



Apuntes de Vivienda.

Arq. Luis A. López. R.

Arquitectura.

Estructura.

Construir con Tierra.

Instalaciones Sanitarias.

Instalaciones Eléctricas.

Arquitectura.

Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.....	2
Dormitorios, Sanitarios, Cocina y Lavadero Comedores, Salas de Estar, Escaleras, Integración de Áreas.	
Retículas Habitables.....	38
Creación, Retícula Estructural, Edificio Multifamiliar, Parcela 7,00 x 14,00, Parcela 7,20 x 19,45, Techos y Patios Internos, Parcela 10,00 x 15,00, Parcela 7,50 x 16,50, Parcela 7,50 x 11,00 (en pendiente).	
Iluminación y Ventilación.....	58
Requisitos Mínimos por Norma Sanitaria, Áreas Mínimas de los Patios por Norma Sanitaria, Como Ventilar por Norma Sanitaria, Ventilación Mecánica, Extractores de Ventilación.	

Estructura.

Herramientas de Cálculo.....	68
Tablas Peso Unitario de Elementos Constructivos, Sobrecargas, Tabla de Cargas Kg/m ² ; Kg/m de Elementos Constructivos, Esfuerzos de Compresión, Tracción y Corte,	
Vigas Simplemente Apoyadas.....	75
Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo,	
Vigas con un Extremo en Volado.....	79
Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo,	
Vigas en Voladizo.....	81
Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo,	
Vigas con un Extremo Apoyado y el Otro Empotrado.....	83
Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo,	

Estructura.

Vigas Doblemente Empotradas.....	85
Diagramas de momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo,	
Herramientas de Cálculo.....	87
Diagramas de momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo,	
Coeficientes para Fuerzas Cortantes y Reacciones,	
Coeficientes para Determinar Momentos,	
Barras de Acero para Refuerzo (Cabillas Redondas),	
Cabillas que Caben en una Sola Capa (Ancho),	
Valores para Proyectar Nervios y Vigas de Concreto Armado $R_c28= 200 \text{ Kg/m}^2$,	
Valores para Proyectar Nervios y Vigas de Concreto Armado $R_c28= 250 \text{ Kg/m}^2$,	
Preparación y Dosificación del Concreto,	
Principales Aplicaciones de los Concretos,	
Distribución de los Estribos en las Vigas,	
Distribución de los Estribos o Ligaduras en las Columnas,	
Concreto Armado.....	98
Vivienda de una Planta, Losas Nervadas,	
Losa Nervada de Techo, Losa Nervada de Techo (espesor=0,15m),	
Vigas Intermedias (V2=V3 0,20 x 0,35 m),	
Vigas Extremas (V1=V4 0,20 x 0,30 m),	
Columnas, Vigas de Riostra, Fundaciones,	
Herramientas de Cálculo.....	112
Tablas para el Cálculo de Fundaciones,	
Concreto Armado.....	115
Nervios Prefabricados,	

Estructura de Hierro.

Herramientas de Cálculo.....	120
Losa Colaborante (Losacero), Perfiles IPN y UPL Sidetur, Tubos Estructurales Cuadrados, Tubos Estructurales Rectangulares,	
Concreto Armado.....	124
Losa de Tabeles, Losa de Tabeles (de 0,60 m), Losa Colaborante,	
Cubiertas para Techos.....	132
Lámina Plana de Plycem, Lámina Ondulada de Plycem, Lámina Ondulada de Acerolit, Madera Machihembrado	

Estructura.

Concreto Armado.....	160
Mampostería Confinada, Requisitos Mínimos, Resistencia de las Paredes, Cálculo de un Machon, Distribución de Machones, Riostras y Vigas de Corona, Cálculo Vigas de Corona.	

Construir con Tierra.

Sistemas Tradicionales.....	168
Adobes de Tierra Moldeados, Bahareque, Adobes de Tierra-Cemento Prensados, Mampostería Reforzada, Tapias de Tierra Pisada,	
Tapia Estabilizada y Vibrada.....	186
La Experiencia Casa Morgado,	

Instalaciones Sanitarias.

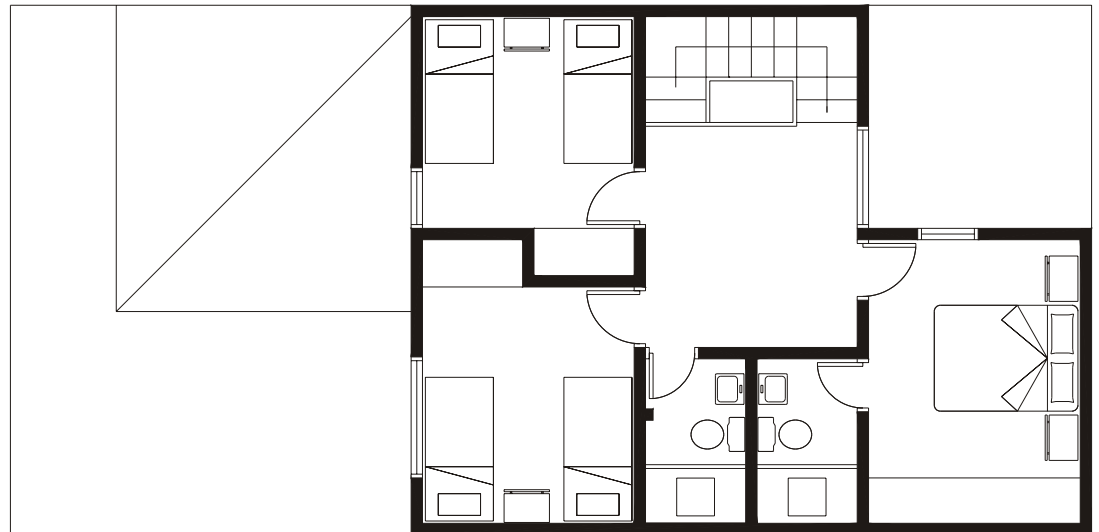
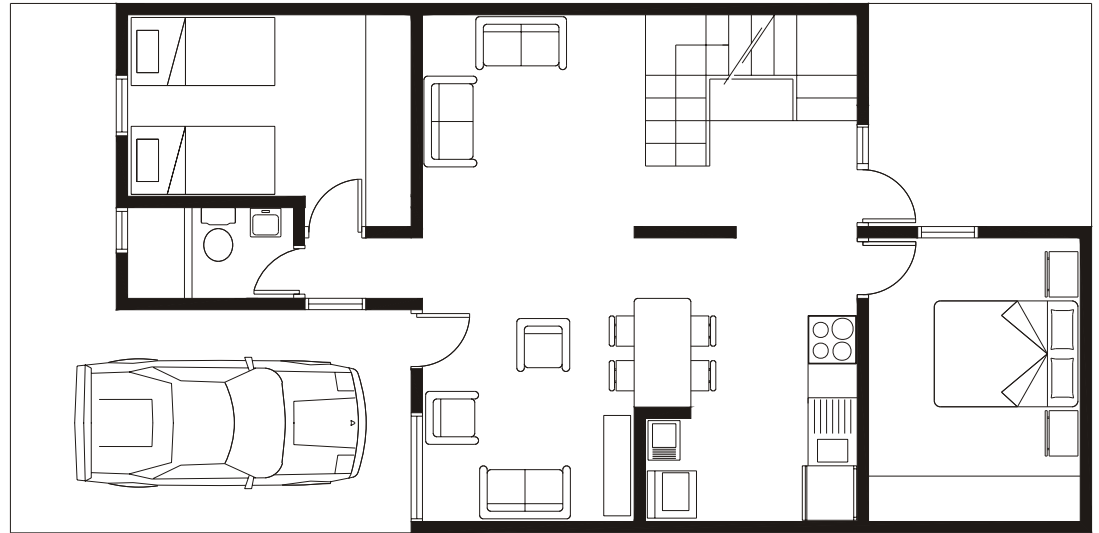
Aguas Blancas.....	192
Sistemas de Distribución, Dotación de Agua, Cálculo de Distribución por Alimentación Directa, Herramientas de Cálculo, Cálculo de Distribución por Alimentación Directa, Cálculo de Distribución con Sistema Hidroneumático,	
Agua Negras o Servidas.....	210
Normas Mínimas, Pendientes y Ventilación, Normas Mínimas de Ventilación, Ventilación, Vivienda de 2 Plantas, Vivienda de 1 Planta, Sin Servicio de Cloacas (Séptico), Sin Servicio de Cloacas (Sumideros), Sin Servicio de Cloacas (Zanjas de Absorción),	
Aguas de Lluvia.....	227
Colectores.	

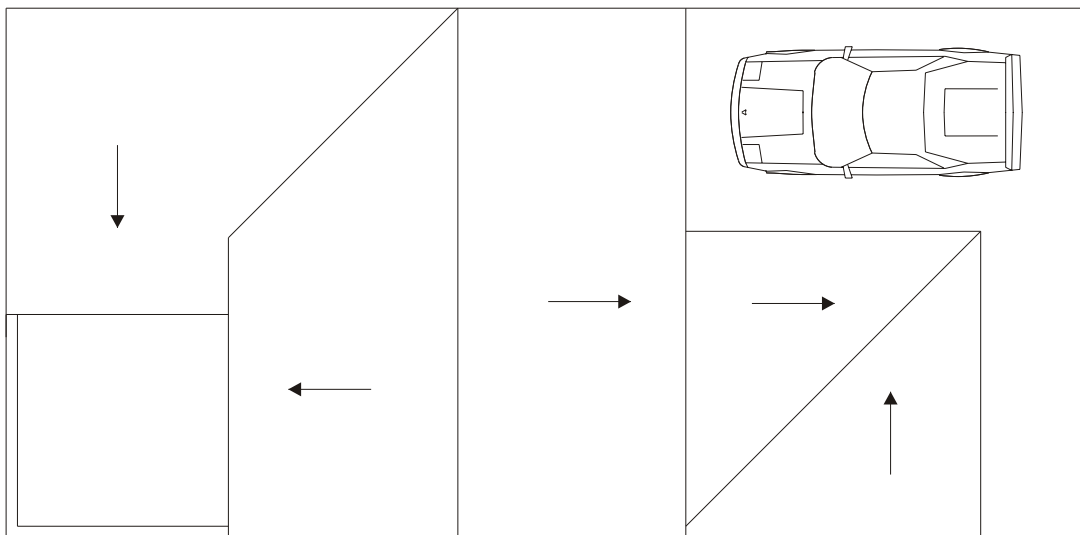
Electricidad.

Instalación Eléctrica en Viviendas.....	230
Acometida, Contador, Tablero, Subtablero, Acometida Monofásica 2 Hilos, Acometida Monofásica 3 Hilos, Acometida Trifásica 3 Hilos, Tablero, Distribución Interna Tomacorrientes, Distribución Interna Iluminación, Herramientas de Cálculo, Tabla de Carga Vivienda de 3 Dormitorios, Herramientas de Cálculo, Cableados, Vivienda de 5 Dormitorios Tomacorrientes, Vivienda de 5 Dormitorios Iluminación, Tabla de Carga Vivienda de 5 Dormitorios, Cálculo Alimentadores al Tablero, Vivienda de 5 Dormitorios Telf. CTV. ELECT.	

Arquitectura.

Consideramos bien diseñada una vivienda de pequeño formato cuando sus dormitorios, sanitarios, cocina, comedor y estar, tienen medidas humanamente aceptables y están bien iluminados y ventilados.





Área de parcela= $7 \times 14 = 98 \text{ m}^2$

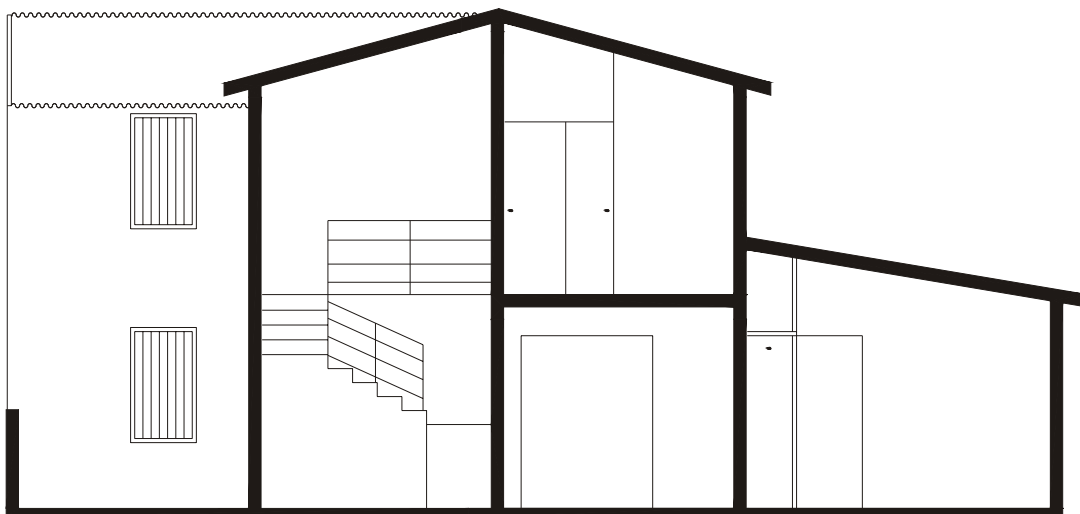
Área planta baja = 70 m^2

Área planta alta = 54 m^2

Área total = 124 m^2

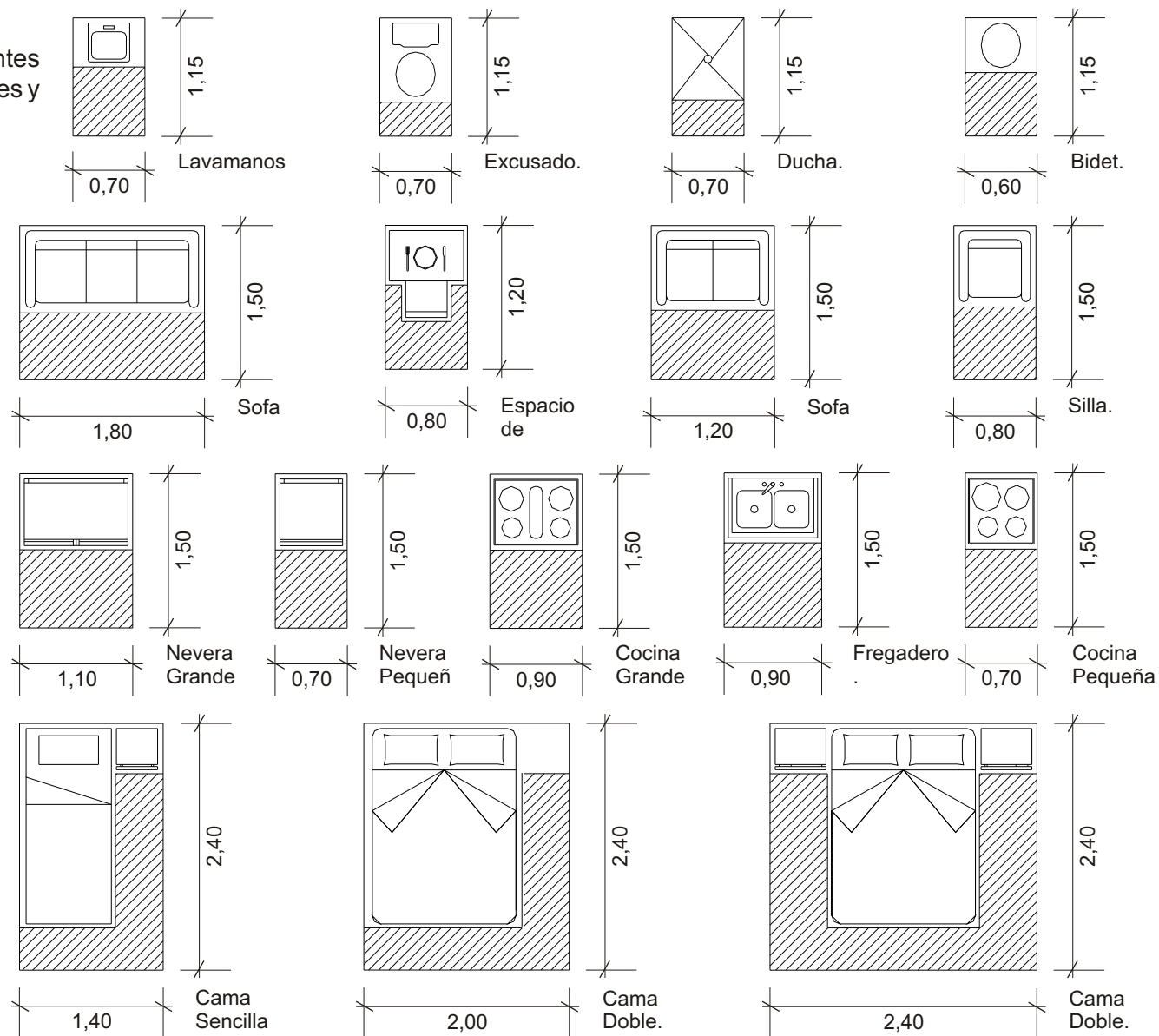
Porcentaje de Ubicación $70/98 = 71,4\%$

Porcentaje de Construcción $124/98 = 126\%$

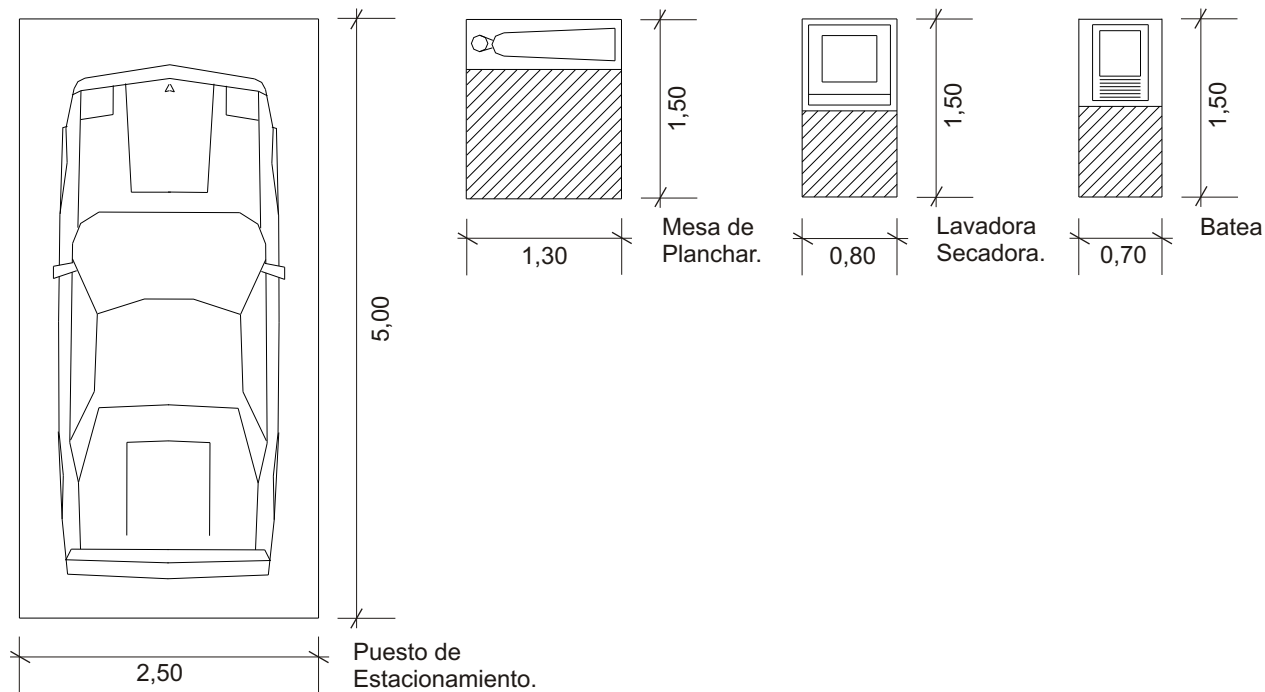


Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.

Para diseñar adecuadamente los ambientes debemos conocer las medidas de los muebles y del área mínima que su uso requiere.

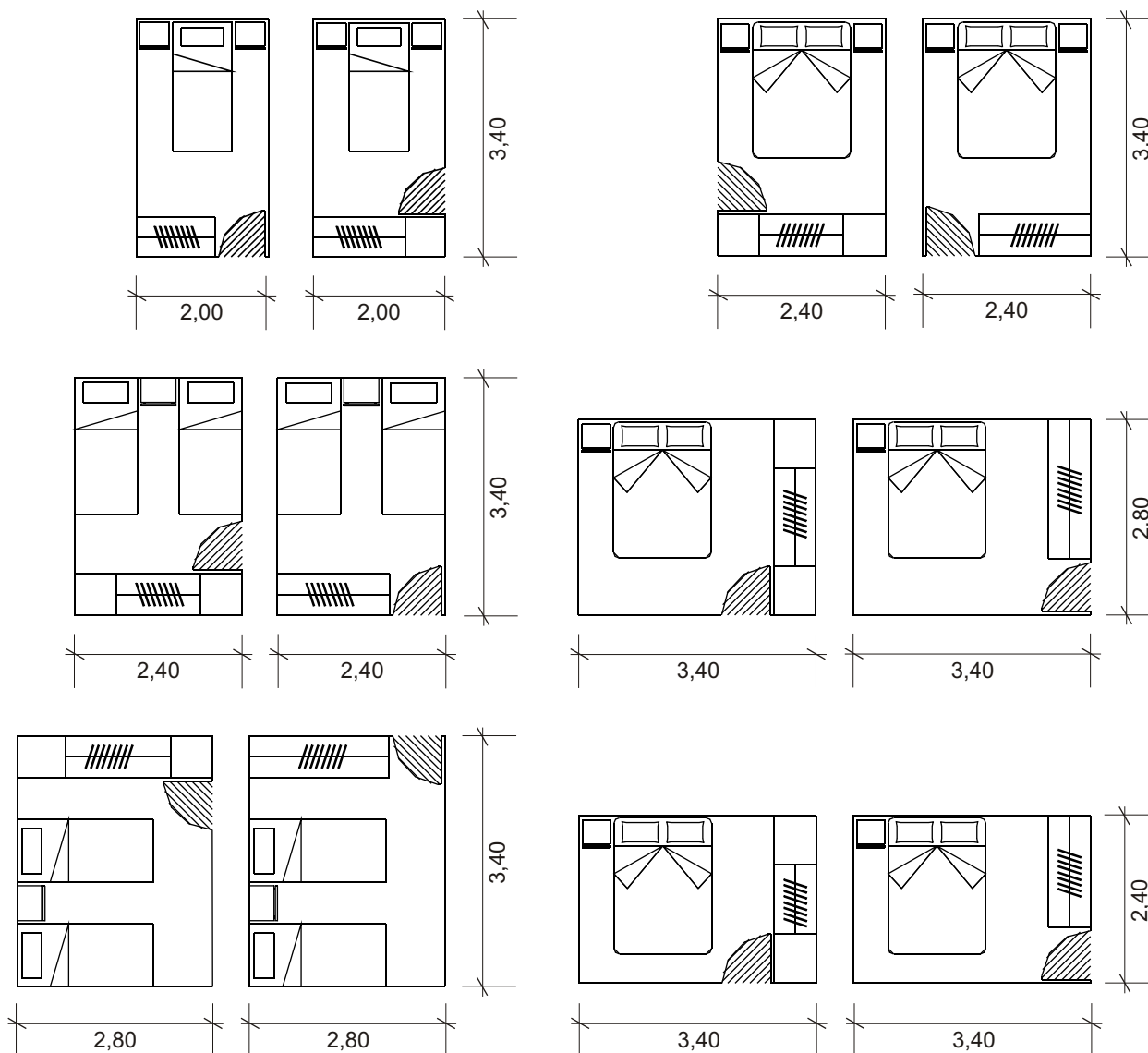


Para diseñar adecuadamente los ambientes debemos conocer las medidas de los muebles y del área mínima que su uso requiere.



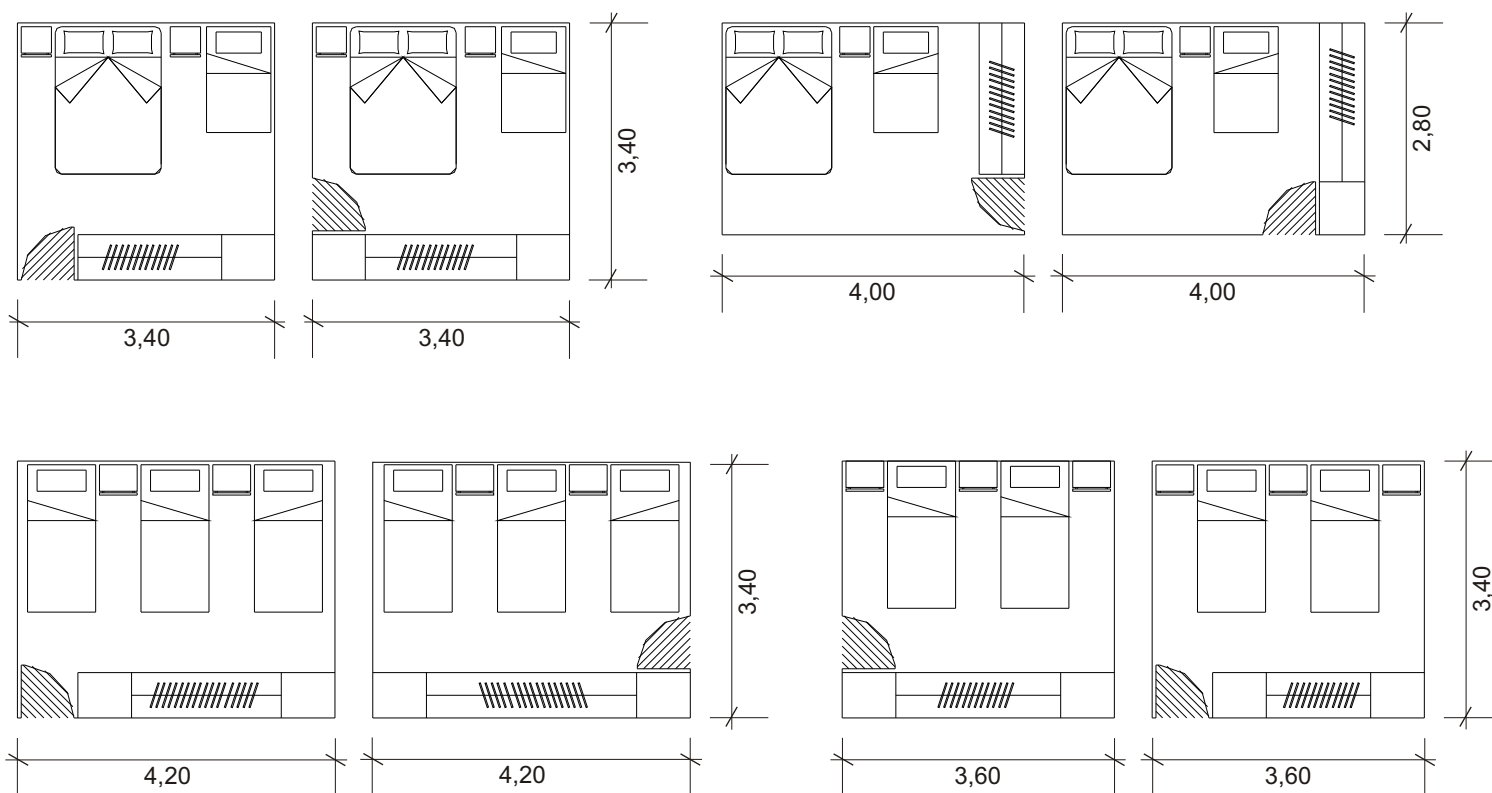
Áreas Mínimas Humanamente Aceptables. Dormitorios.

Para ser humanamente aceptable, debe contar con un área para colgar la ropa, colocar adecuadamente las camas y circular entre ellas.



Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.
Dormitorios.

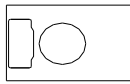
Área ocupada por dormitorios con área para colgar la ropa, camas, zonas de circulación y acceso adecuado.



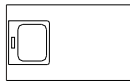
Áreas mínimas por Norma Sanitaria.



