ARMADURA

separación entre barras $\leqslant$ 2h
separación entre barras $\leqslant$ 20 cm

diámetro de las barras $\leqslant$ h/10

DESPIEZO DE LA ARMADURA

		CANTIDAD DE ARMADURA A LA QUE SE REFIERE EL ESQUEMA	PILAR EXTERNO	PILAR INTERNO
BANDAS DE PILARES	A_s SUPERIOR	POR LO MENOS LA MITAD		
		EL RESTO		
	A_s INFERIOR	TODA		
		AL MENOS DOS BARRAS SOBRE PILARES		
BANDAS CENTRALES	A_s SUPERIOR	TODA		
	A_s INFERIOR	POR LO MENOS LA MITAD		
		EL RESTO		

l_n = luz libre entre caras de pilares, para pilares internos la luz es la mayor entre las dos contiguas

l = luz entre ejes de pilares

1.- LA LOSA LE TRANSMITE AL PILAR FUERZAS Y MOMENTOS

SOLICITACIONES EN LOS PILARES

1.- LA DESCARGA SE DETERMINA:

a.- SUMANDO TODAS LAS CARGAS QUE SE PRODUCEN DENTRO DEL ÁREA DE INFLUENCIA DEL PILAR, DEFINIDA POR LAS LINEAS MEDIAS ENTRE PILARES EN AMBAS DIRECCIONES

b.- DESCARGANDO LOS MOMENTOS DE LOS PÓRTICOS VIRTUALES EN LAS DOS DIRECCIONES

2.- MOMENTOS FLECTORES EN LOS PILARES

a.- EN PILARES EXTERIORES SE REPARTE EL MOMENTO HALLADO EN EL PÓRTICO VIRTUAL EN FUNCIÓN DE LAS RIGIDECES DE LOS PILARES SUPERIOR E INFERIOR

b.- EN PILARES INTERIORES SE CONSIDERA LA POSIBIILIDAD DE LA ACCIÓN DE CARGAS EVENTUALES Y SE DEFINEN MOMENTOS DIFERENCIA EN LAS DOS DIRECCIONES A SER REPARTIDOS EN FUNCIÓN DE LAS RIGIDECES DE LOS PILARES SUPERIOR E INFERIOR

$$M_{dif} = 0{,}07.[(g+0{,}5q).a.l^2 - g.a.l'^2]$$

l>l' luces de los vanos adyacentes al pilar
a = ancho del pórtico virtual