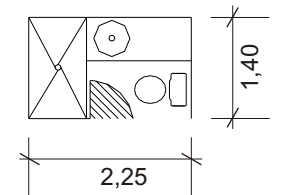
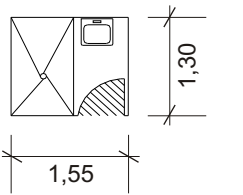
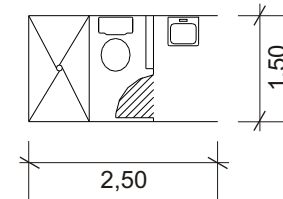
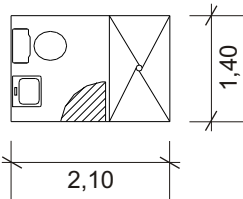
0,70 x 0,70 Ducha.



0,70 x 1,15 Excusado.

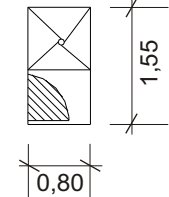
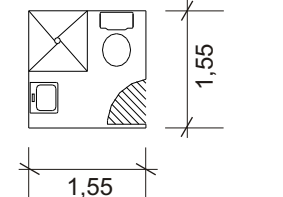
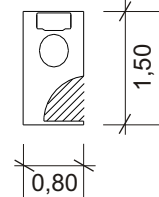
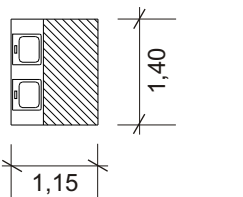
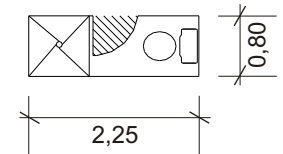
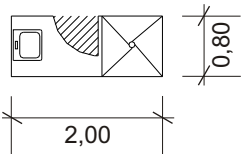
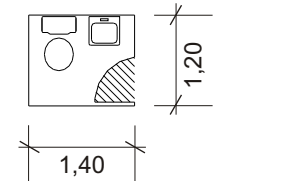
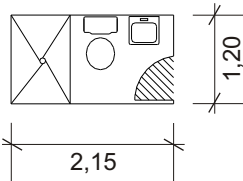


0,70 x 1,15 Lavamanos.



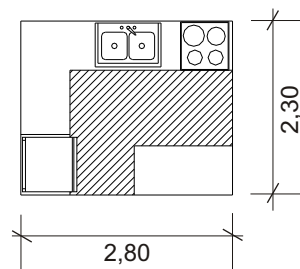
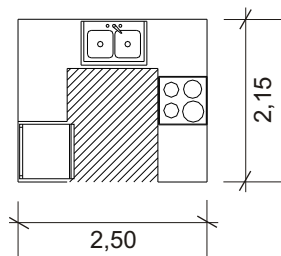
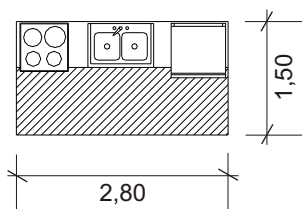
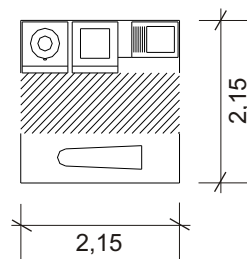
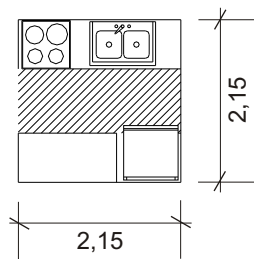
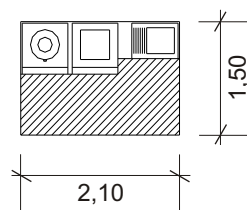
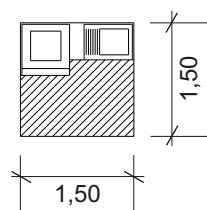
La separación entre (2) piezas sanitarias es de 0,10 mm y a la pared es de 0,15 mm.

Sanitarios con medidas técnicamente aceptables.



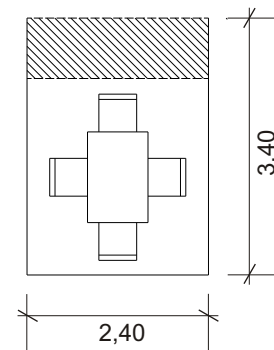
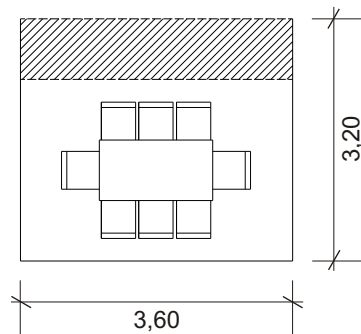
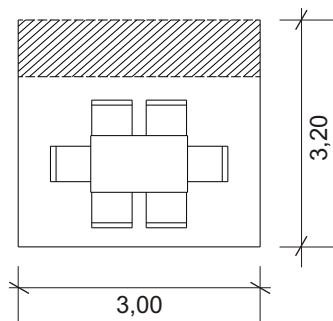
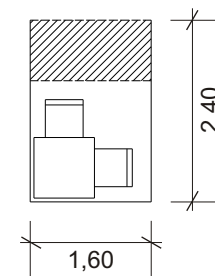
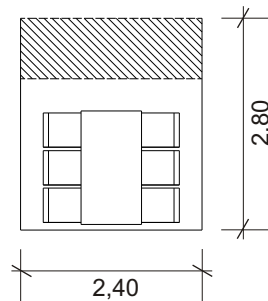
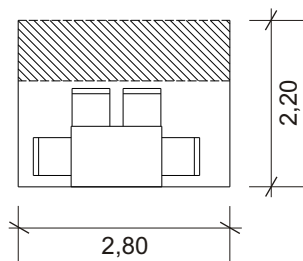
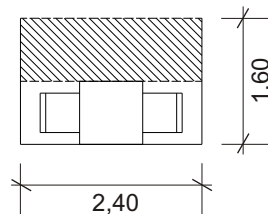
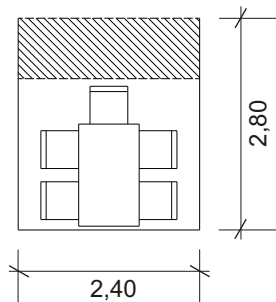
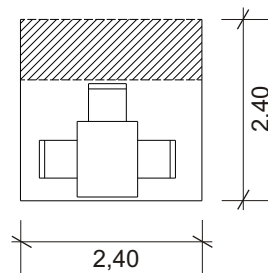
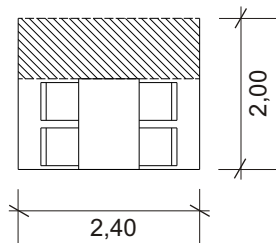
Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.
Cocina y Lavadero.

Cocina y lavadero con medidas humana-
mente aceptables.

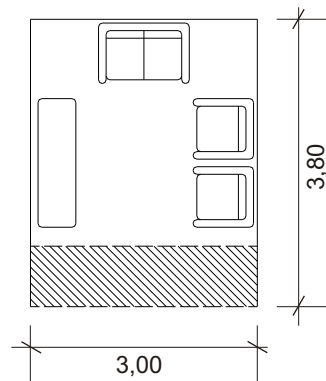
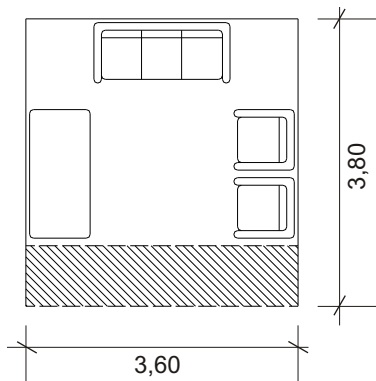
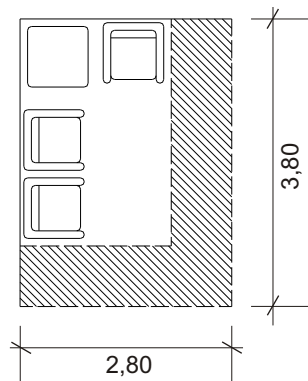
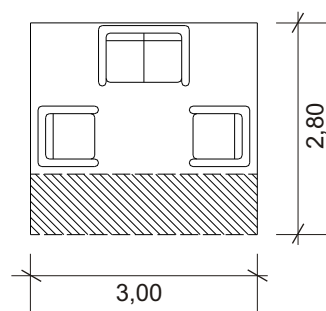
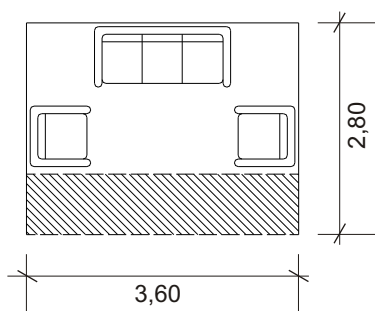
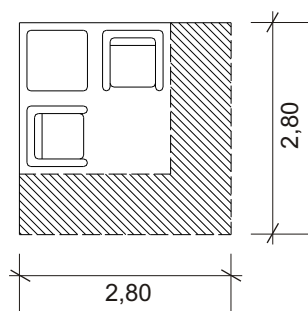


Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.
Comedores.

Comedores para 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8 personas.

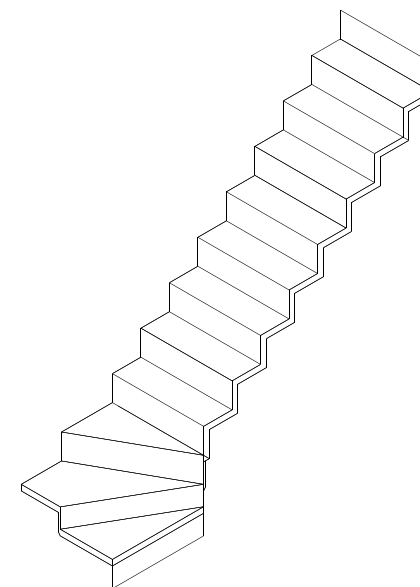
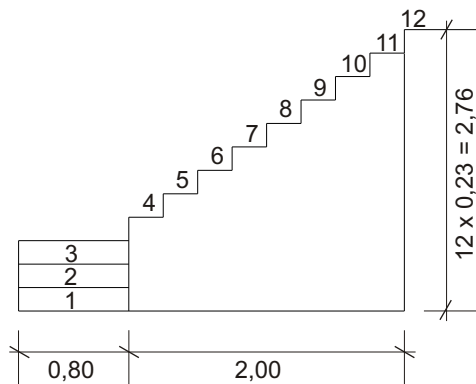
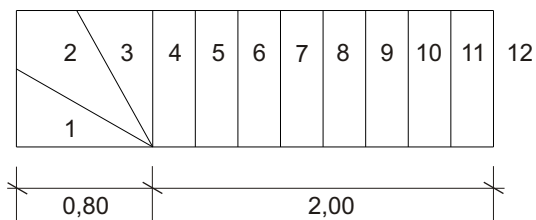


Áreas mínimas de acuerdo al mobiliario y circulación.



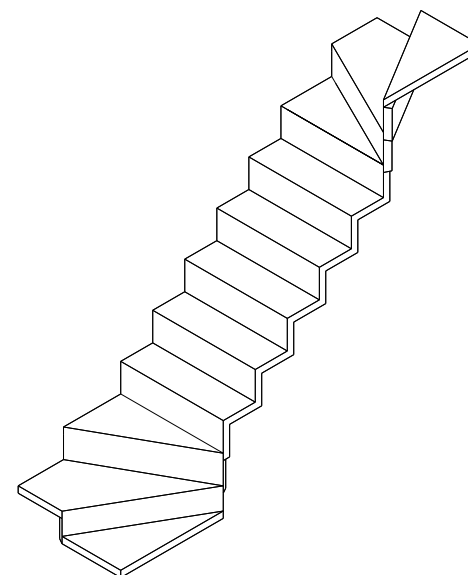
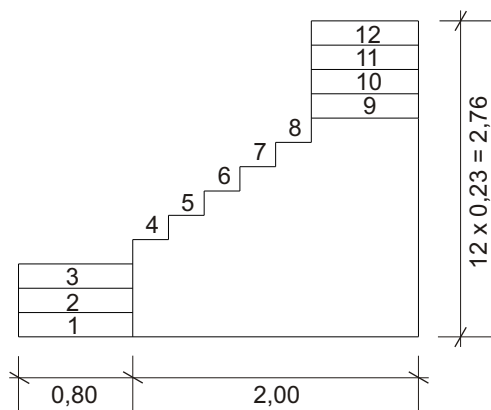
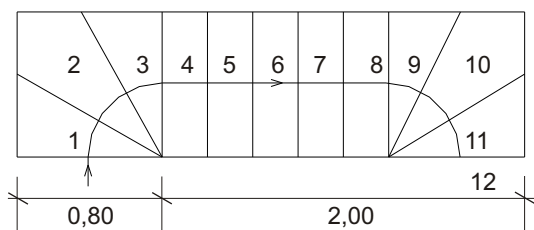
Las escaleras, en viviendas de bajo costo suelen tener de 11 a 16 escalones.

Las huellas de los escalones tienen normalmente de 25 a 30 cms.

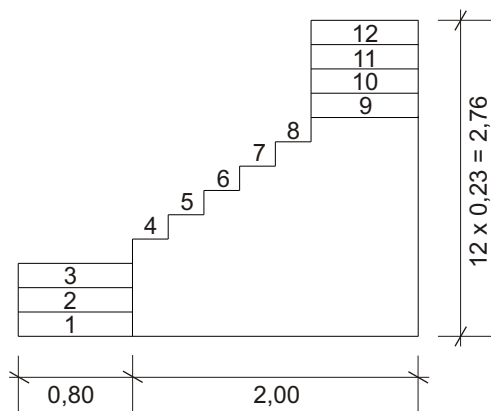
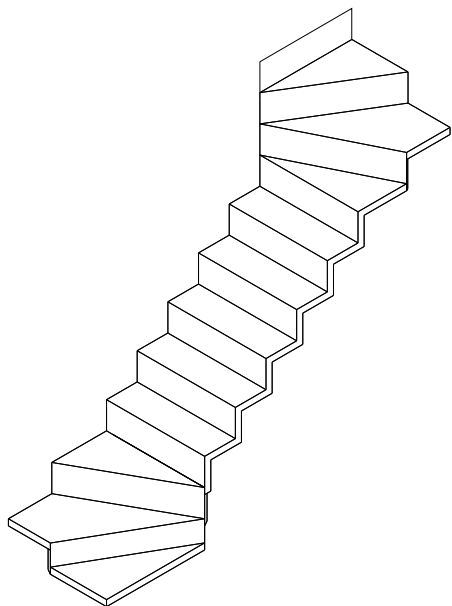


Y en edificios no pueden ser menores a 28 cms.

La altura de los escalones o contrahuellas varían de acuerdo a la altura de los pisos.

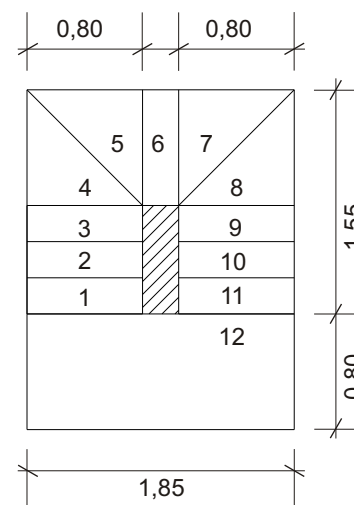
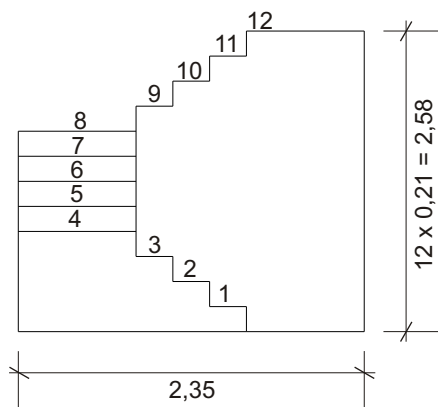
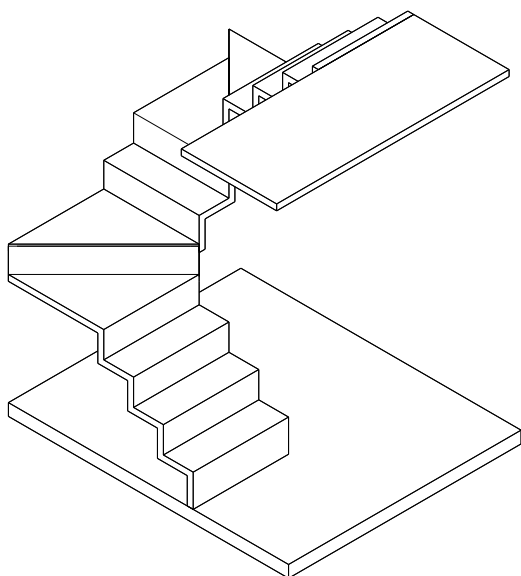
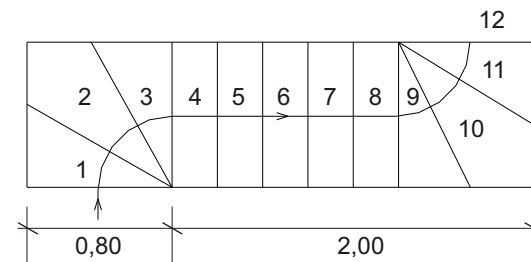


Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.
Escaleras.

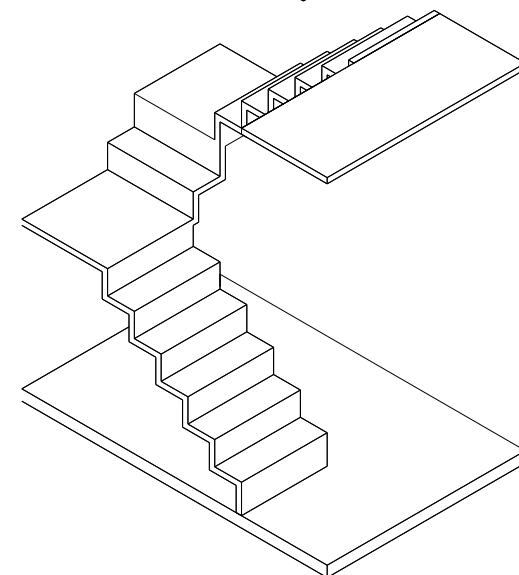
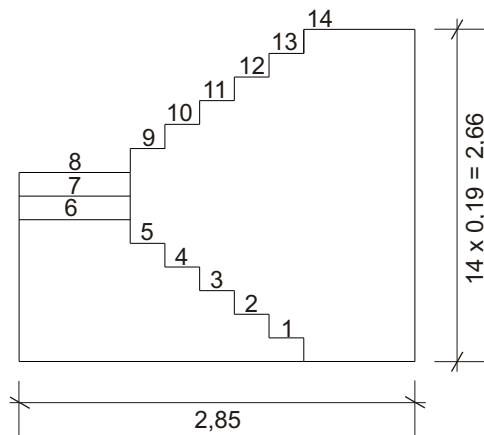
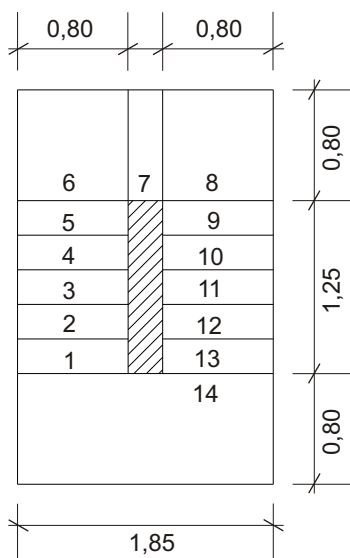
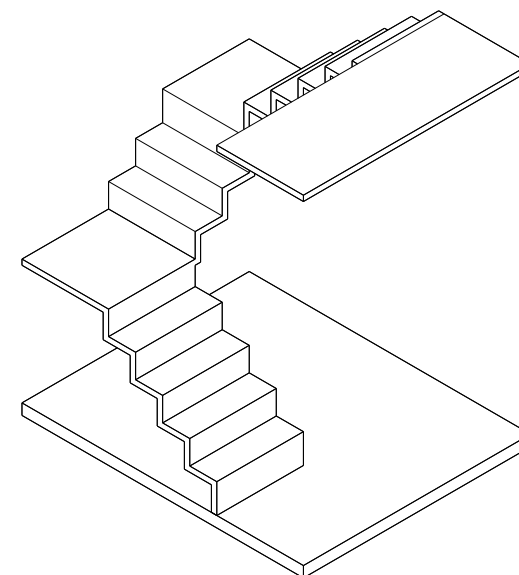
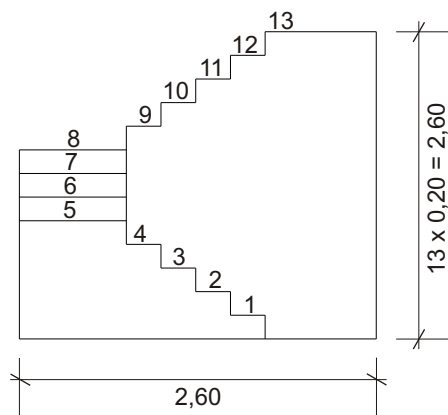
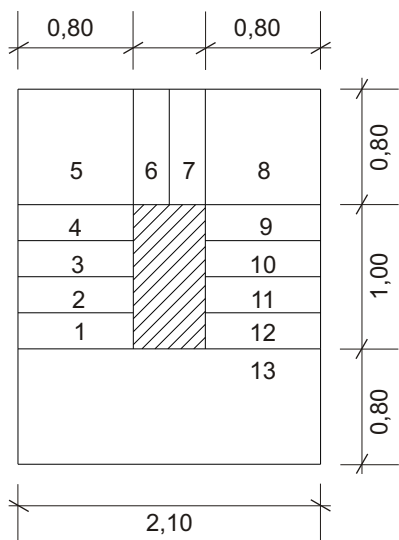


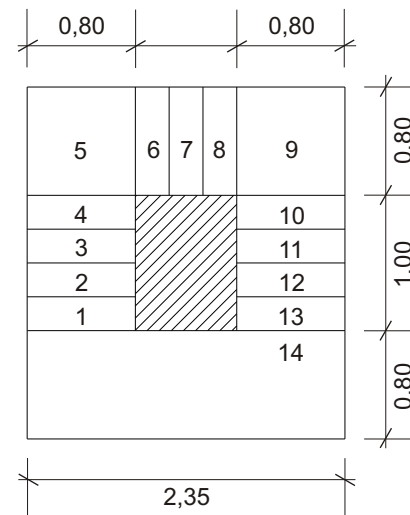
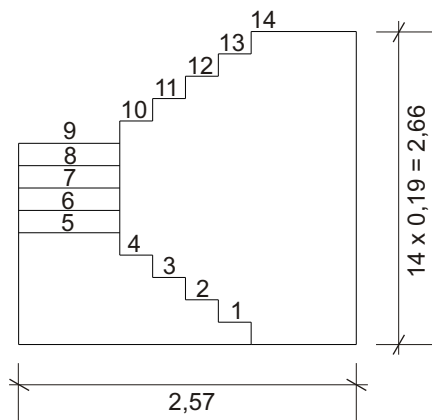
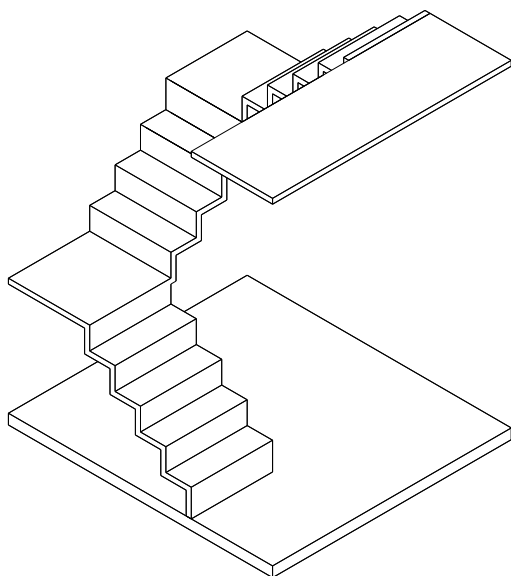
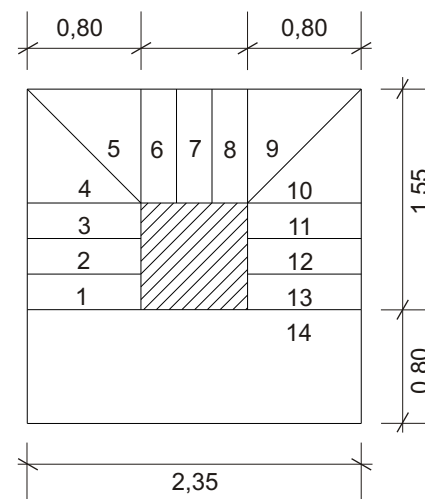
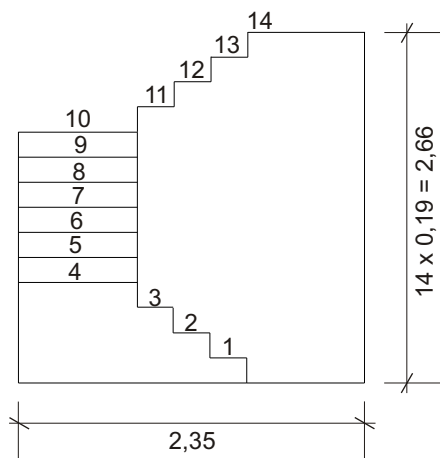
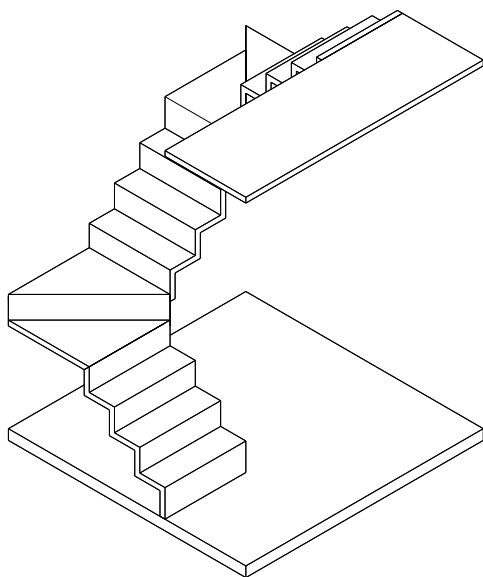
En edificios las contrahuellas no pueden ser mayores a 17 cms. Y en viviendas de bajo costo pueden tener hasta 23 cms.

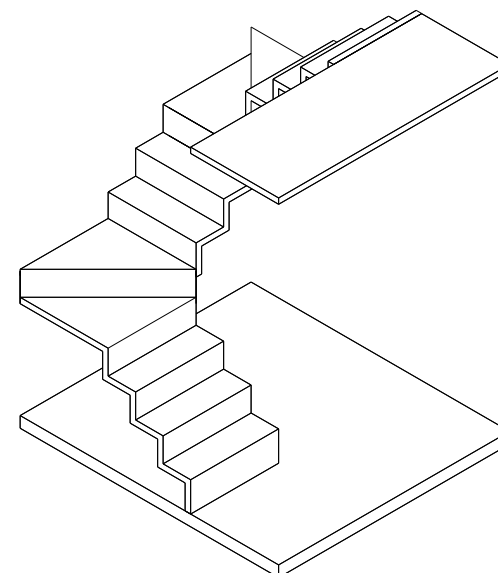
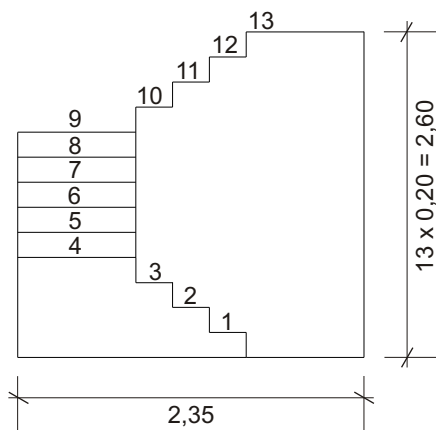
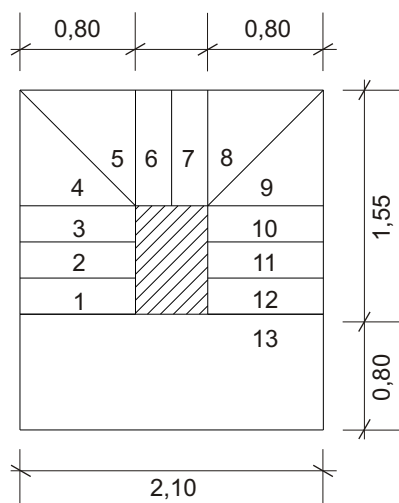
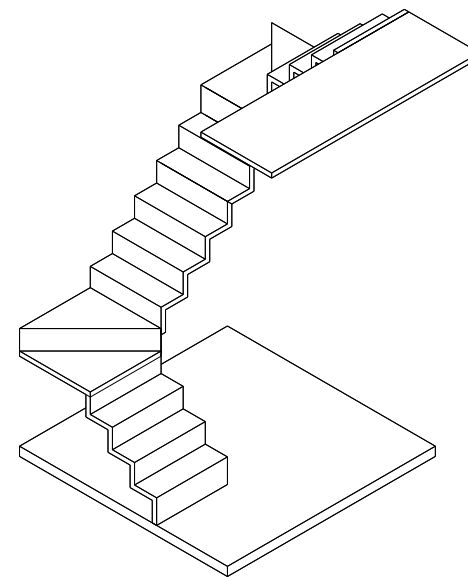
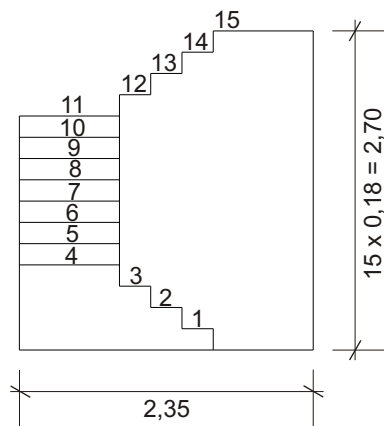
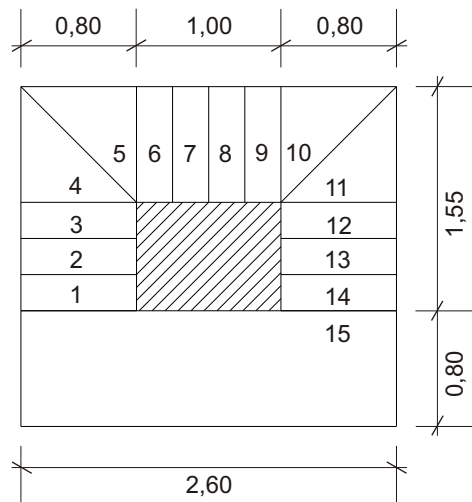
Las escaleras con contrahuella de 23 cms son muy inclinadas pero humanamente acepta-



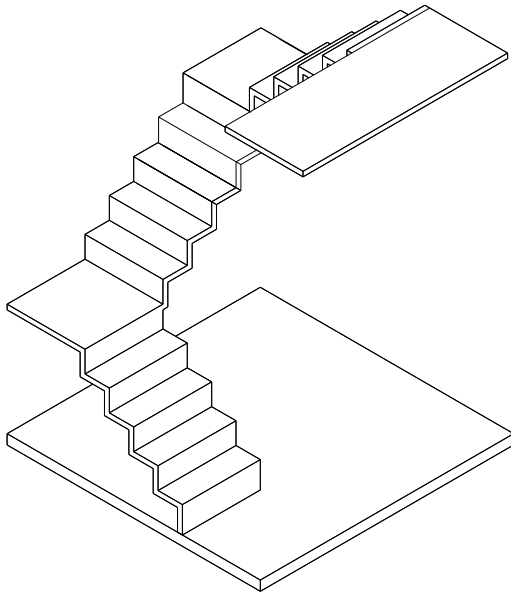
Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.
Escaleras.



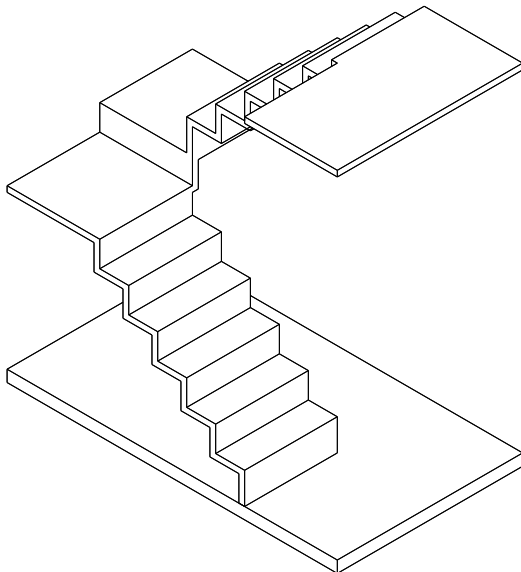
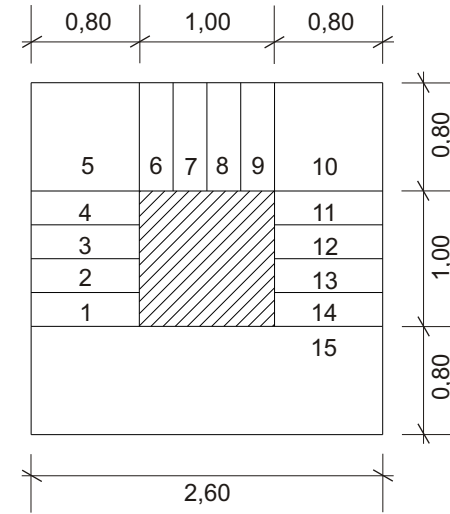
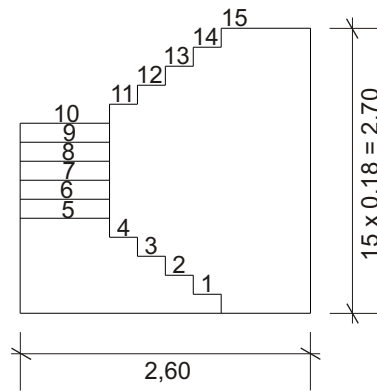




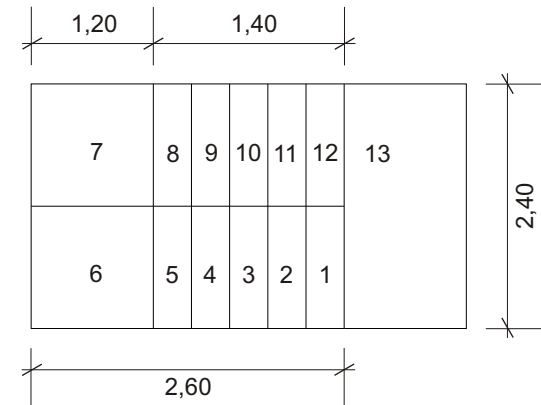
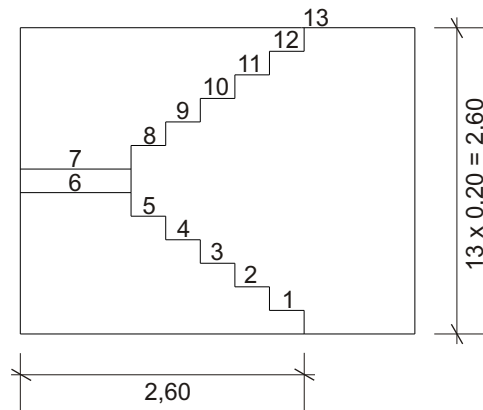
Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.
Escaleras.



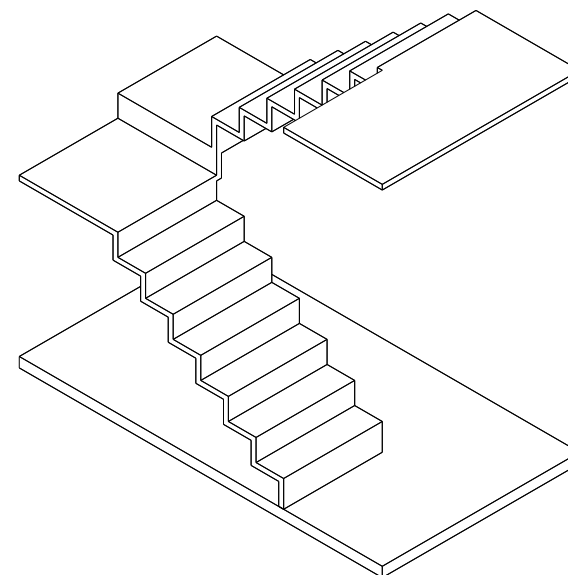
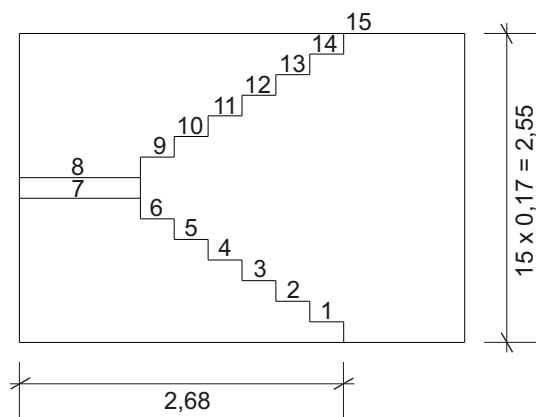
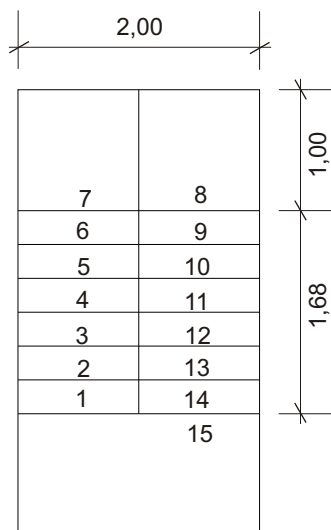
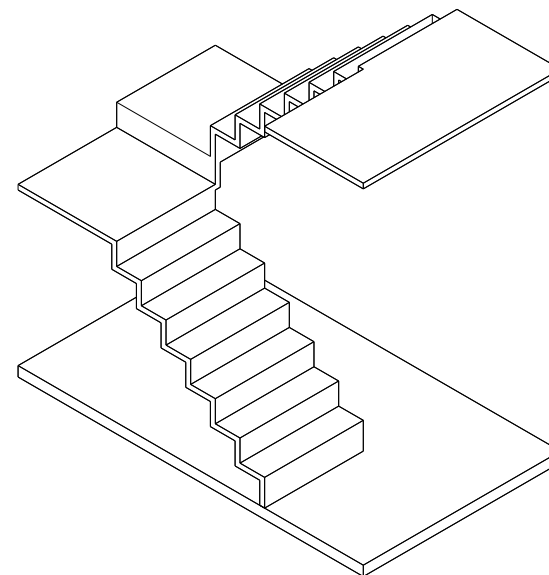
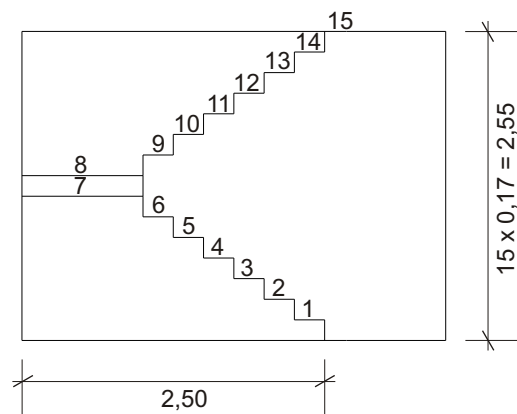
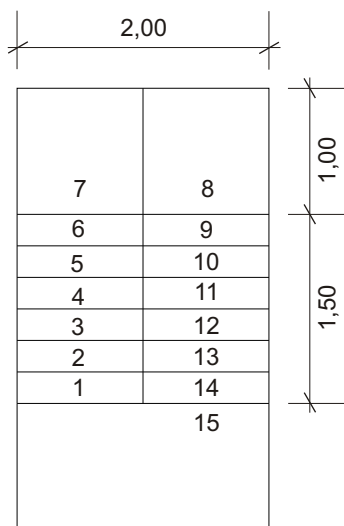
Los escalones en diagonal se pueden construir para viviendas, las normas de incendio no lo permiten en edificios por ser vías de

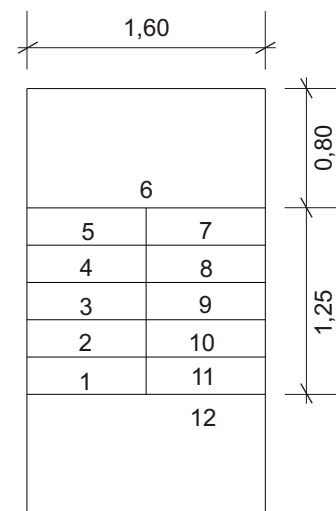
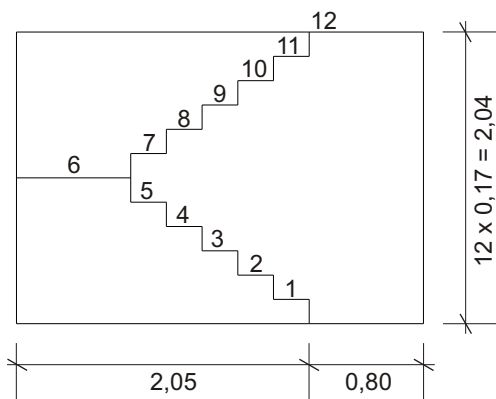
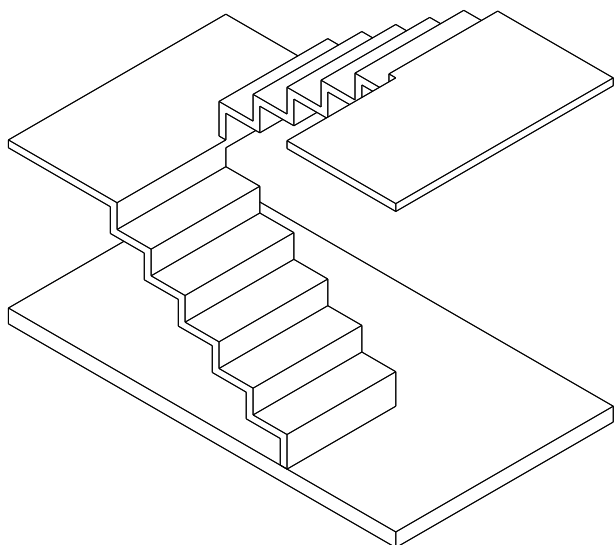
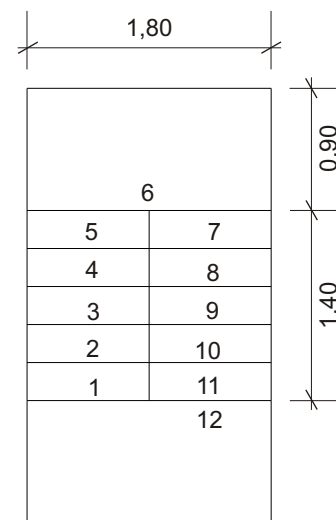
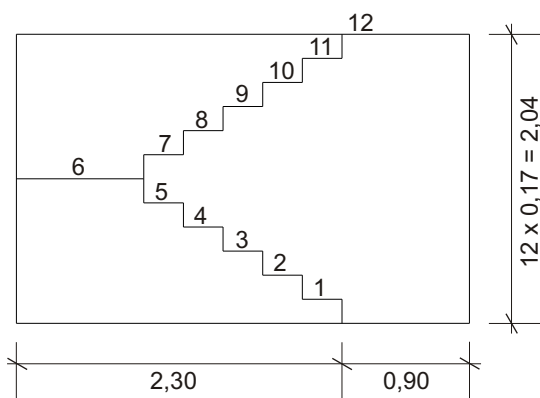
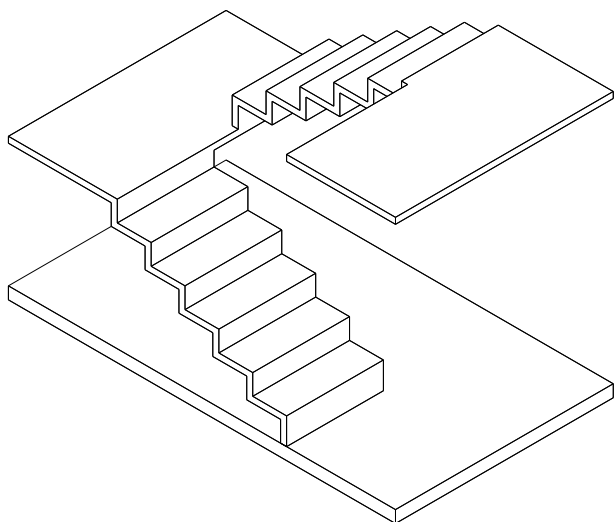


En edificios el ancho de la escalera debe ser igual o mayor a 1,20 m.

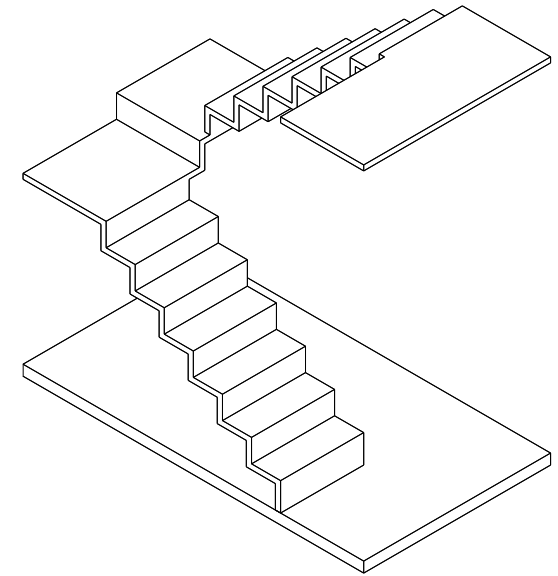
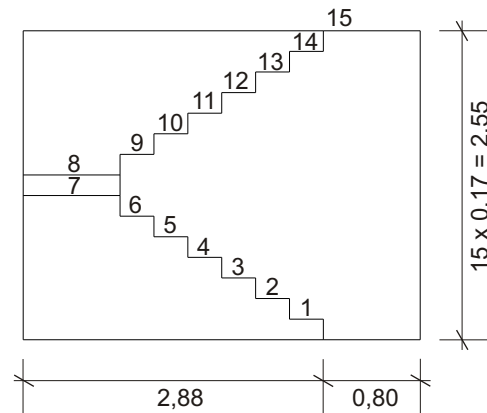
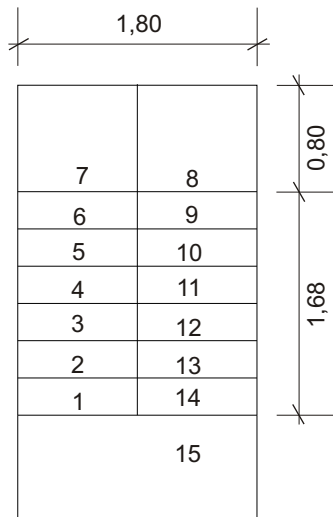
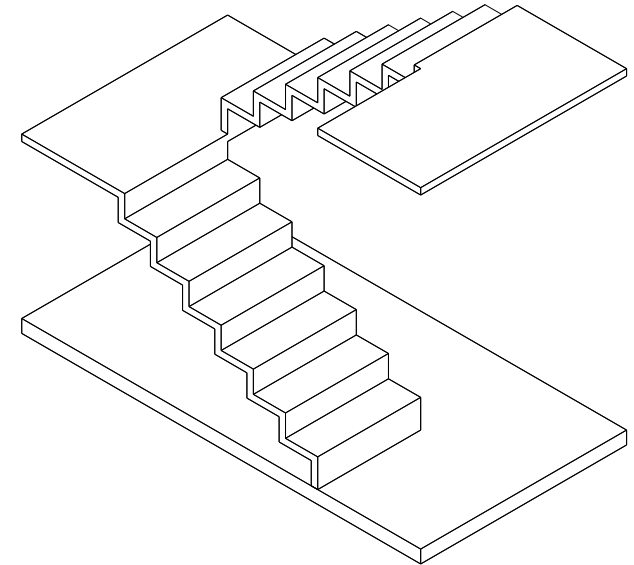
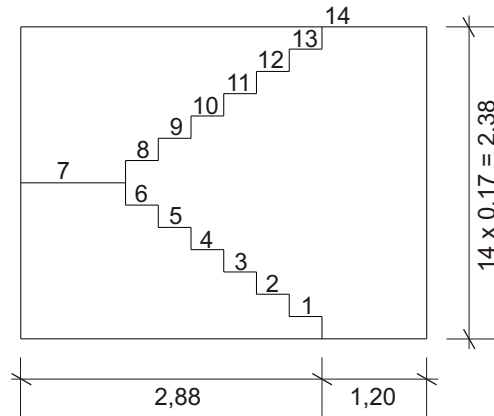
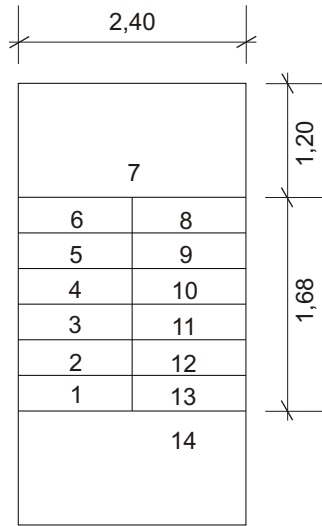


Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.
Escaleras.

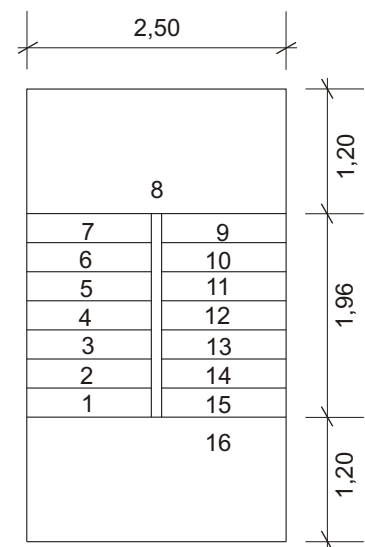
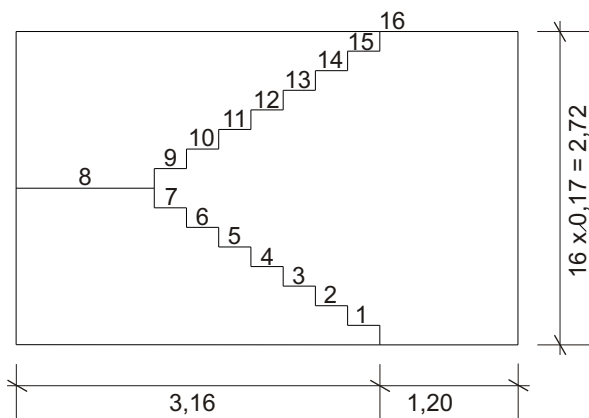
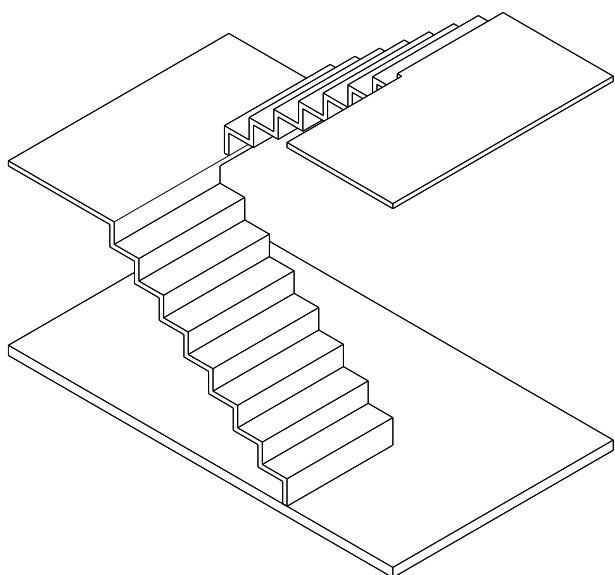
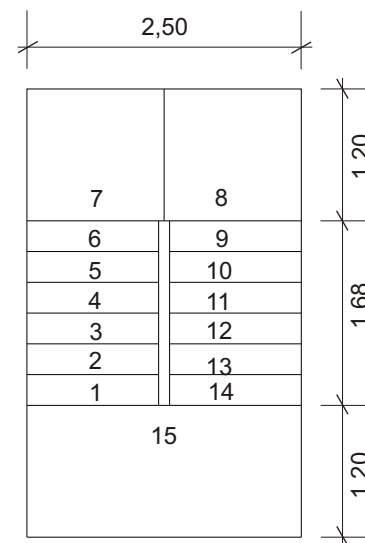
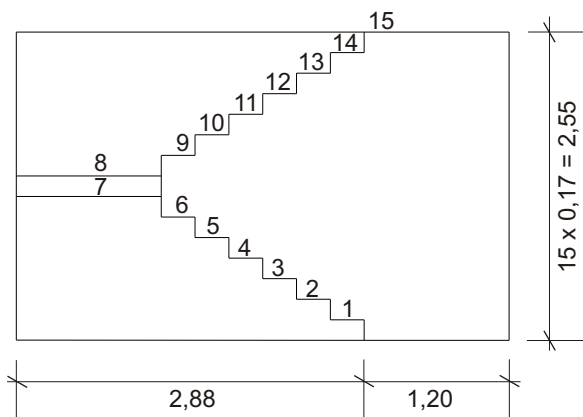
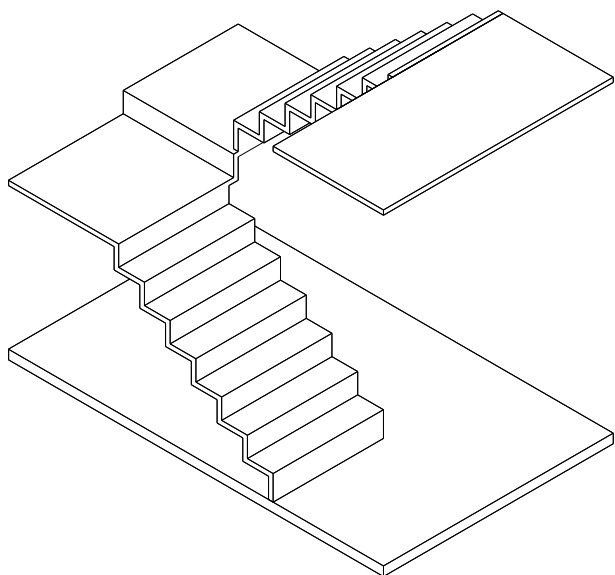




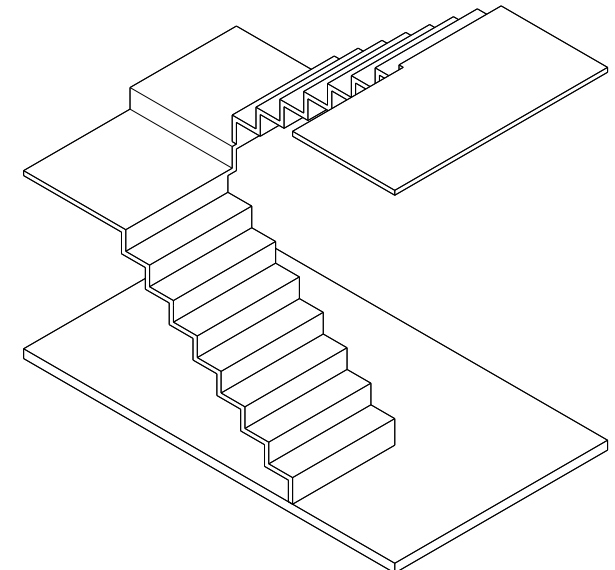
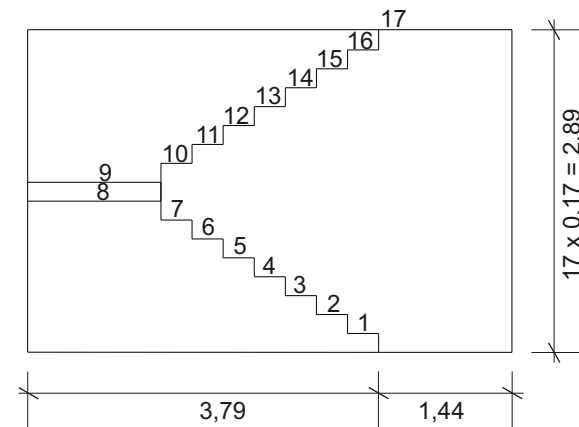
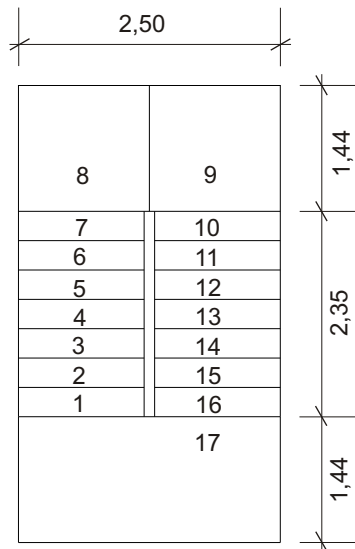
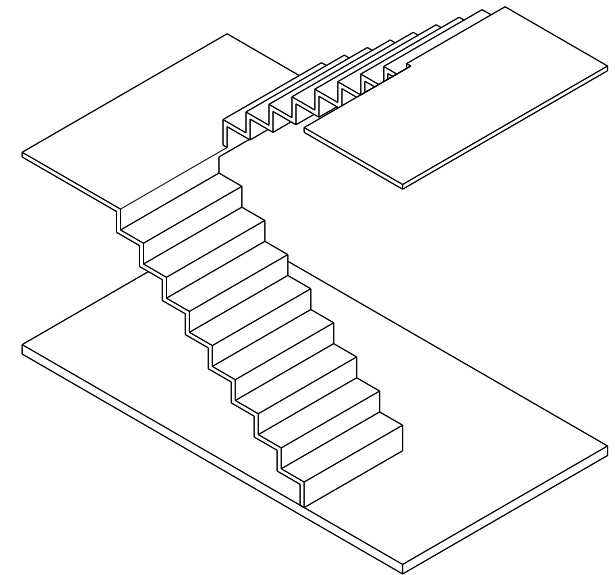
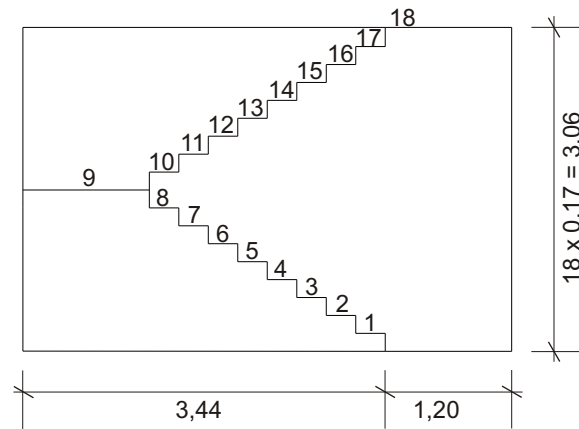
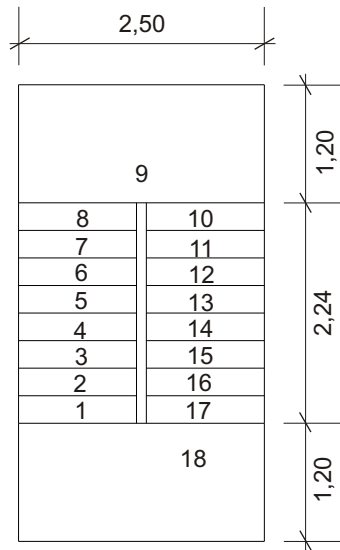
Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.
Escaleras.



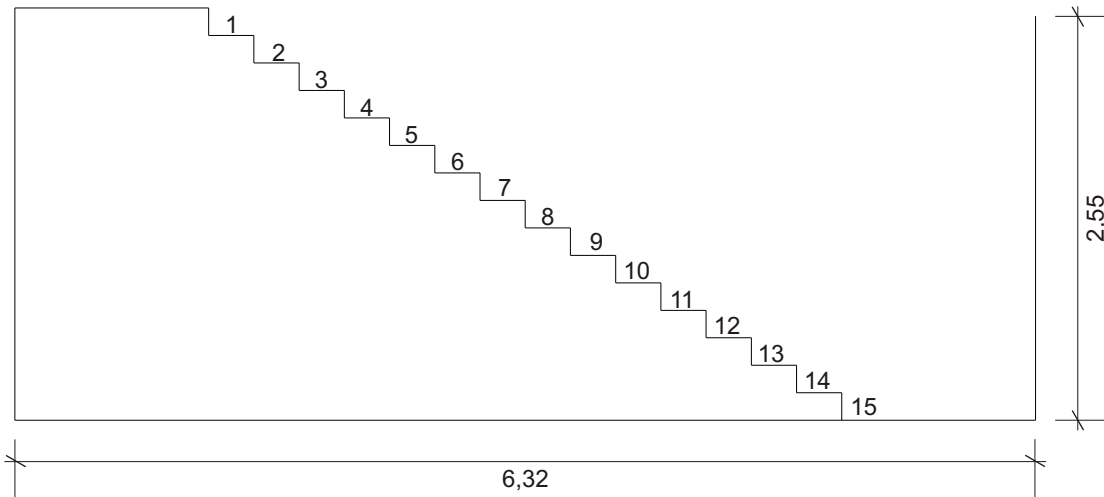
Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.
Escaleras.



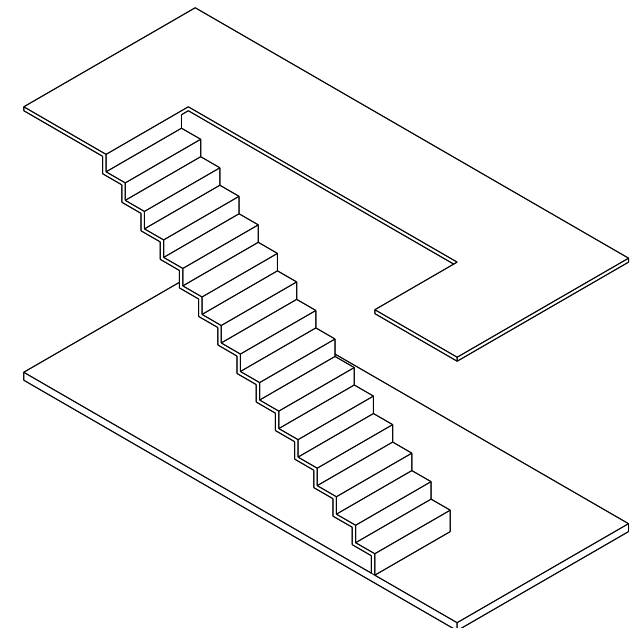
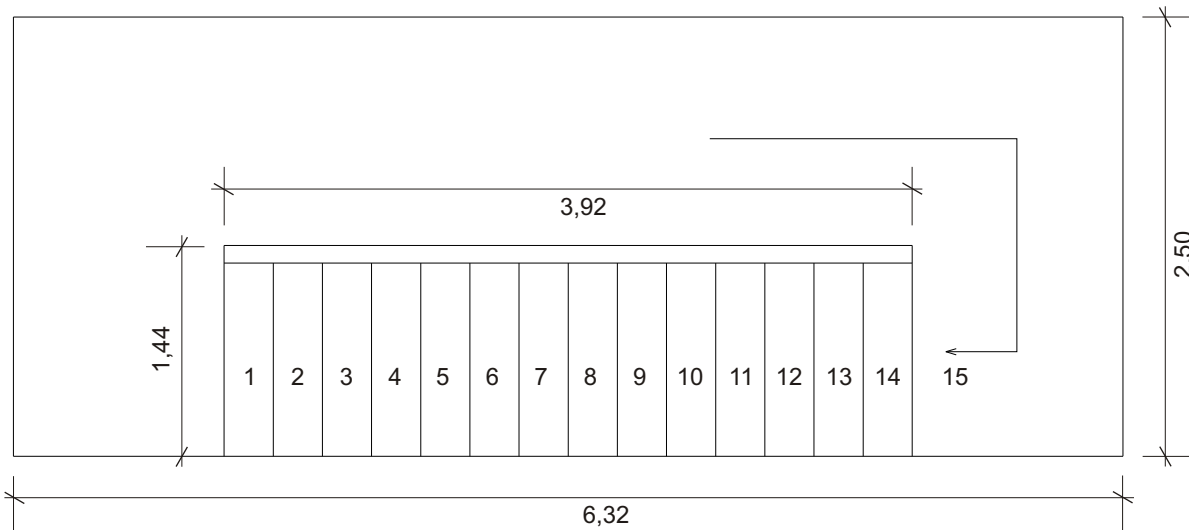
Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.
Escaleras.

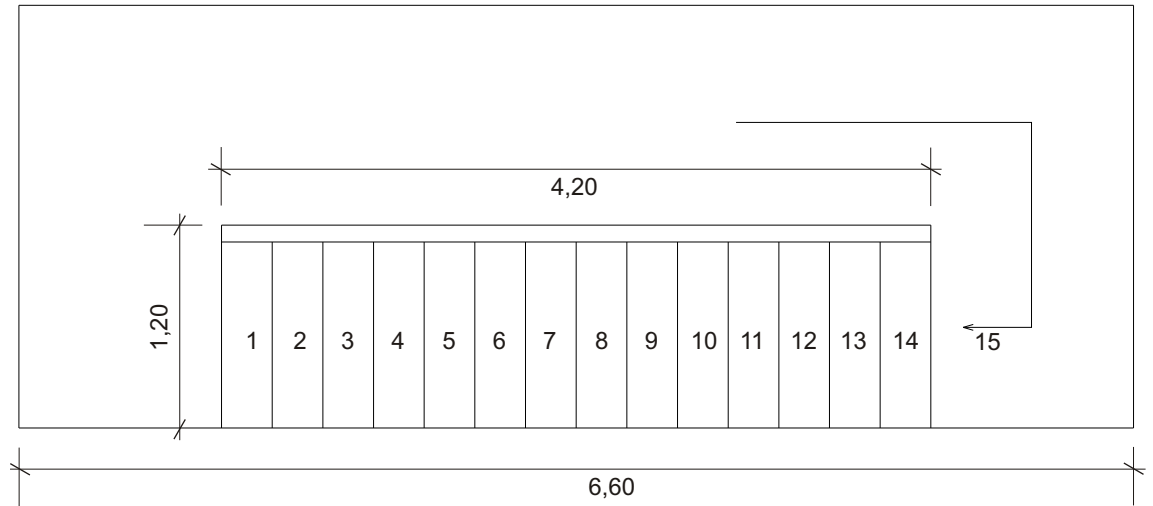
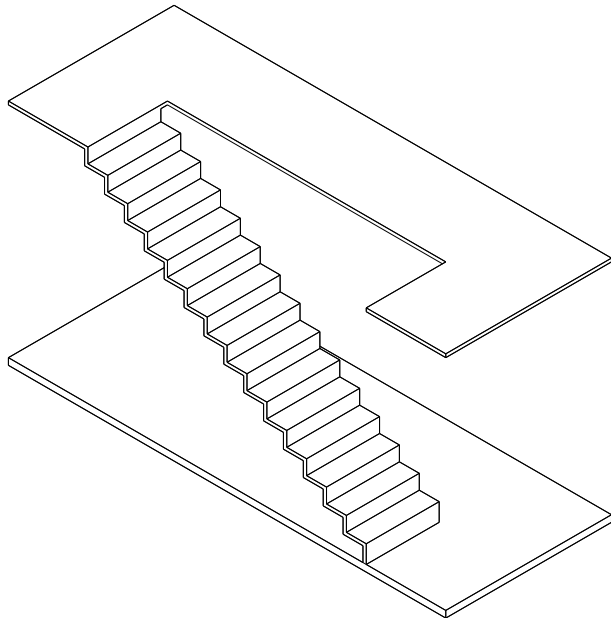
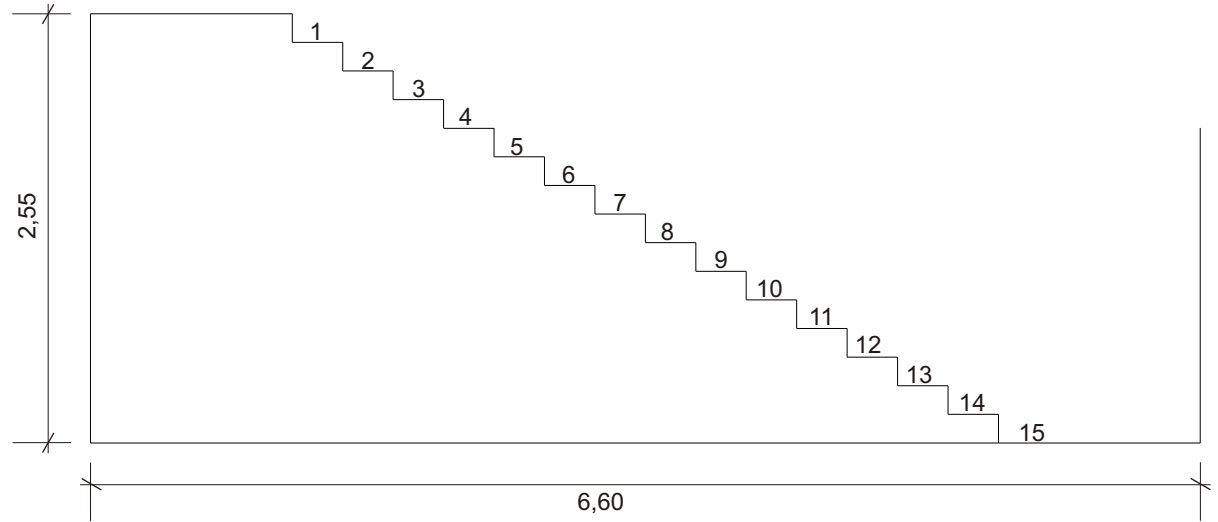


Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.
Escaleras.

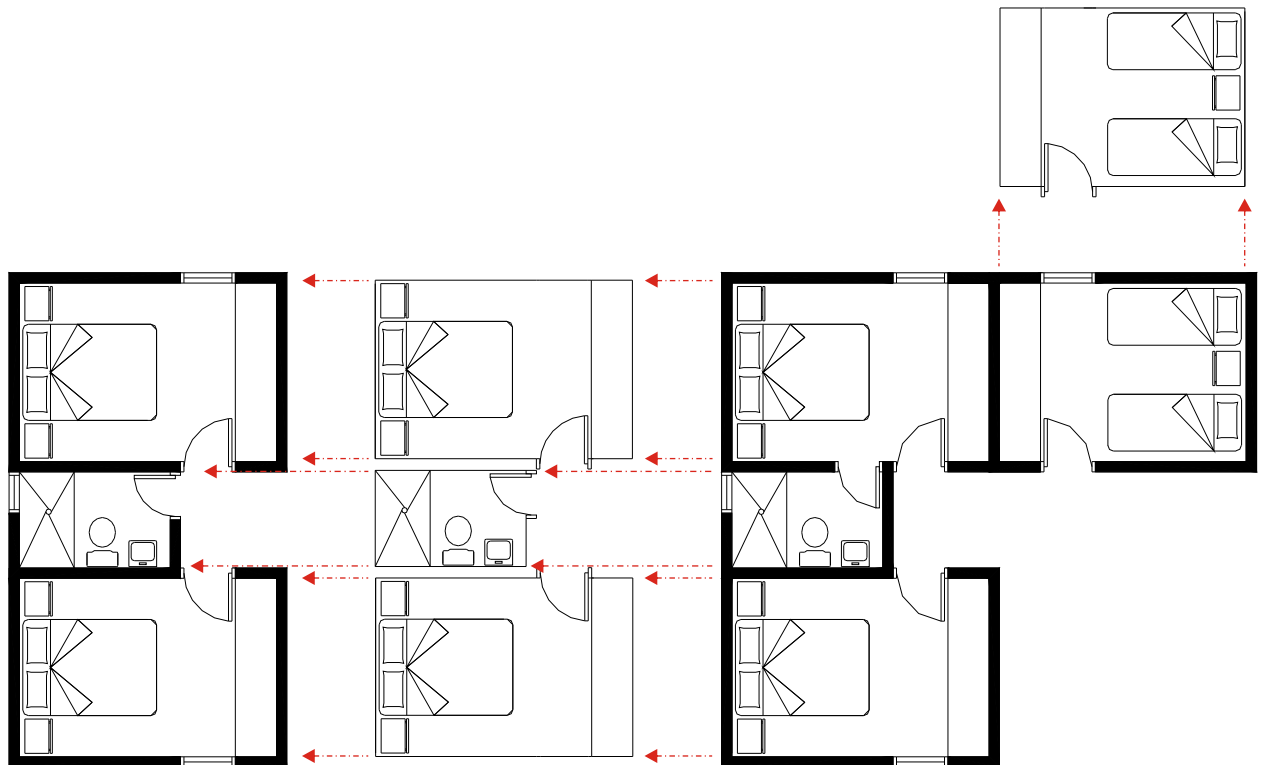


En edificios los tramos de escaleras no deberán tener mas de 15 escalones continuos sin descanso.





Integración de áreas humanamente aceptables de dormitorios y baños, separados por el espesor de las paredes.



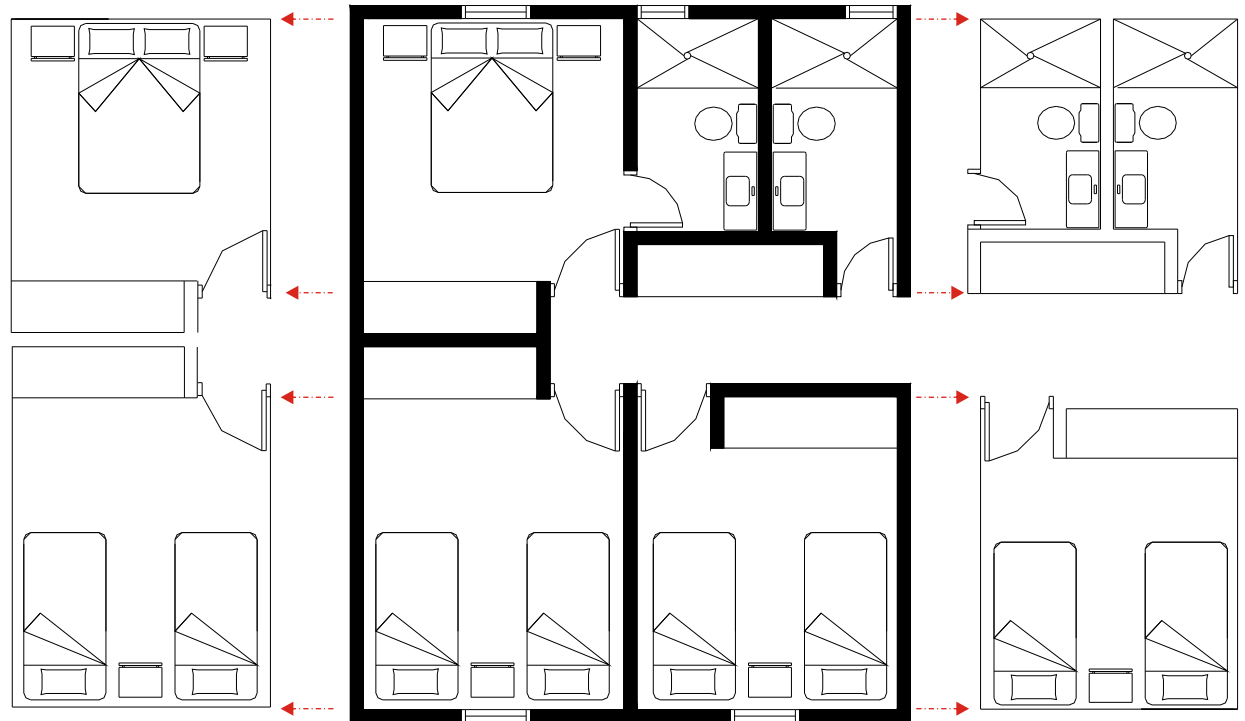
1.- Rotando las áreas de los dormitorios y dejando fijo el sanitario.

2.- Integrando el sanitario al dormitorio.

3.- Incorporando otra área de sanitario.

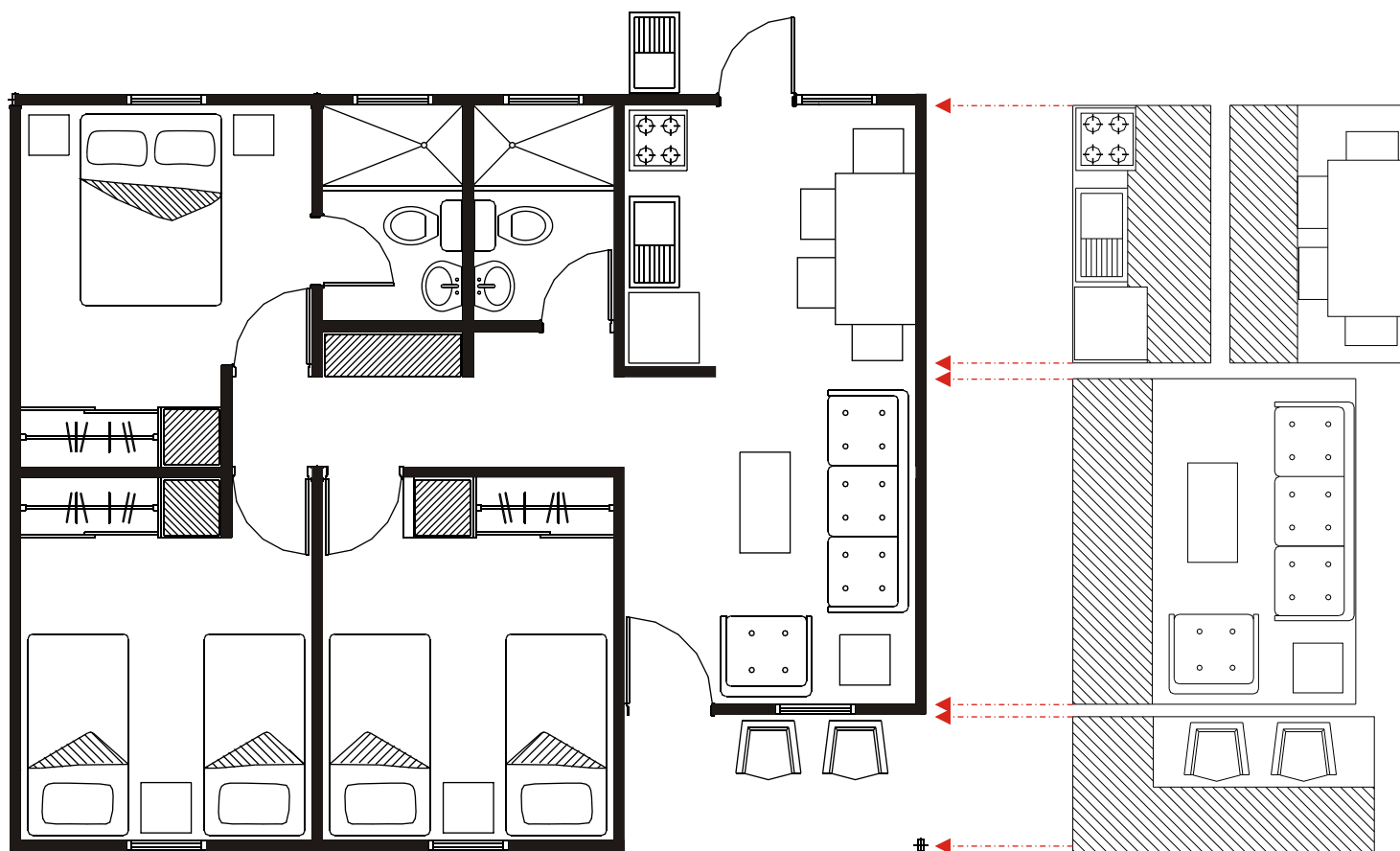


Integración de áreas humanamente aceptables de dormitorios y sanitarios separados por el espesor de las paredes.



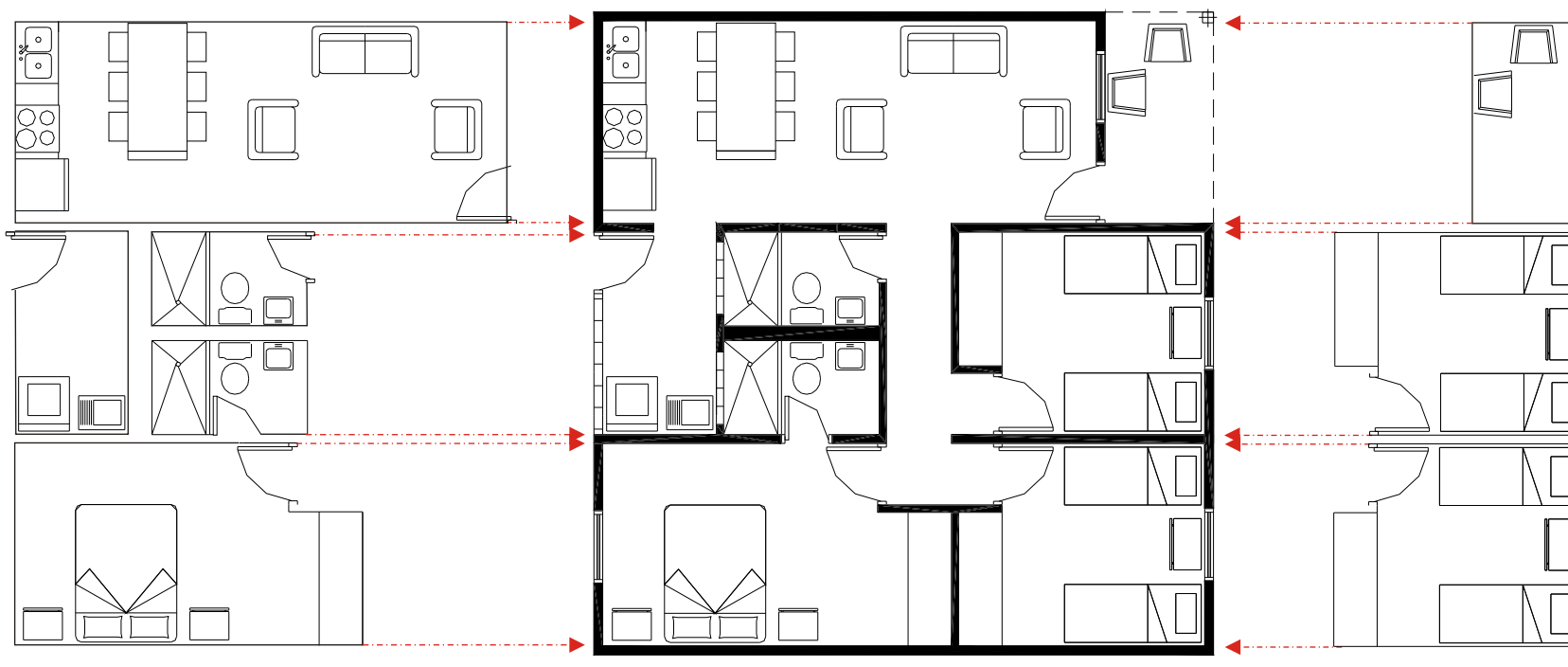
Análisis teórico del probable proceso de
integración de áreas de la vivienda rural 2000-
01-02.

En un área $7,4 \times 9,00 = 66,66 \text{ m}^2$.

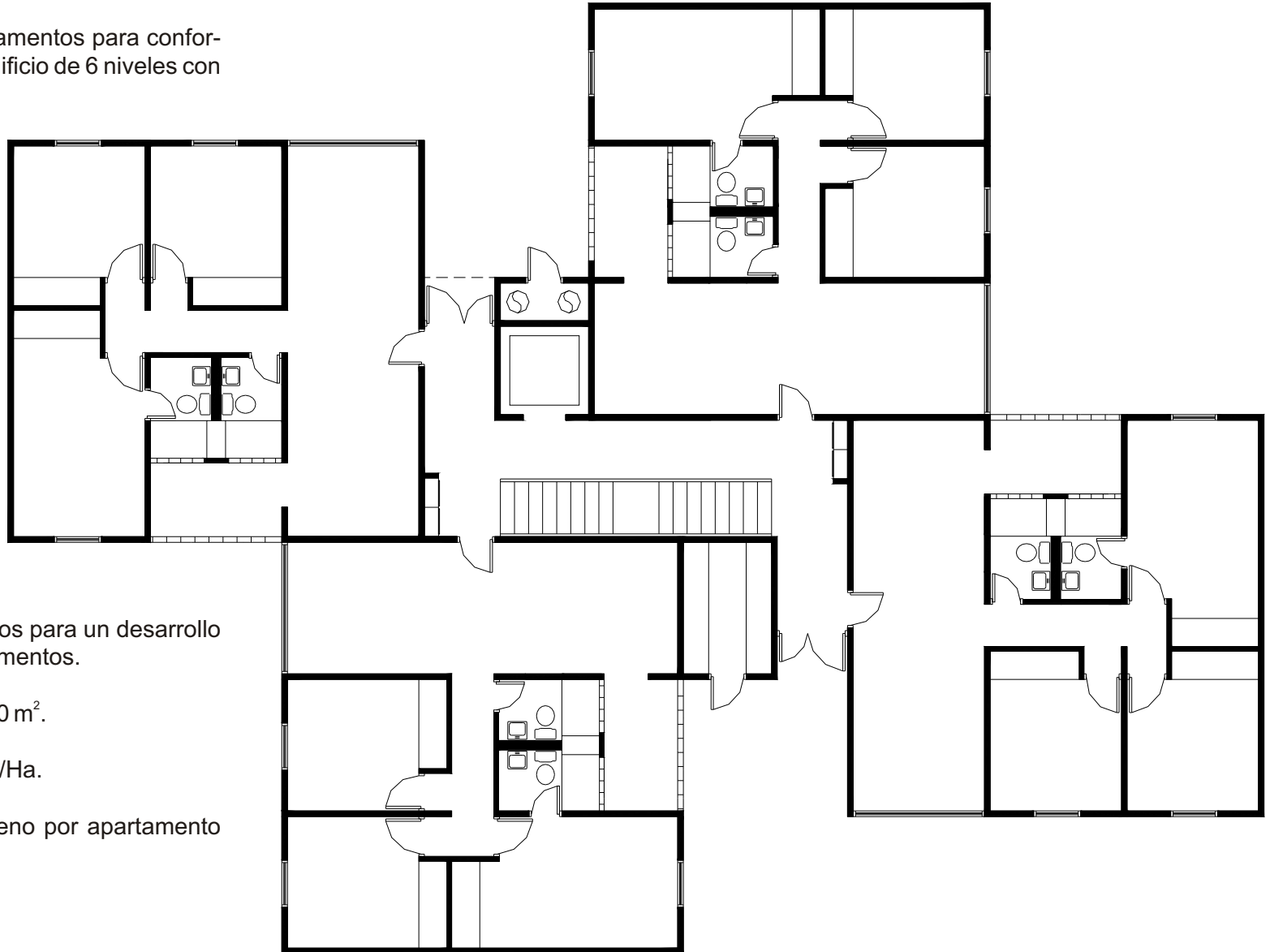


Integrando las mismas áreas con un área de lavadero.

Para una solución de 74 m².



Integración de 4 apartamentos para conformar la planta tipo de un edificio de 6 niveles con ascensor.



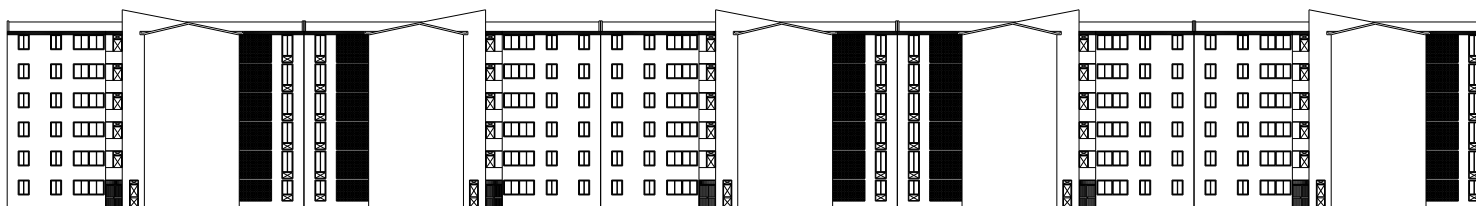
Integración de 5 edificios para un desarrollo de conjunto de 120 apartamentos.

Área de la parcela 7.820 m².

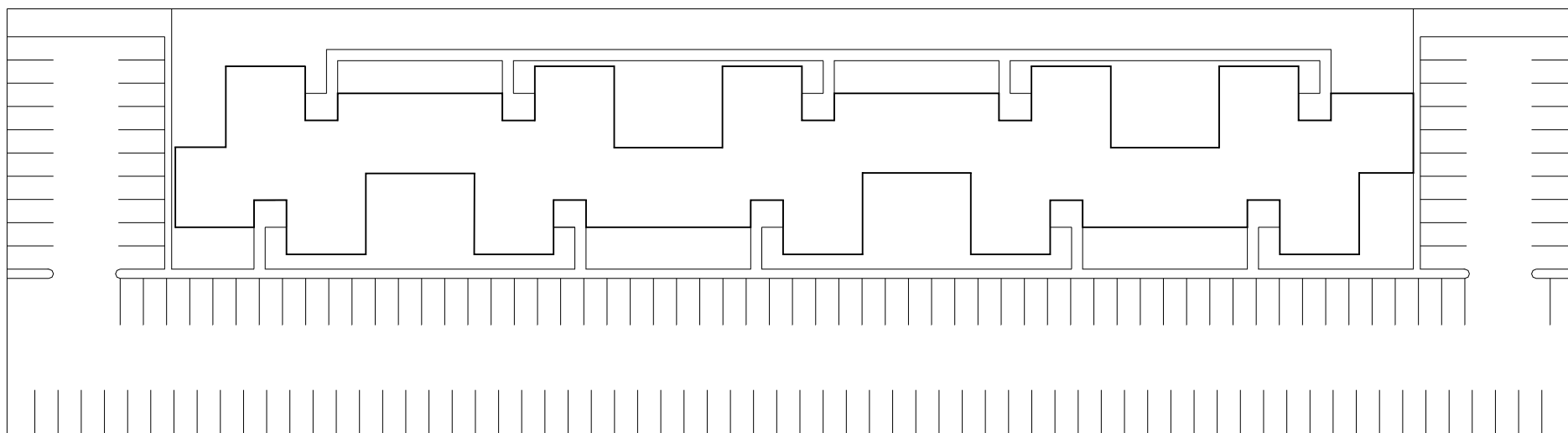
Densidad neta 767 hab/Ha.

Índice de área de terreno por apartamento 65m².

Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.
Integración de Áreas.



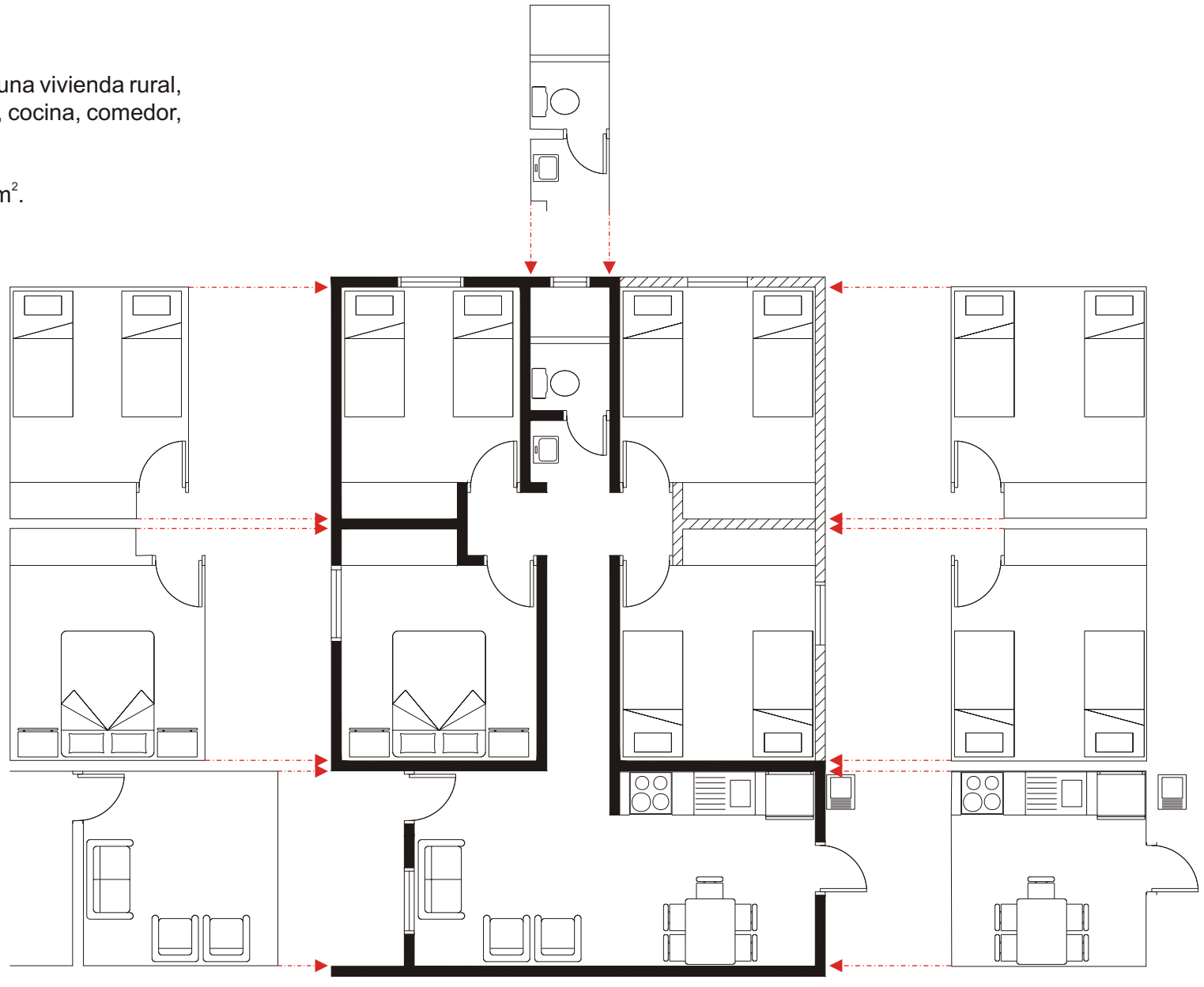
Fachada.



Planta Conjunto.

Integración de áreas para una vivienda rural,
con 4 dormitorios, 1 sanitario, cocina, comedor,
lavadero y estar.

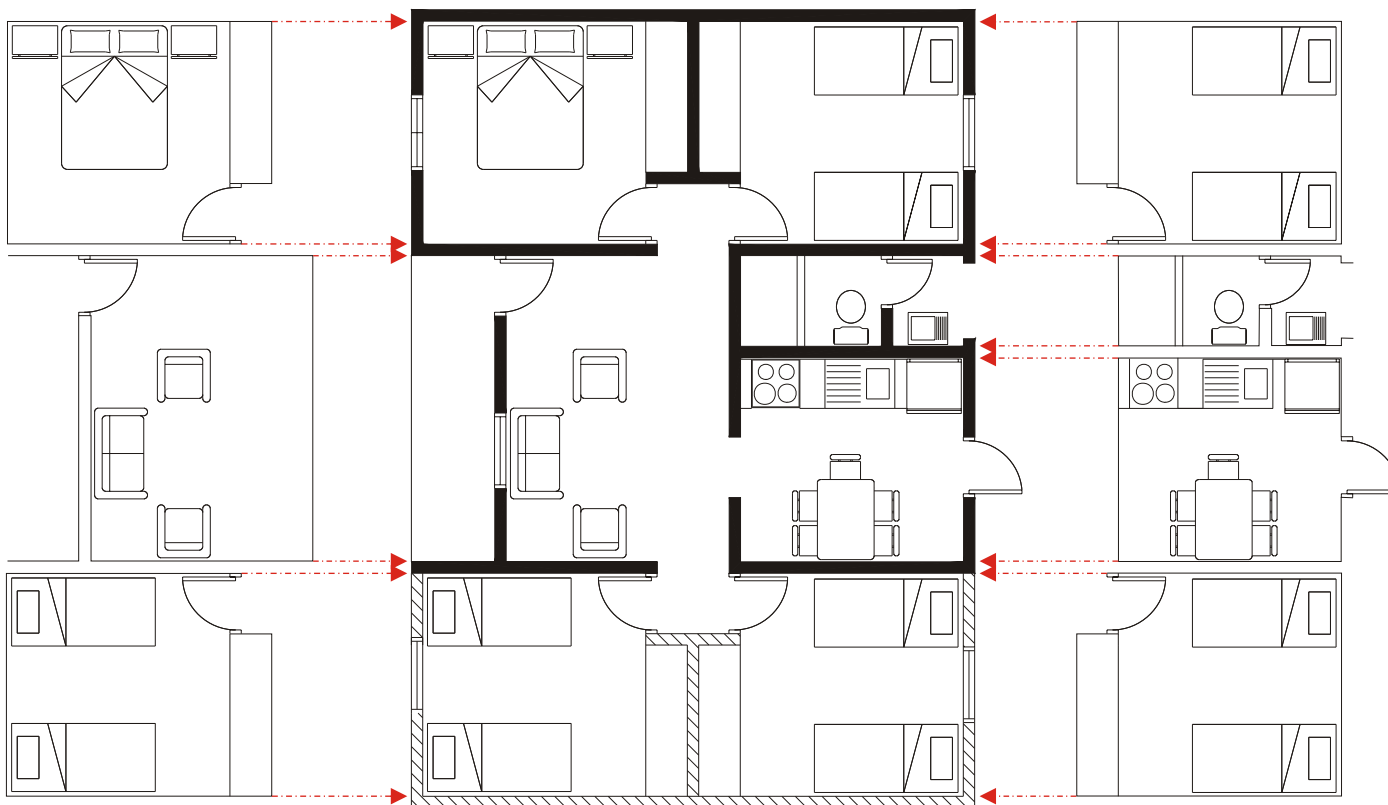
Área $7,45 \times 10,55 = 78,60 \text{ m}^2$.



Áreas Mínimas Humanamente Aceptables.
Integración de Áreas.

Integración de las áreas de cocina, comedor, estar y sanitario, con 2 dormitorios.

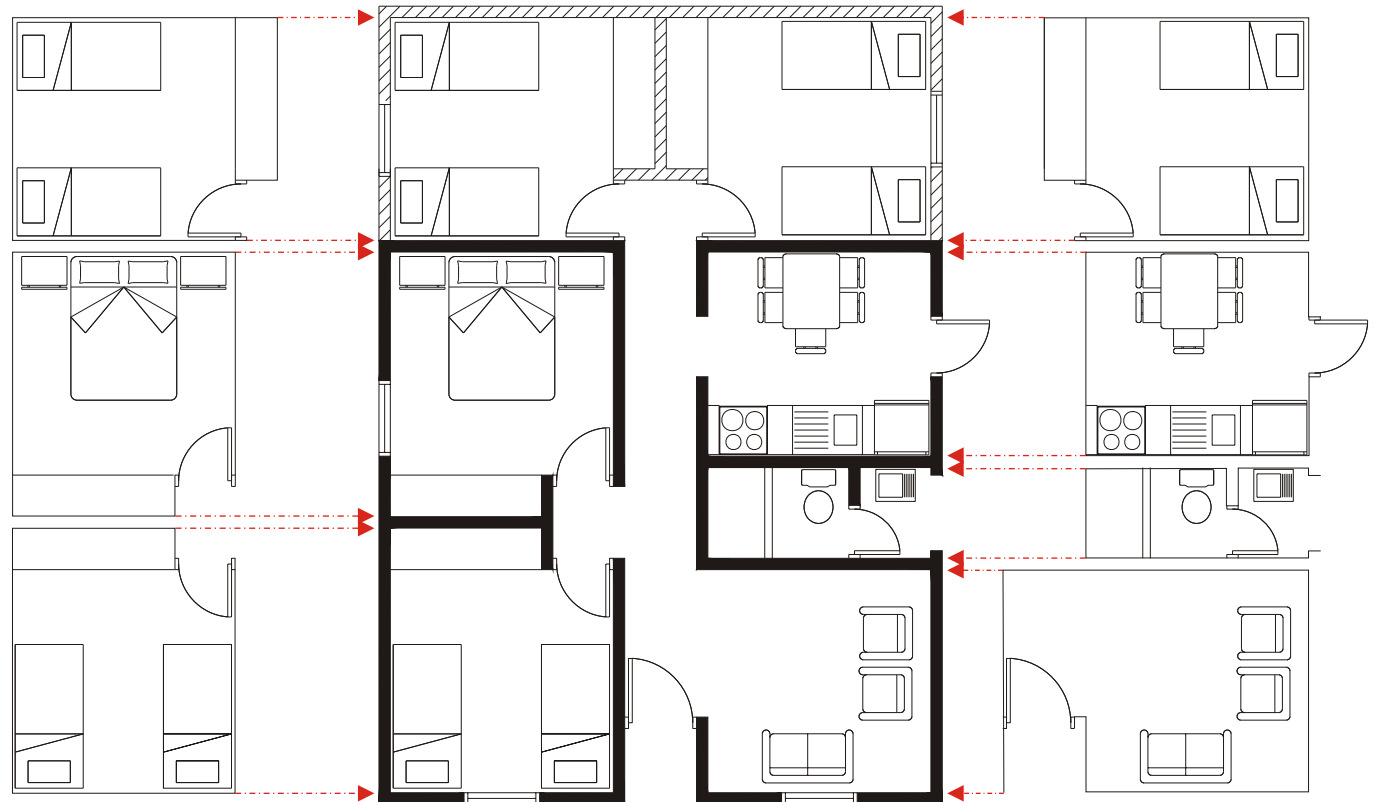
Tenemos una vivienda básica de 2 dormitorios que puede crecer a 4 agregándole otra área igual de 2 dormitorios.



Jugando con las mismas áreas de 2 dormitorios, cocina, comedor, sanitario y estar.

Previendo los problemas de agua del medio rural, el sanitario tiene acceso desde afuera.

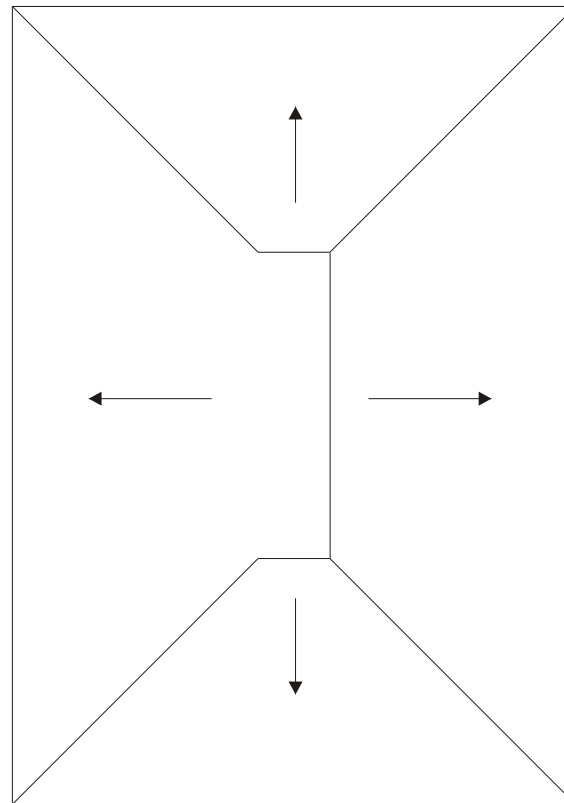
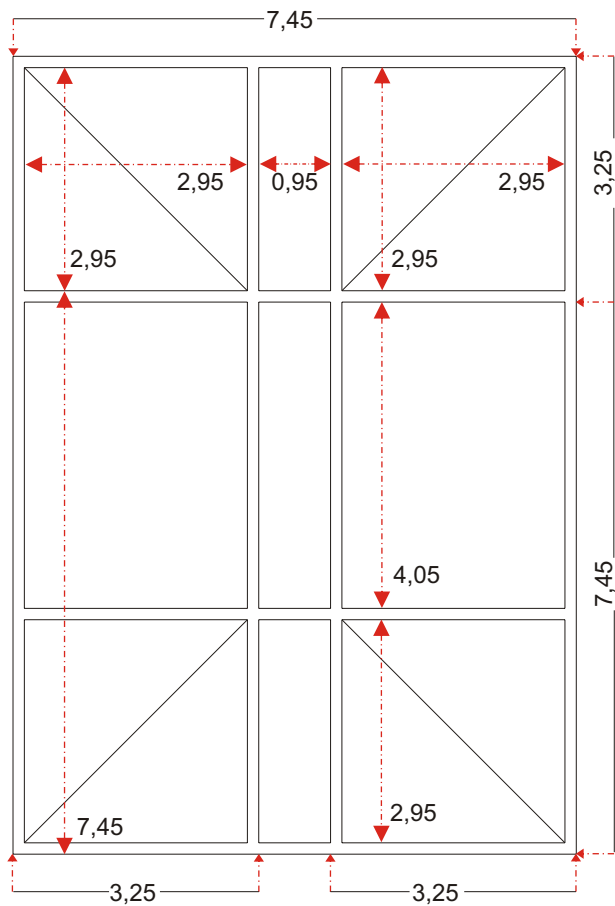
El lavamanos se sustituyó por la batea exterior.



Todos los diseños han partido de las mismas áreas de: dormitorio, cocina, comedor, sanitario y estar.

Esto nos permite definir el sistema estructural y los techos con mucha facilidad.

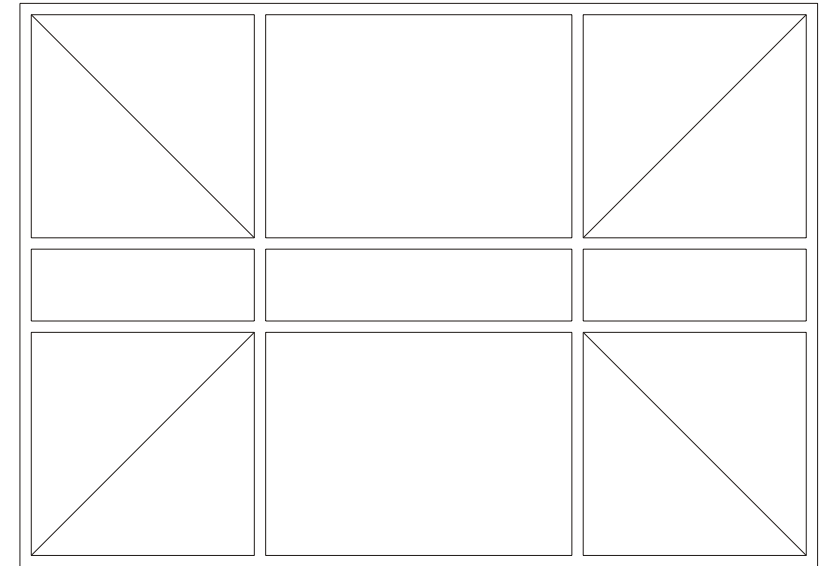
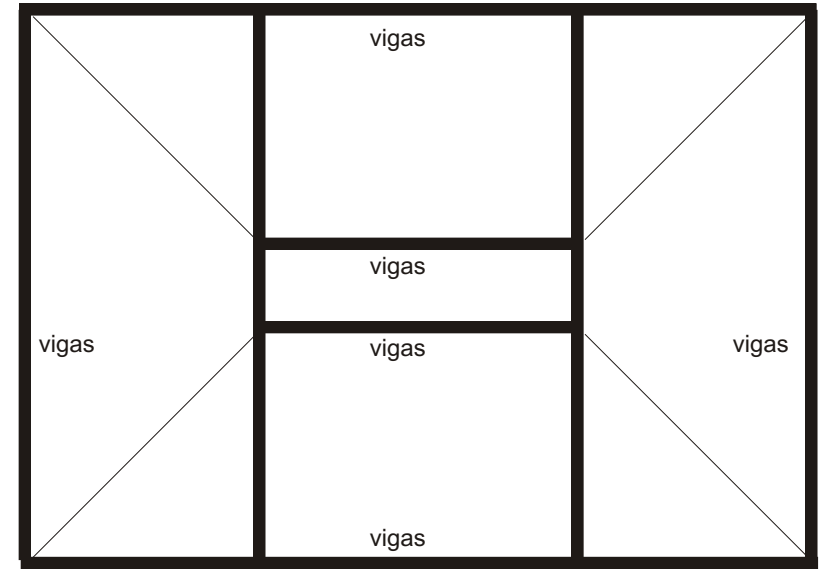
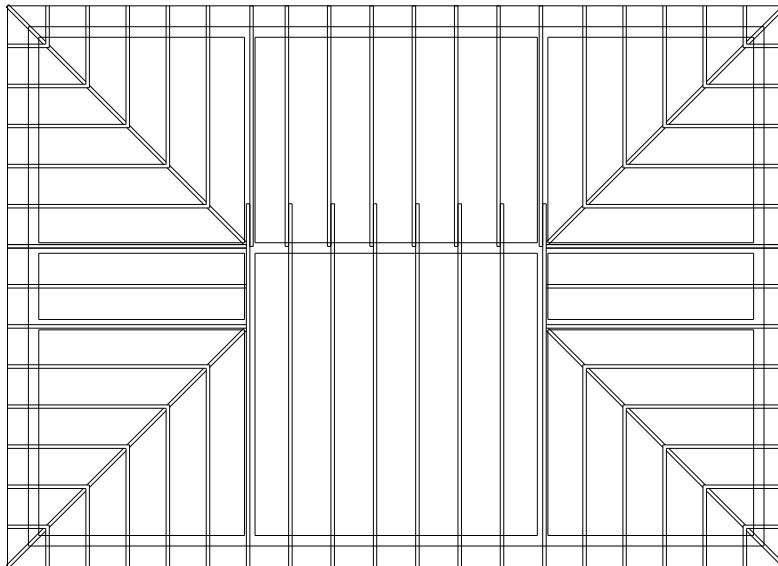
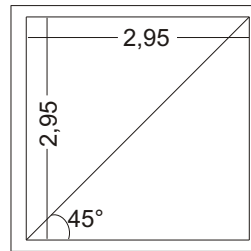
Se logran tres soluciones bajo el mismo techo.

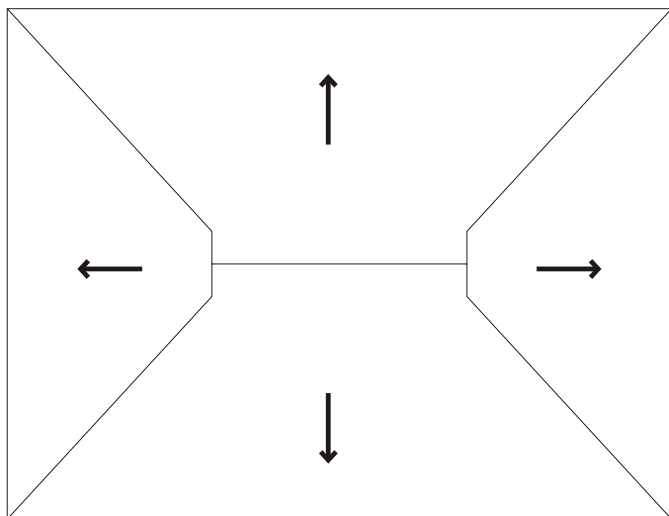


Al integrar y agrupar áreas se crea una retícula que nos facilita el trabajo de distribución de una vivienda.

Las retículas se logran con las medidas que más se repiten, y nos definen la estructura de la vivienda; columnas, vigas y losas.

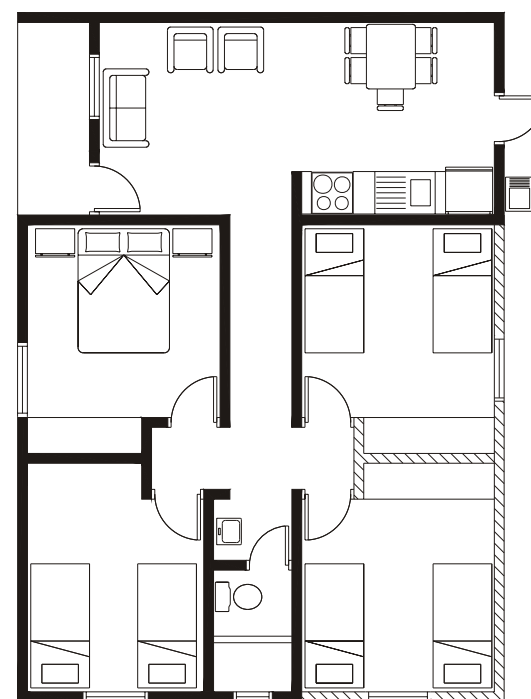
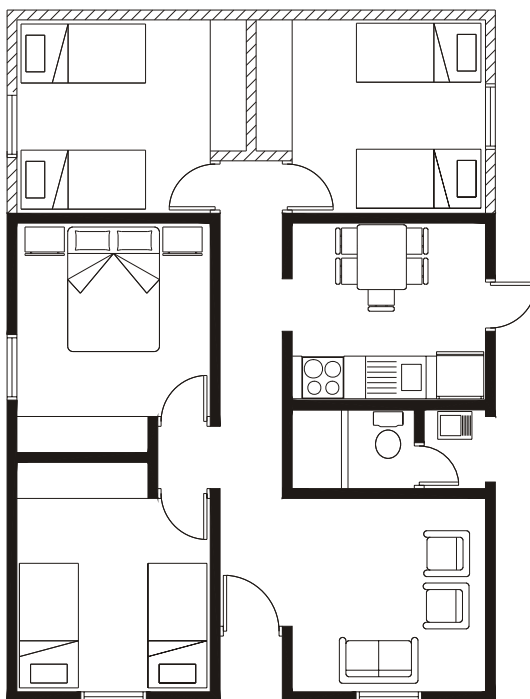
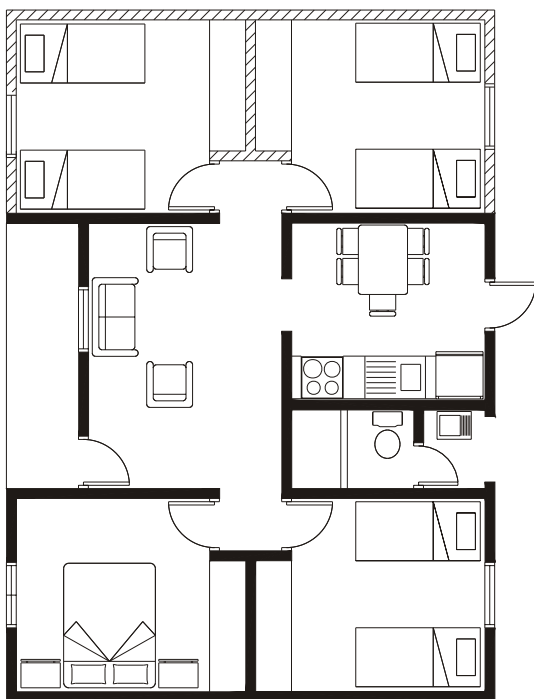
Distribuir una vivienda es un juego de combinaciones e integración, los valores reticulares de las esquinas (2,95 x 2,95) nos permiten el diseño de la casa con techo a 4 aguas.





Tres soluciones con la misma retícula y techo de 4 aguas.

Viviendas que crecen a partir de la solución básica de 2 dormitorios.

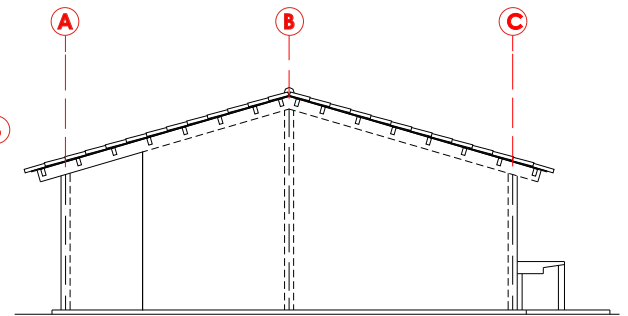
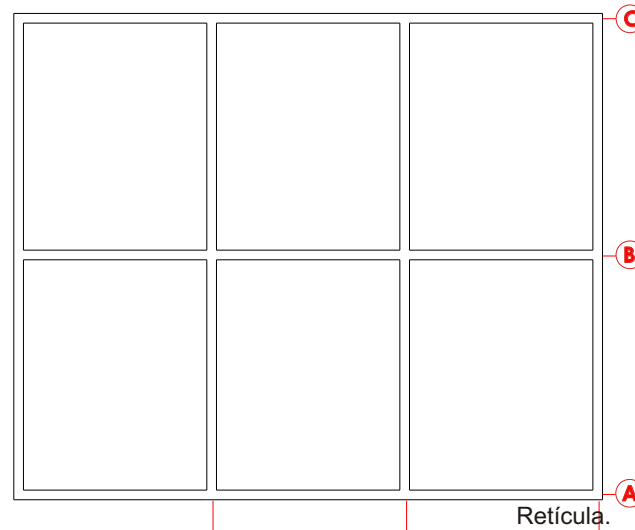


Retícula Habitable. Vivienda rural 2002-01-02.

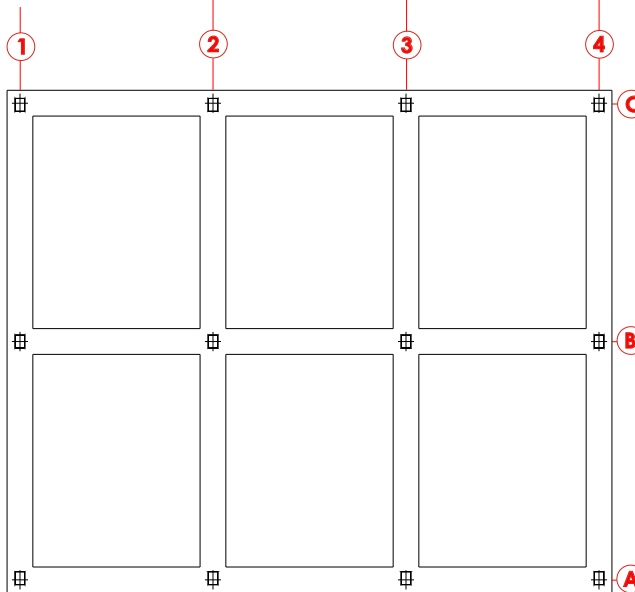
Retícula estructural reflejada en el corte con columnas en los ejes A, B, C.

Retícula estructural, vigas de riostra y columnas.

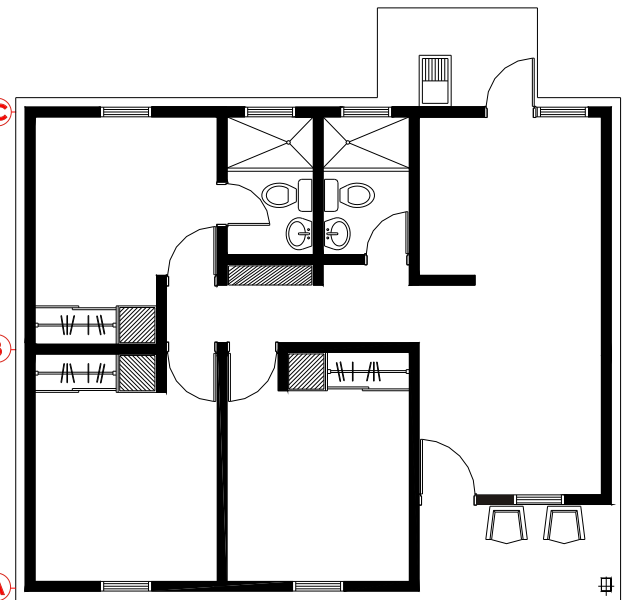
Planta arquitectura.



Corte.

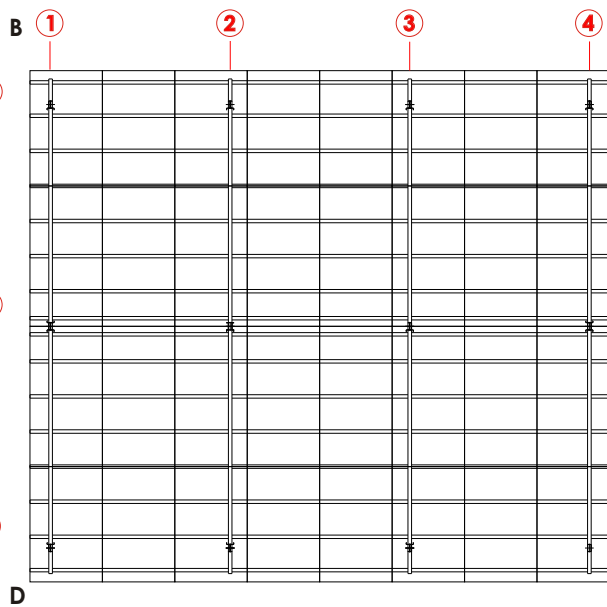
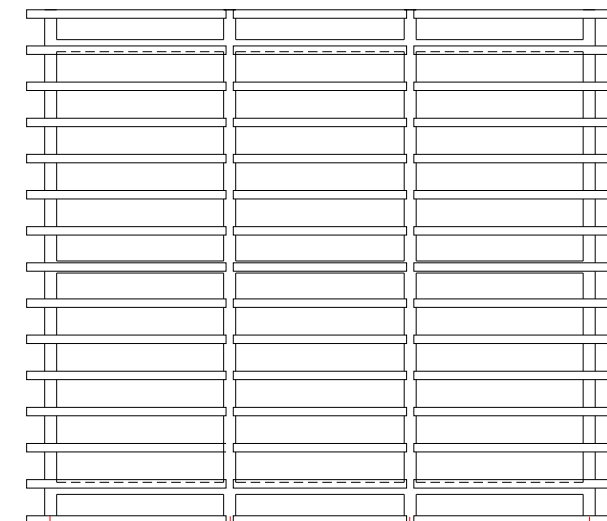
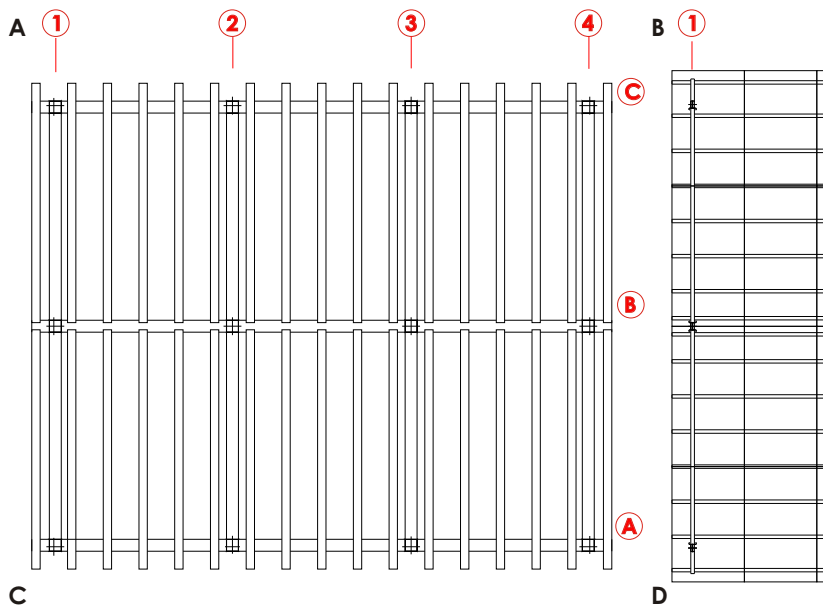
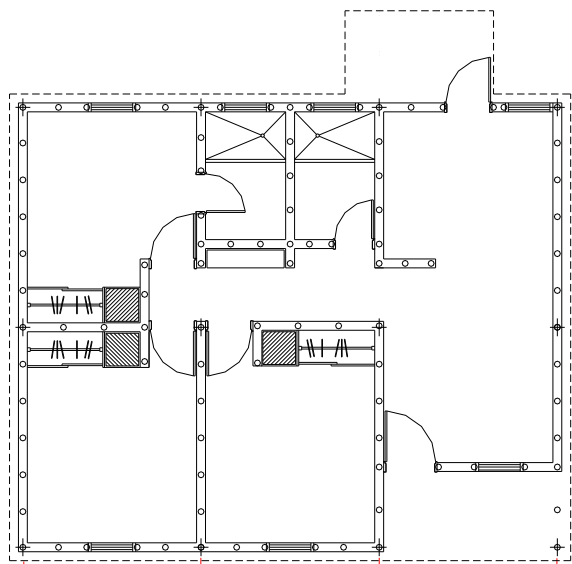


Retícula Estructural.



Planta Arquitectura.

Retículas Habitables.
Retícula Estructural.



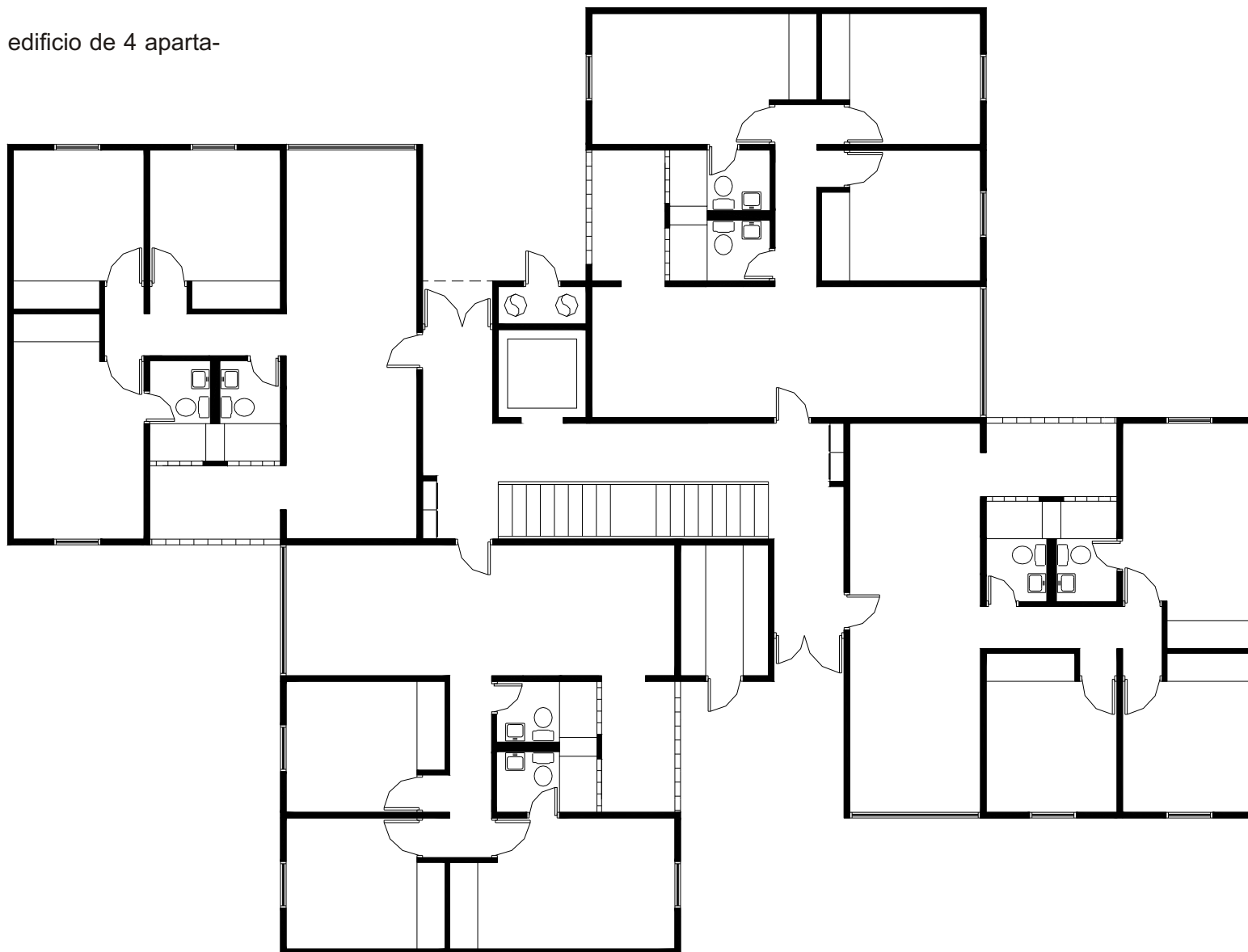
A.-Retícula aplicada a la distribución de los horcones para construir la casa rural 2002-01-02 con bahareque.

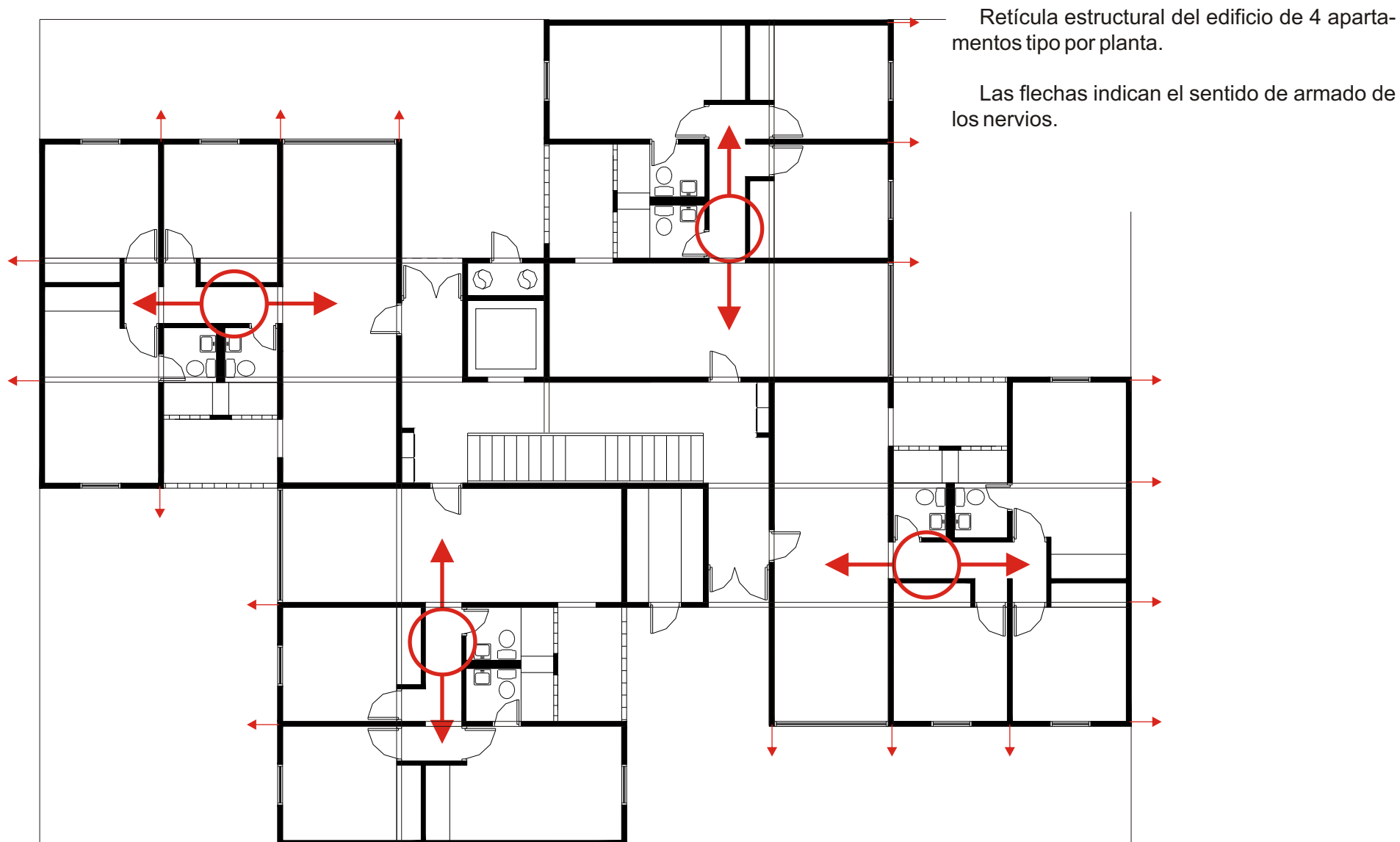
B.- Retícula estructural techo con vigas de carga en los ejes 1, 2, 3, 4 de amarre en los eje A, B, C y los nervios prefabricados de concreto apoyados en 1,2; 2,3; 3,4.

C.-Retícula estructural techo, con vigas de carga en los ejes A, B, C y de amarre en los ejes 1, 2, 3 y 4, los nervios prefabricados apoyados en las vigas BC y AB.

D.- Retícula estructura metálica con pórticos en los ejes 1, 2, 3 y 4 correas en el sentido 1, 4.

Redícula de diseño del edificio de 4 aparta-
mentos tipo por planta.

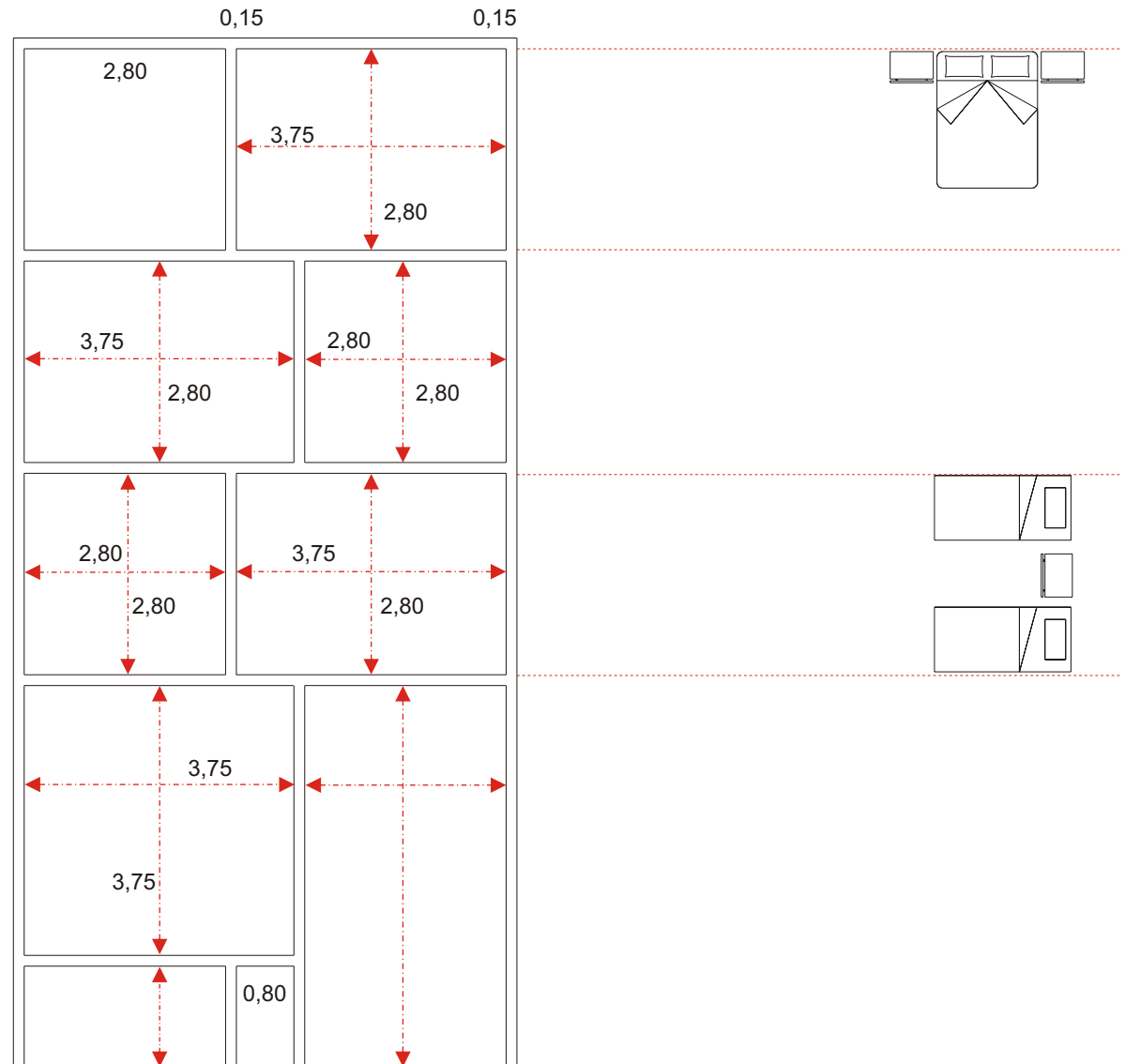




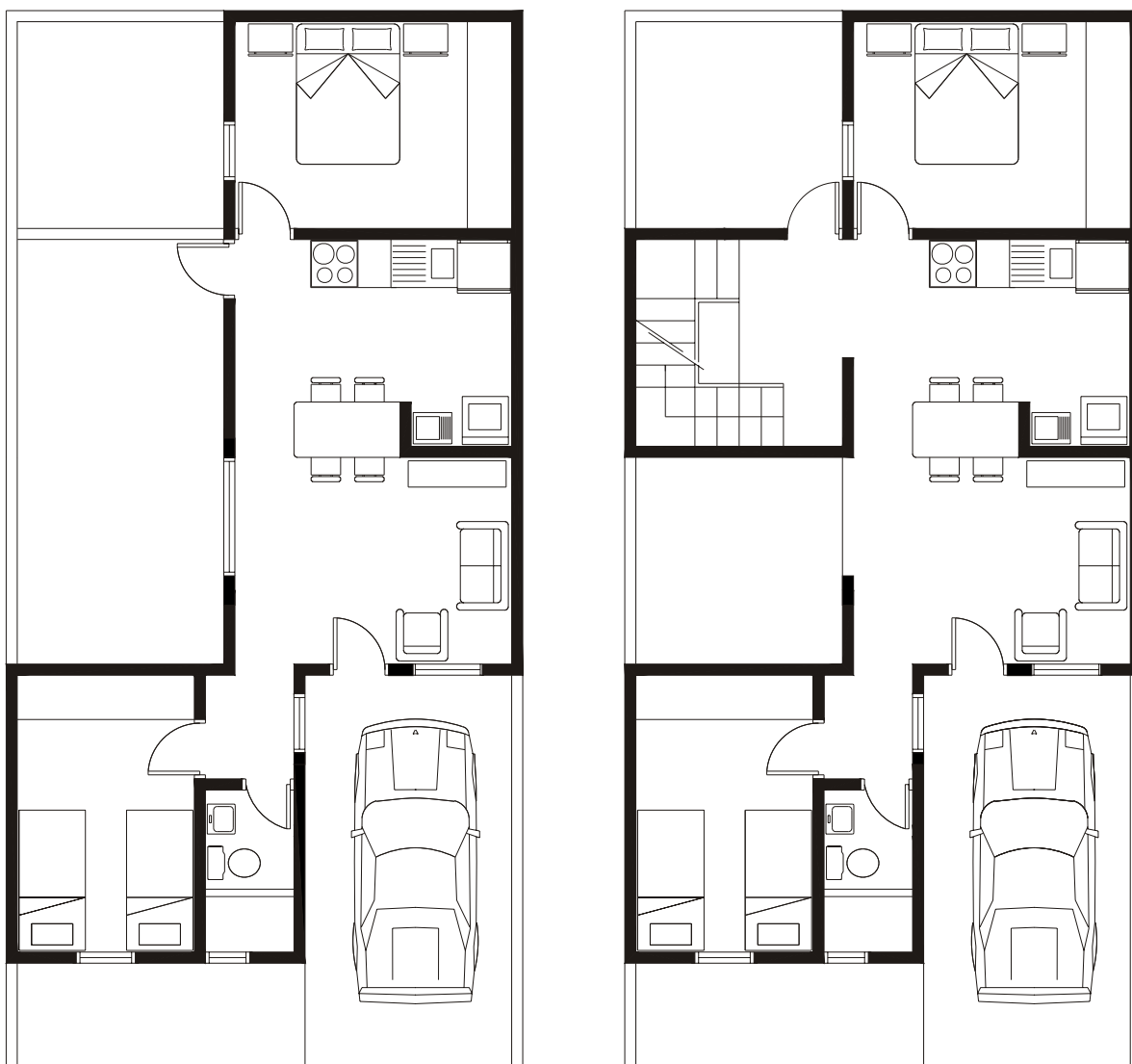
Las retículas habitables, facilitan el trabajo, cuando se proyectan viviendas de crecimiento progresivo.

Nos permite definir el sistema estructural al coincidir vigas, losas y columnas con la retícula.

Por ser una retícula habitable nunca se presentara el caso de columnas y vigas fraccionando los ambientes.



Retículas Habitables. Parcela de 7,00 x 14,00.



En el Instituto Nacional de la vivienda sus desarrollos se estaban diseñando con parcelas de 7 x 14 m. (98m²) por vivienda. Trabajaban bajo el concepto de densidades medias en baja altura, para 250 habitantes por hectárea incluyendo el equipamiento urbano, o sea 50 viviendas por hectárea.

Si analizamos la parcela de 98m² mediante una retícula de diseño basada en el módulo de dormitorio (2,80 x 3,60) y (0,15) para el espesor de las paredes como intermódulos.

Los valores que mas se repiten (2,80 x 2,80) (0,80 x 2,80) (2,80 x 3,75) (3,75 x 3,75) como parte del módulo dormitorio; la retícula es habitable.

Planta alta área = 54,00 m².

Planta índice losas de entre piso.

Vigas de cargas ejes A, B, C, D, E.

Vigas de amarres ejes 1, 2, 3, 4.

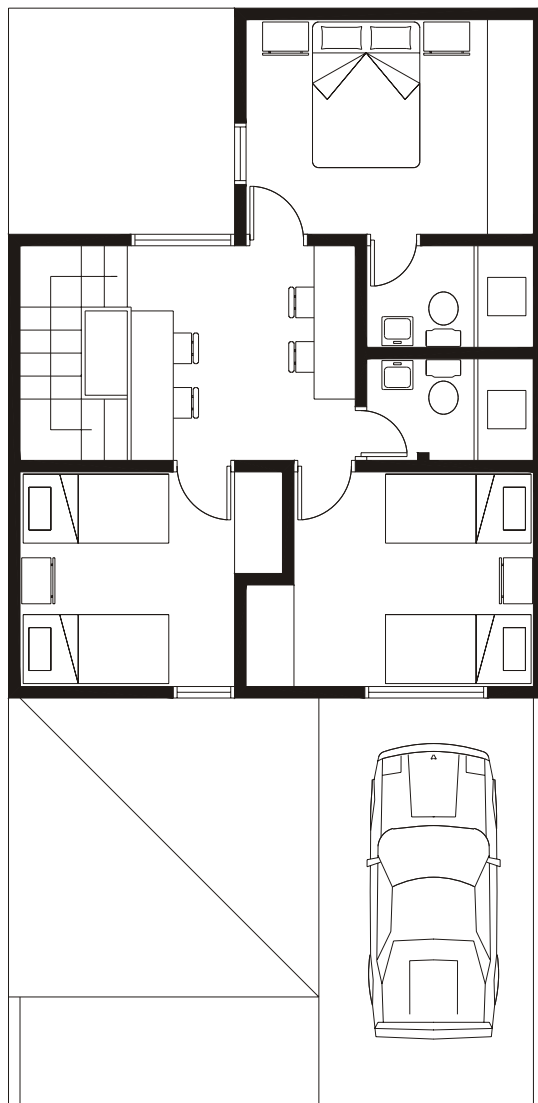
Losas apoyadas:

Losa 1 en A y B.

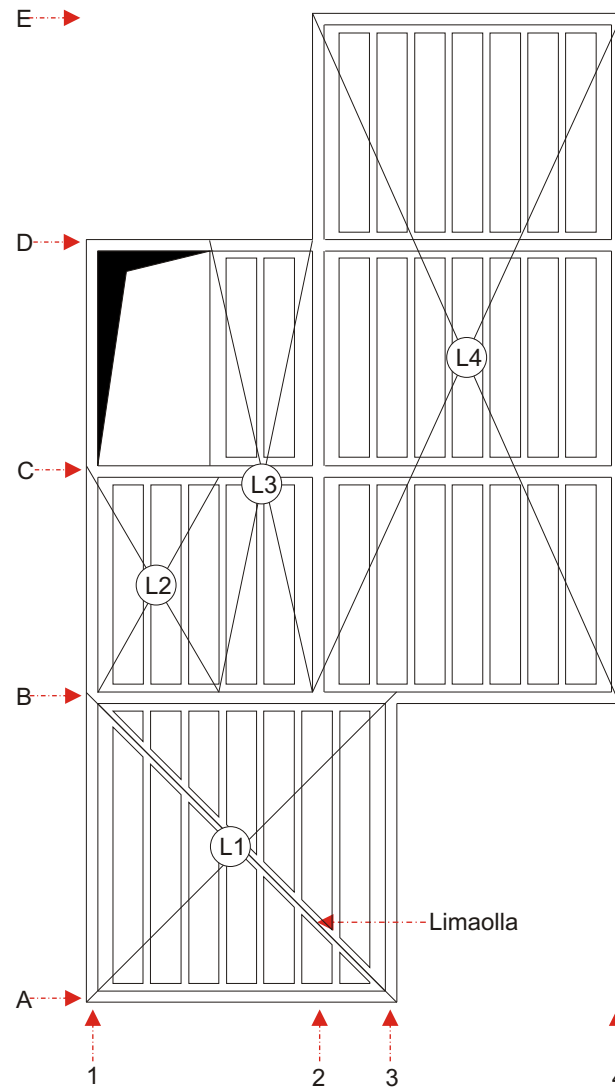
Losa 2 en B, C.

Losa 3 en B, C, D.

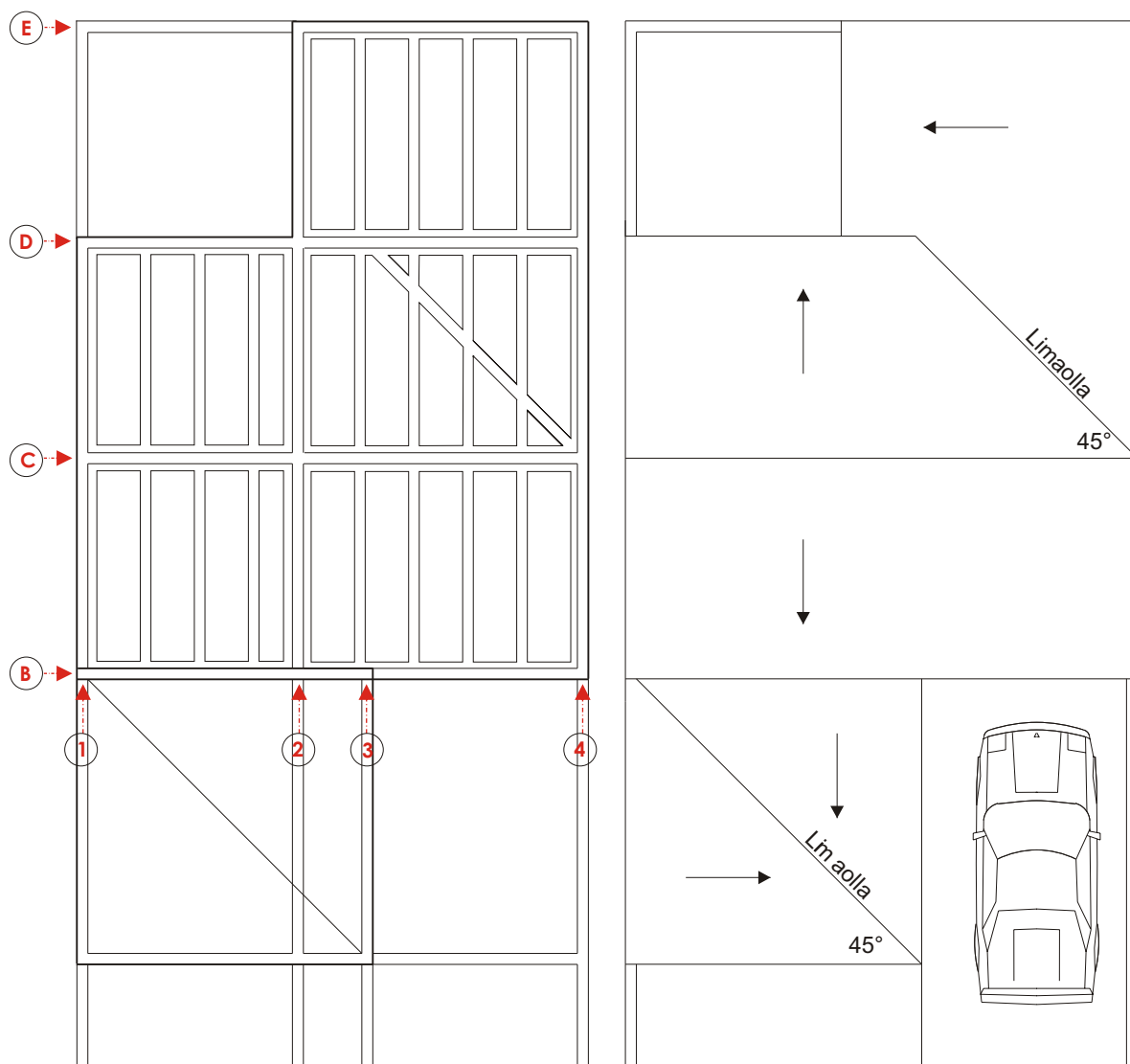
Losa 4 en B, C, D, E.



Planta Alta.



Índice Losa de Entrepiso.



Indice Losa de Techo.

Planta Techo.

Planta indice de losas de techo. Vigas de carga ejes B, C, D, E; Vigas de amarre ejes 1, 2, 3, 4.

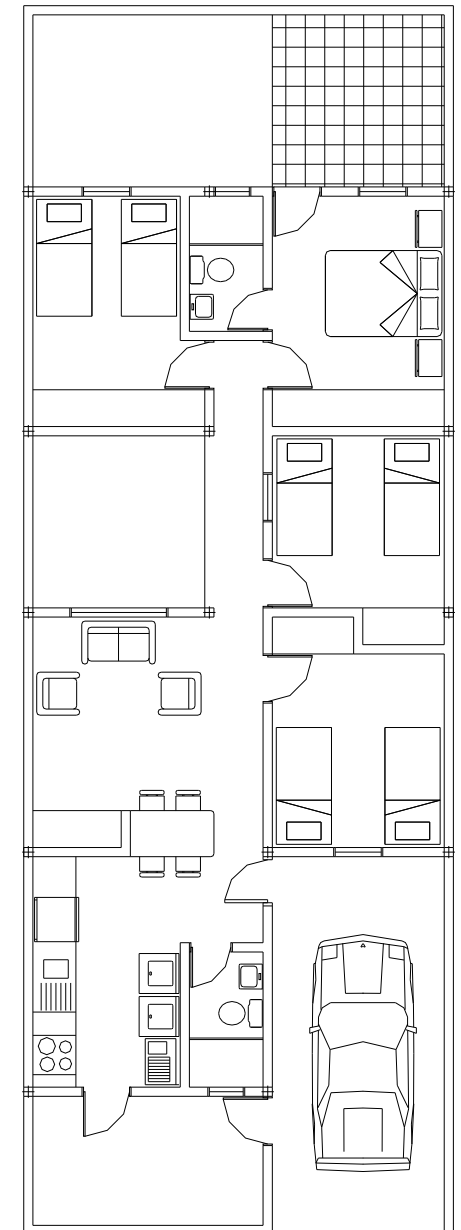
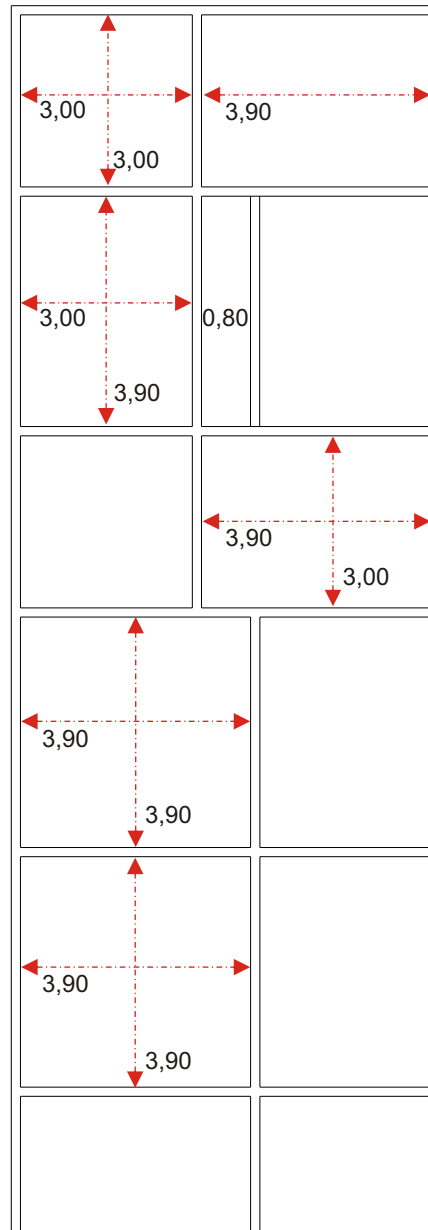
Los módulos de la retícula de (2,80 x 2,80) y (3,75 x 3,75), nos permite hacer quiebre a 45° en los techos.

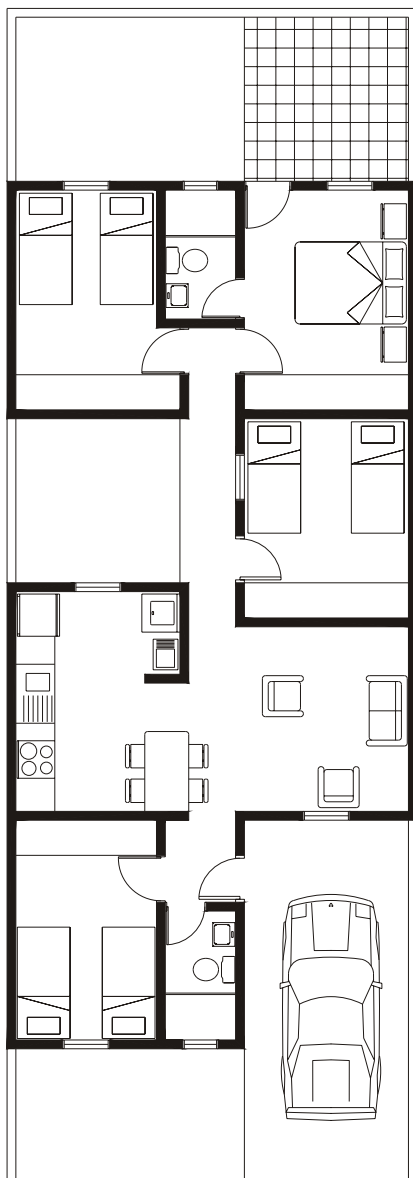
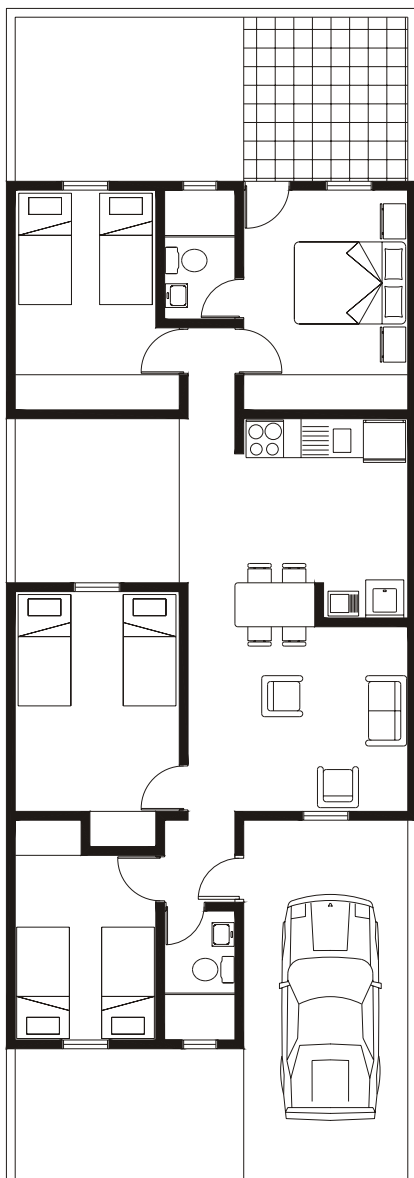
Aquí esta el secreto, cuando hay que drenar a patios internos.

Retículas Habitables. Parcela de 7,20 x 19,45.

Las retículas habitables facilitan la distribución de los ambientes.

Podemos variar la distribución de la vivienda sin modificar el área techada.

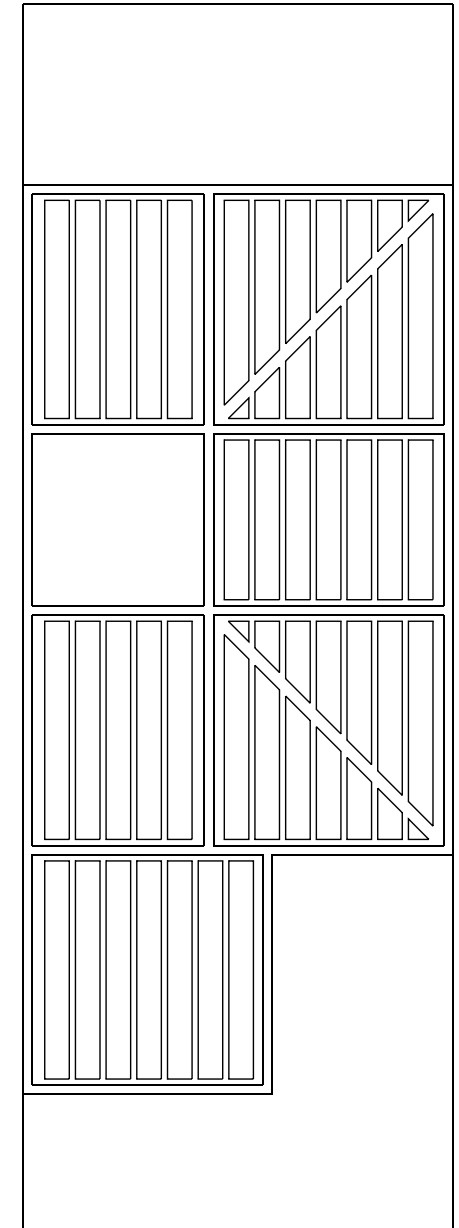
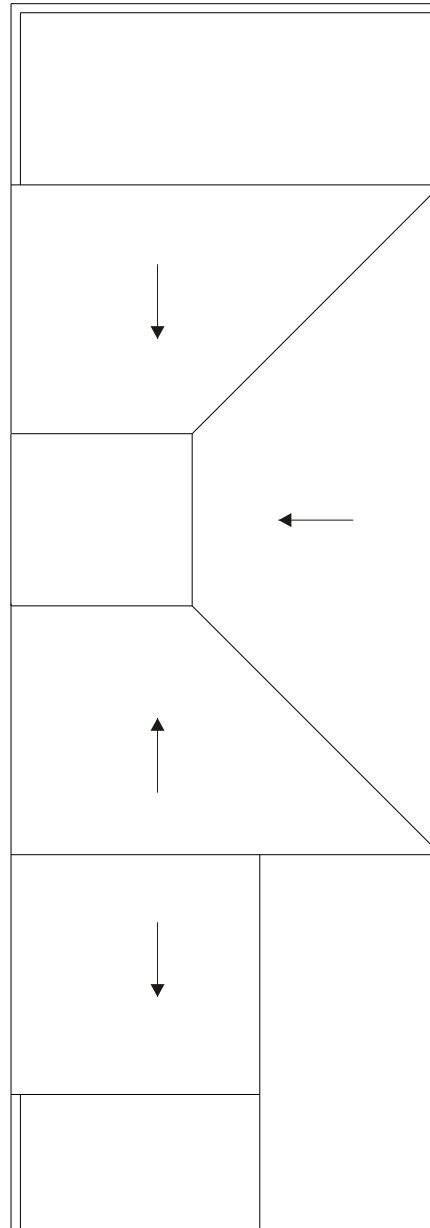


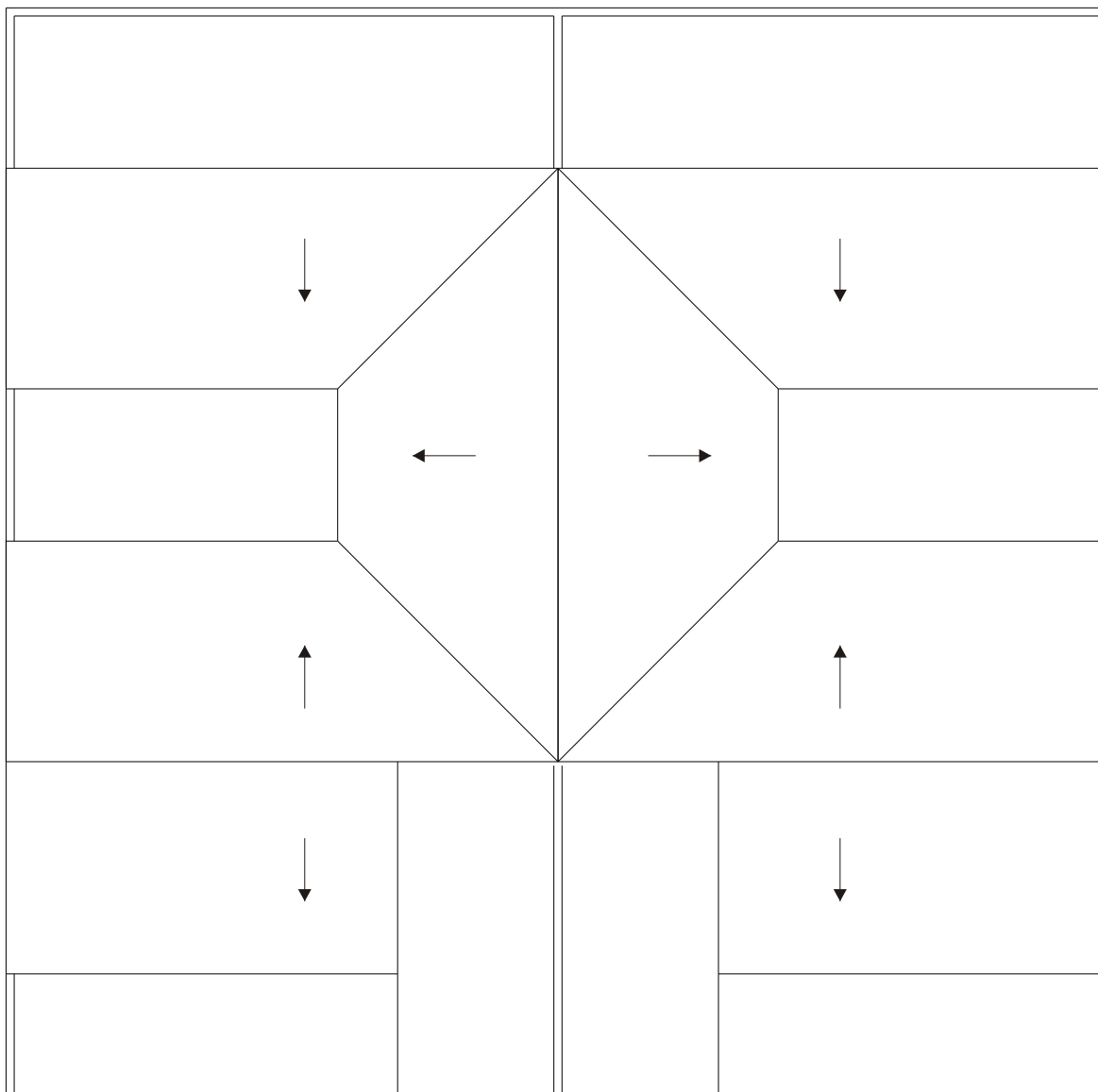


Tres soluciones bajo el mismo techo.

Viviendas que parten de una base de 54 m²
con dos dormitorios. Para crecer a 84 m² y
cuatro dormitorios

La retícula habitable, facilita la definición de la estructura, su adaptación a cualquier sistema de construcción y a definir la caída de los techos hacia los patios interiores de ventilación.

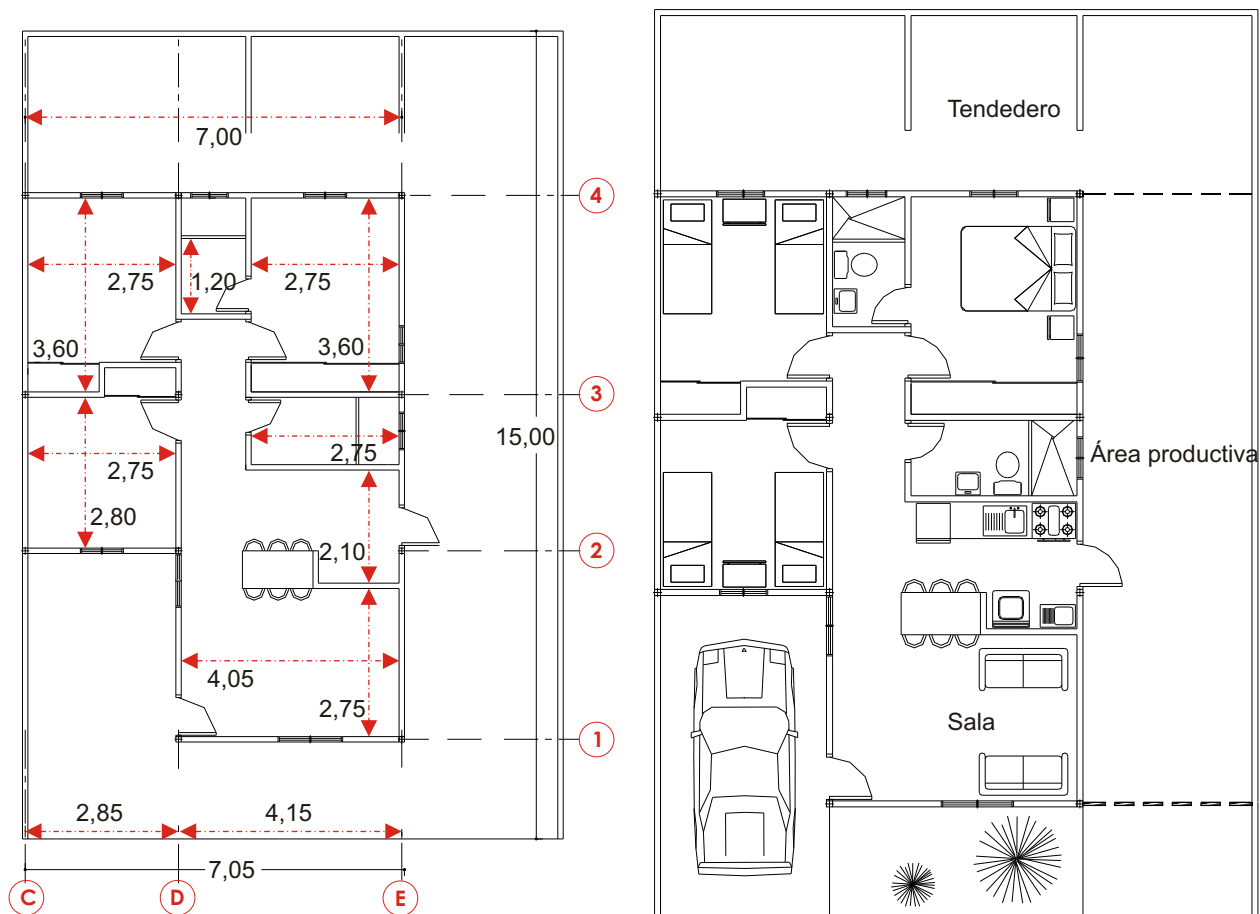


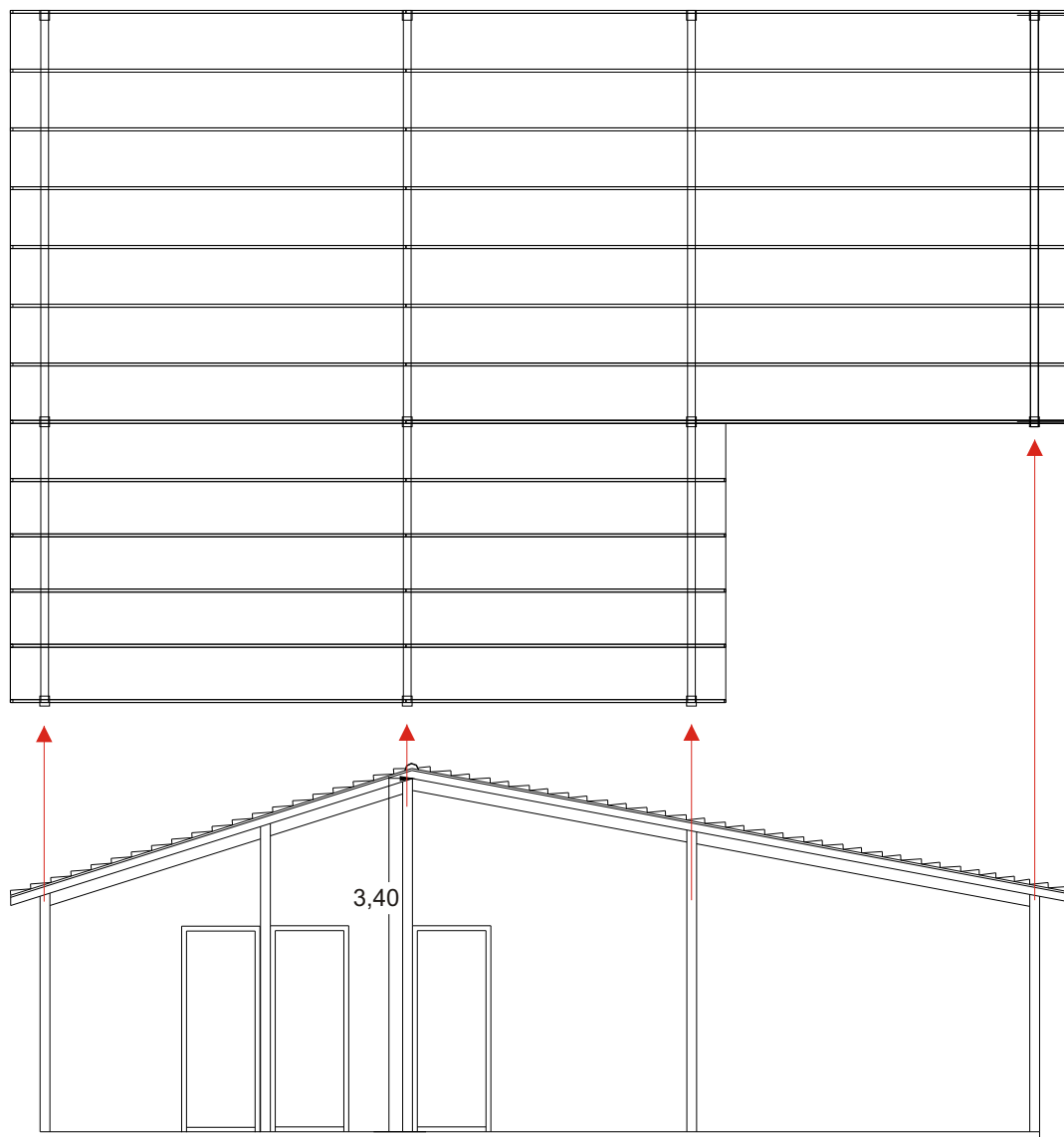


Los patios interiores de ventilación son soluciones que están presentes en toda nuestra arquitectura tradicional, los fuimos olvidando, hay que rescatarlos si queremos lograr soluciones de viviendas bien ventiladas con la calidad de habitabilidad de la casa tradicional.

En parcelas con frente mayor podemos programar su crecimiento por integración de nuevos ambientes.

Vivienda de 62,00 m², lograda por integración de 3 dormitorios, 2 sanitarios, sala comedor y cocina, humanamente aceptable.

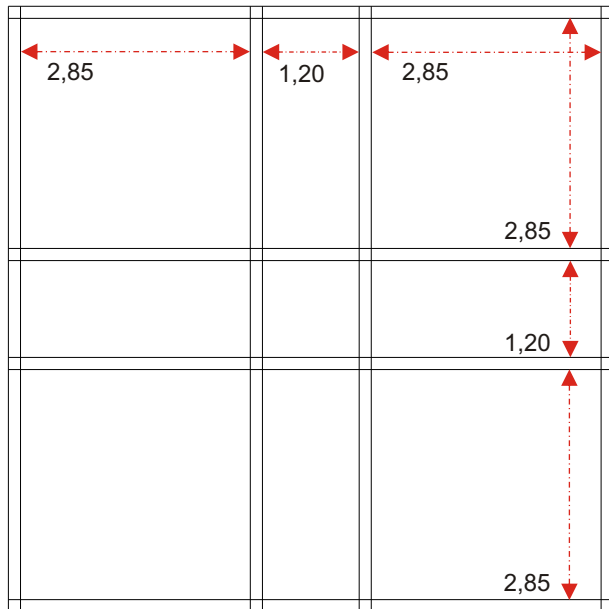




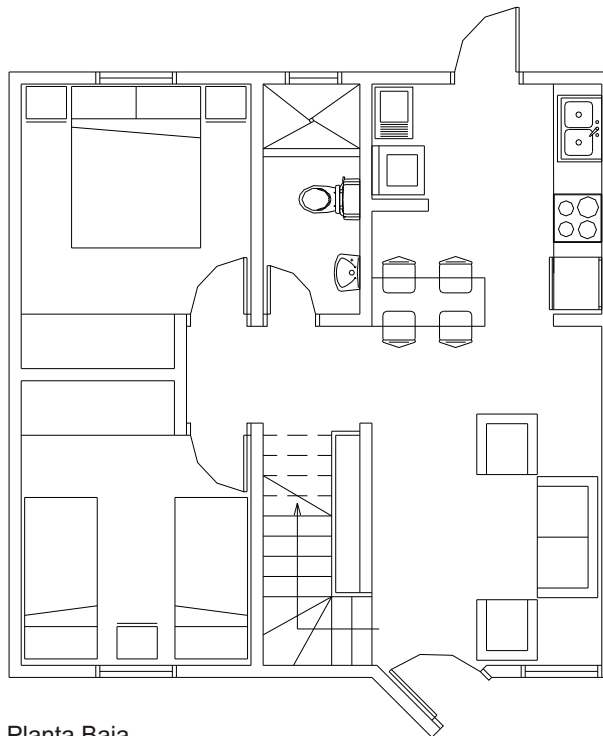
La planta reticular nos permitió definir el sistema constructivo, a base de perfiles estructurales, techo machihembrado y teja, su crecimiento con un área productiva, integrada a la vivienda.

Retícula estructural y habitable en un espacio de 7,50 x 7,50.

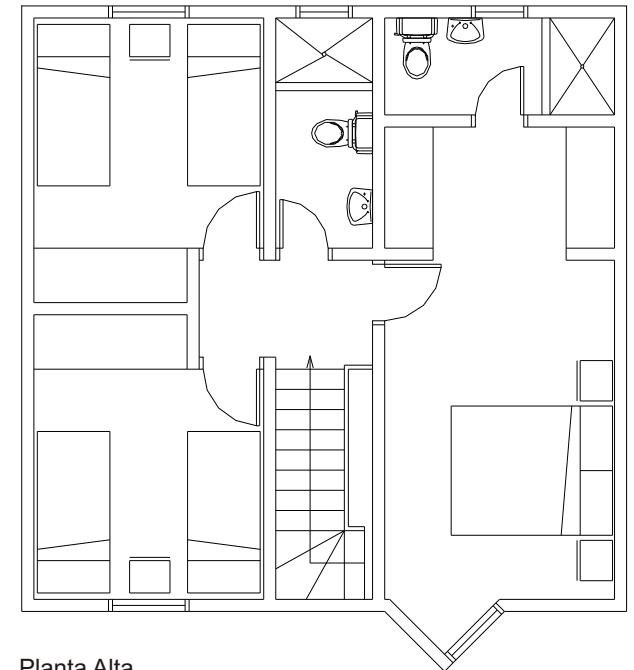
Se repiten sólo tres valores: 0,15, 1,20 y 2,85 con crecimiento a dos plantas.



Retícula Estructural.

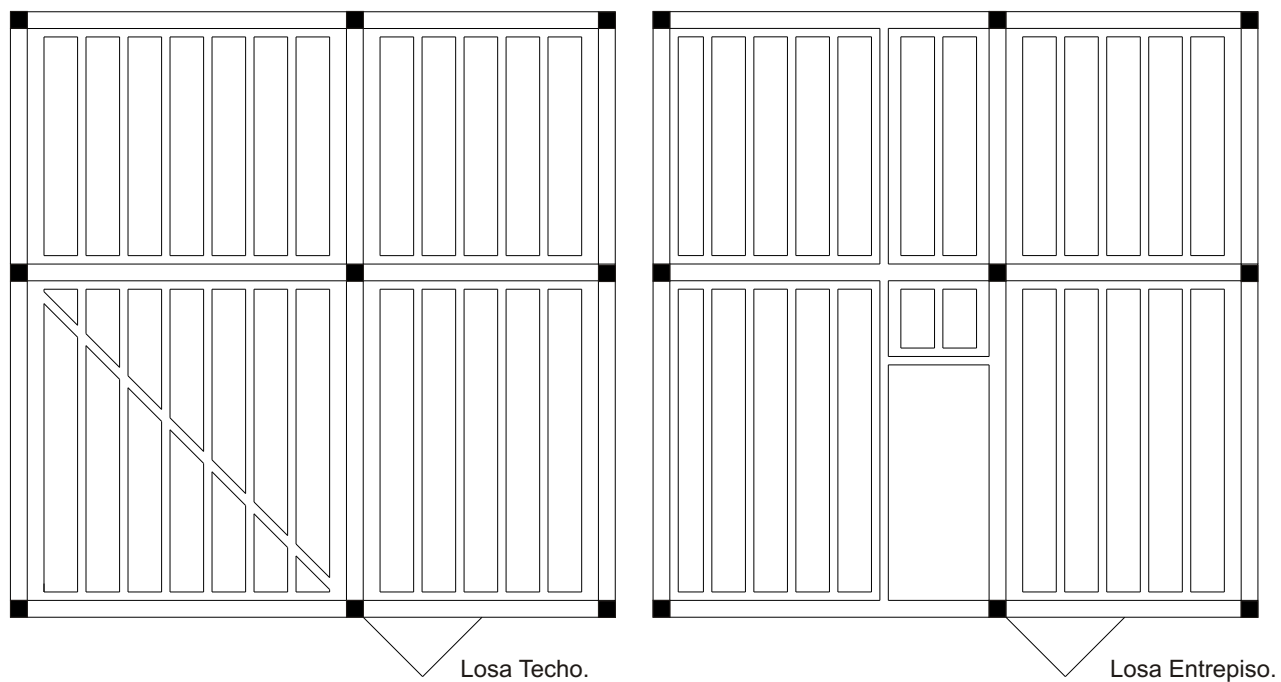


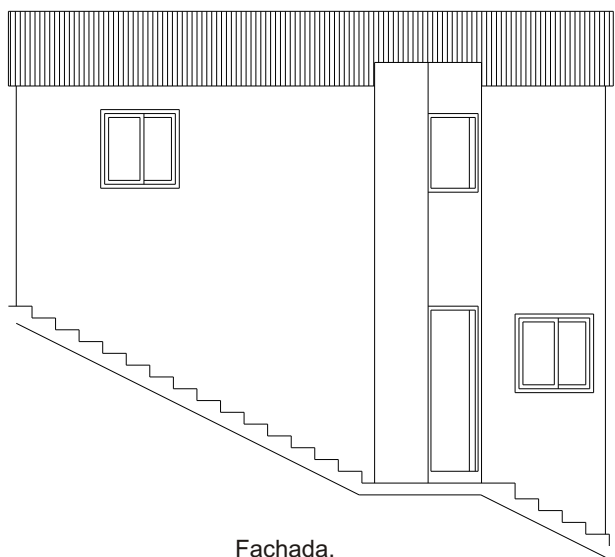
Planta Baja.



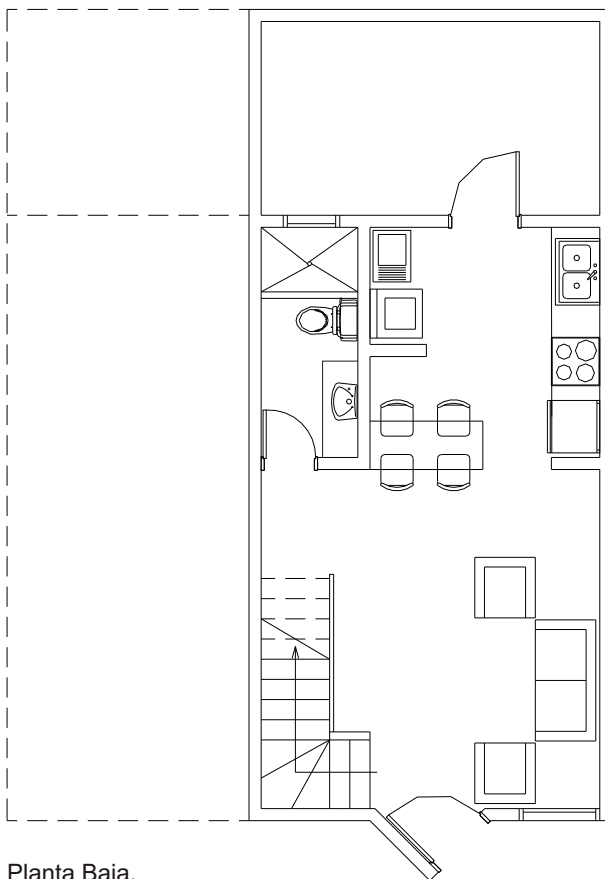
Planta Alta.

Retícula estructural definida para losa nervada o para nervios prefabricados.

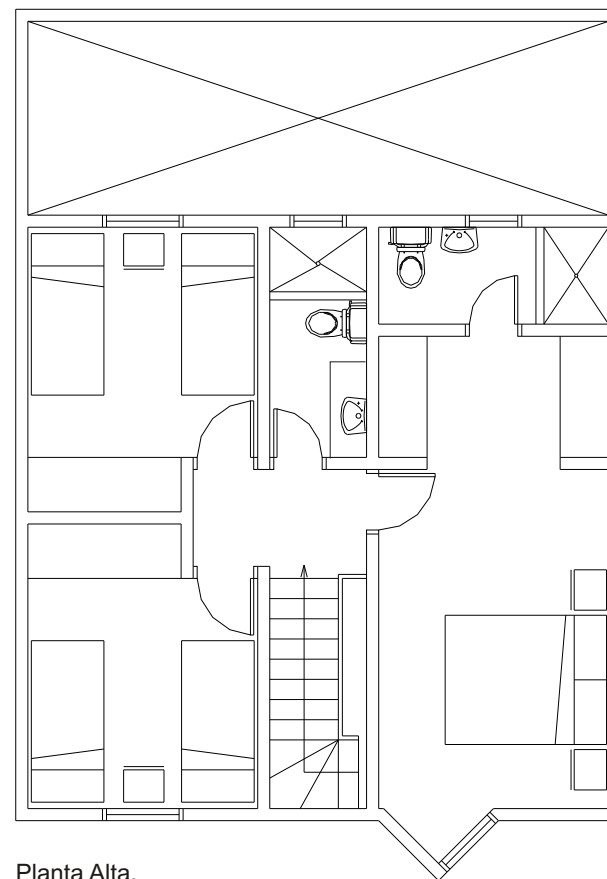




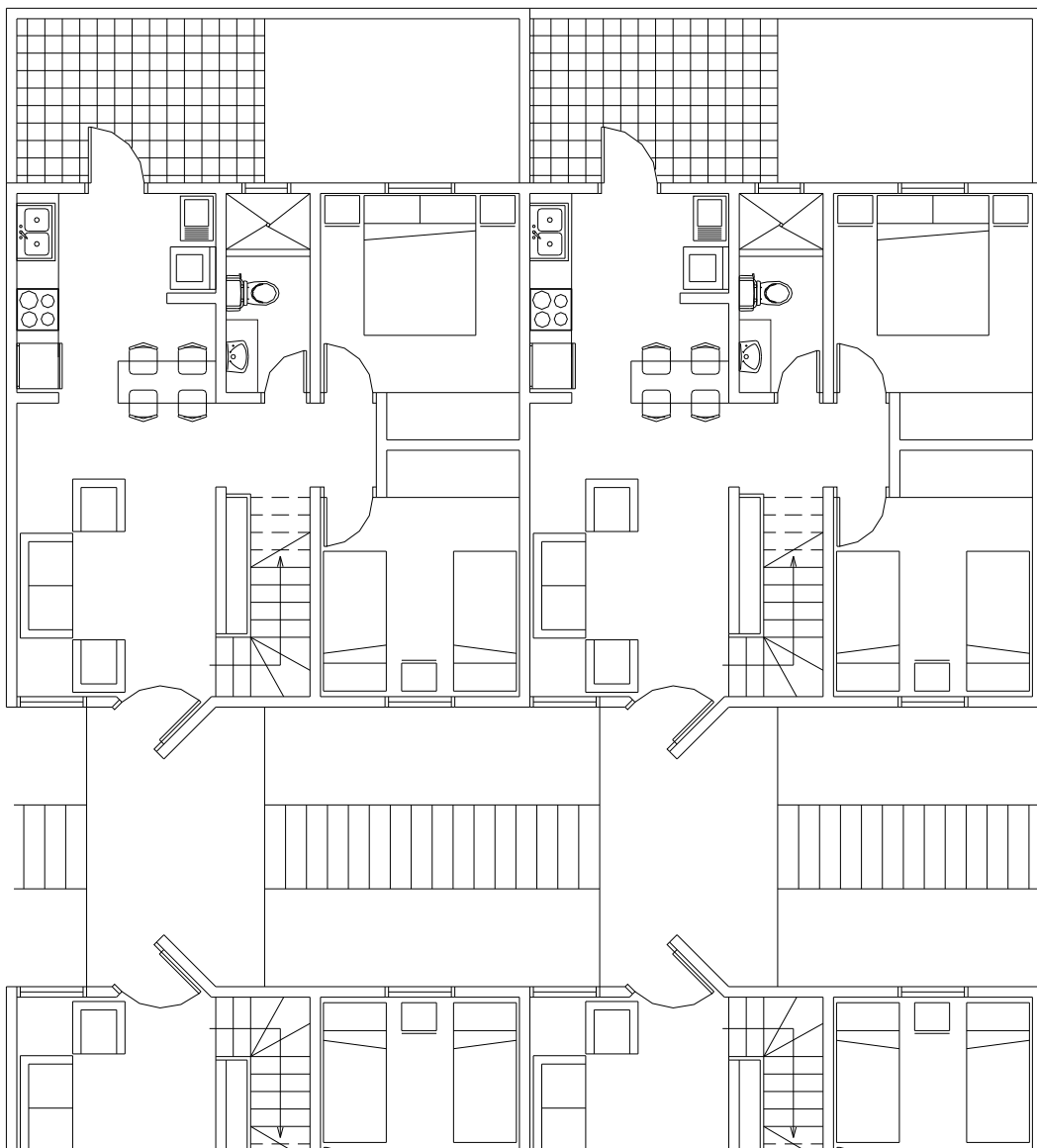
Fachada.



Planta Baja.



Planta Alta.



Desarrollo habitable, producto de integraciones sucesivas; ambientes humanamente aceptables, dan viviendas y agrupaciones habitables.

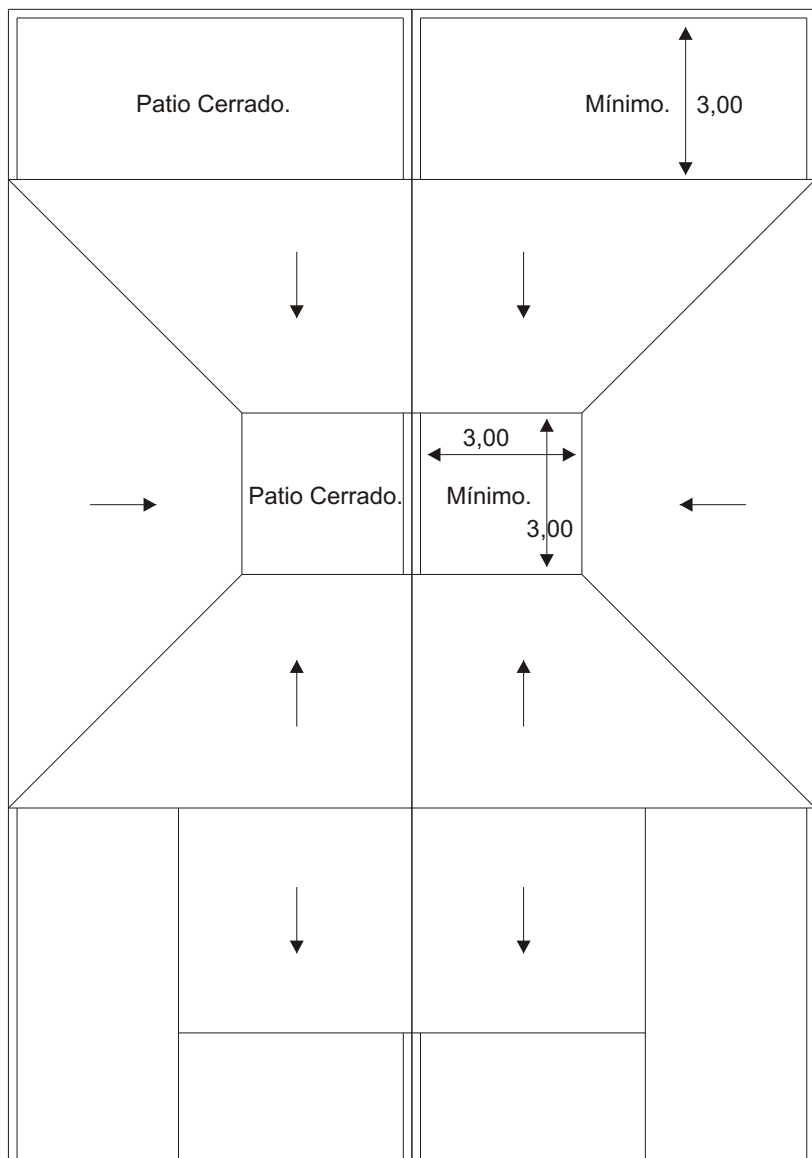
Las ordenanzas de zonificación contemplan retiros de frente, laterales y fondo, para desarrollos de viviendas aisladas, pareadas o continuas. Por lo general no son inferiores a 3 m.

En parcelas pequeñas las condiciones de diseño que mas inciden están relacionadas con la iluminación natural y ventilación de los locales habitables.

Estas se llevaran a cabo por ventanas que abran directamente sobre una calle, patio, jardín, terraza, corredor o por encima del techo.

El área de la ventana o de las ventanas será como mínimo el 10% de la superficie del local, en ningún caso menor a 1m^2 y en los sanitarios el área no puede ser inferior a $0,30\text{m}^2$.





Los patios se clasifican como abiertos y cerrados.

Se considera patio abierto al retiro lateral y cerrados los patios internos y los retiros de fondo en viviendas continuas.

Dimensiones mínimas, patios cerrados:
Una planta o nivel $3,00 \times 3,00 \text{ m} = 9,00 \text{ m}^2$
Dos plantas o niveles $3,50 \times 3,50 \text{ m} = 12,25 \text{ m}^2$

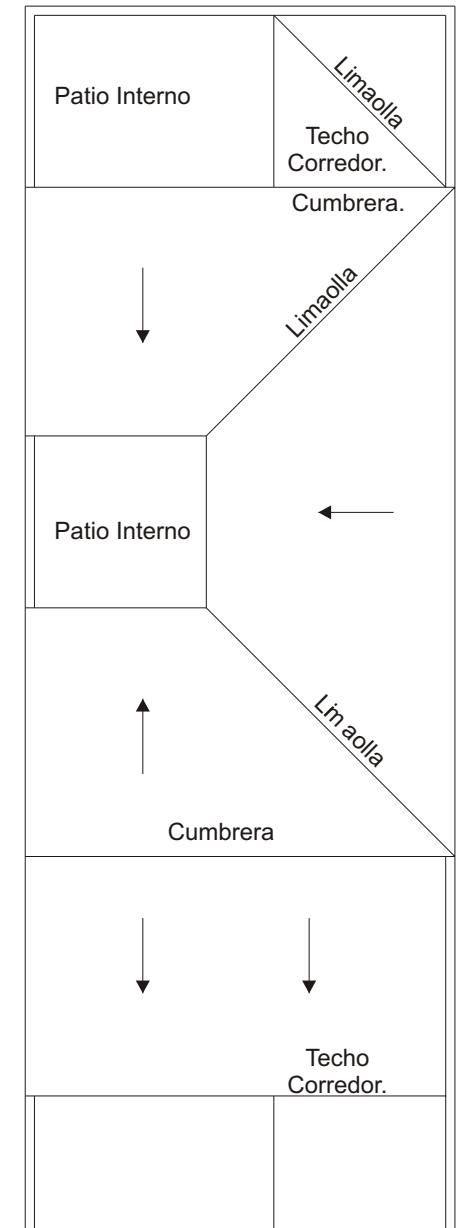
Iluminación y Ventilación. Como Ventilar por Norma Sanitaria.

Ventilación a un pasillo o corredor que da a un patio.

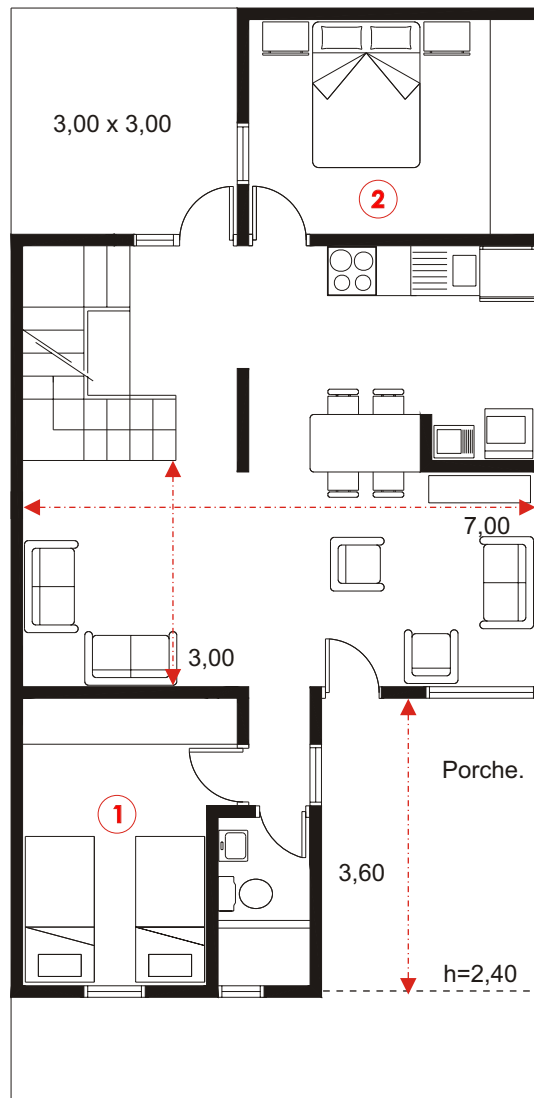
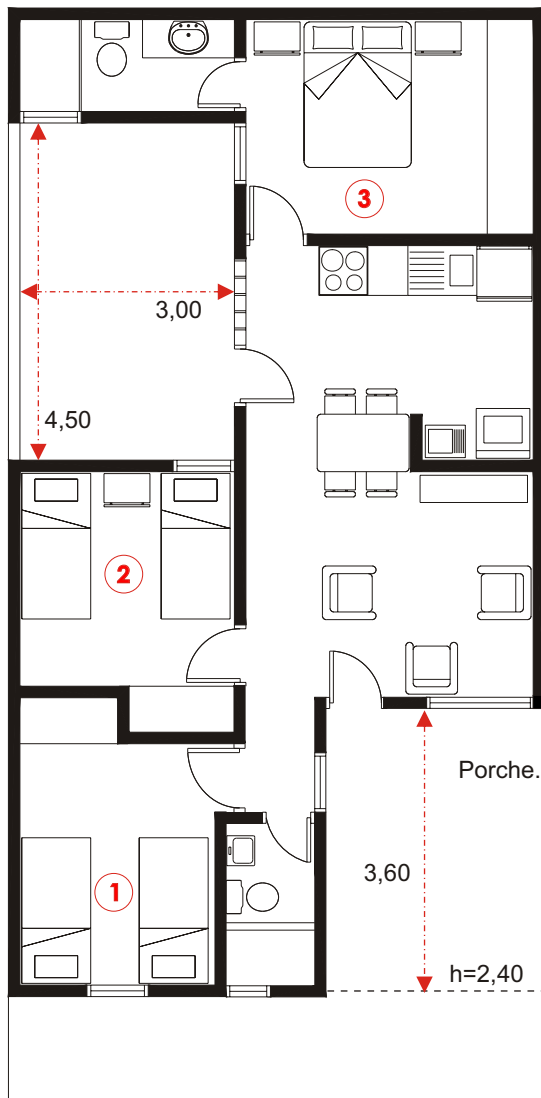
1.- Dormitorio ventilado a un pasillo que da a un patio cerrado.

2.- Sala ventilada a un espacio techado, la ventana tiene vista recta a la calle. Si la altura menor es de 2,40 m el espacio techado puede ser 3,60 m (una y media vez la altura menor).

3- Ventana con vista lateral a un patio por un corredor, la distancia puede ser menor o igual a 2,00 m.



Iluminación y Ventilación.
Como Ventilar por Norma Sanitaria.



Los dormitorios **2, 3**, cocina, comedor, lavadero y sanitario, ventilan a un patio de (3,00 x 4,50). El dormitorio **1** ventila a la calle, la sala a un porche con una dimensión menor o igual a 3,60 (una y media vez su altura menor de 2,40 m).

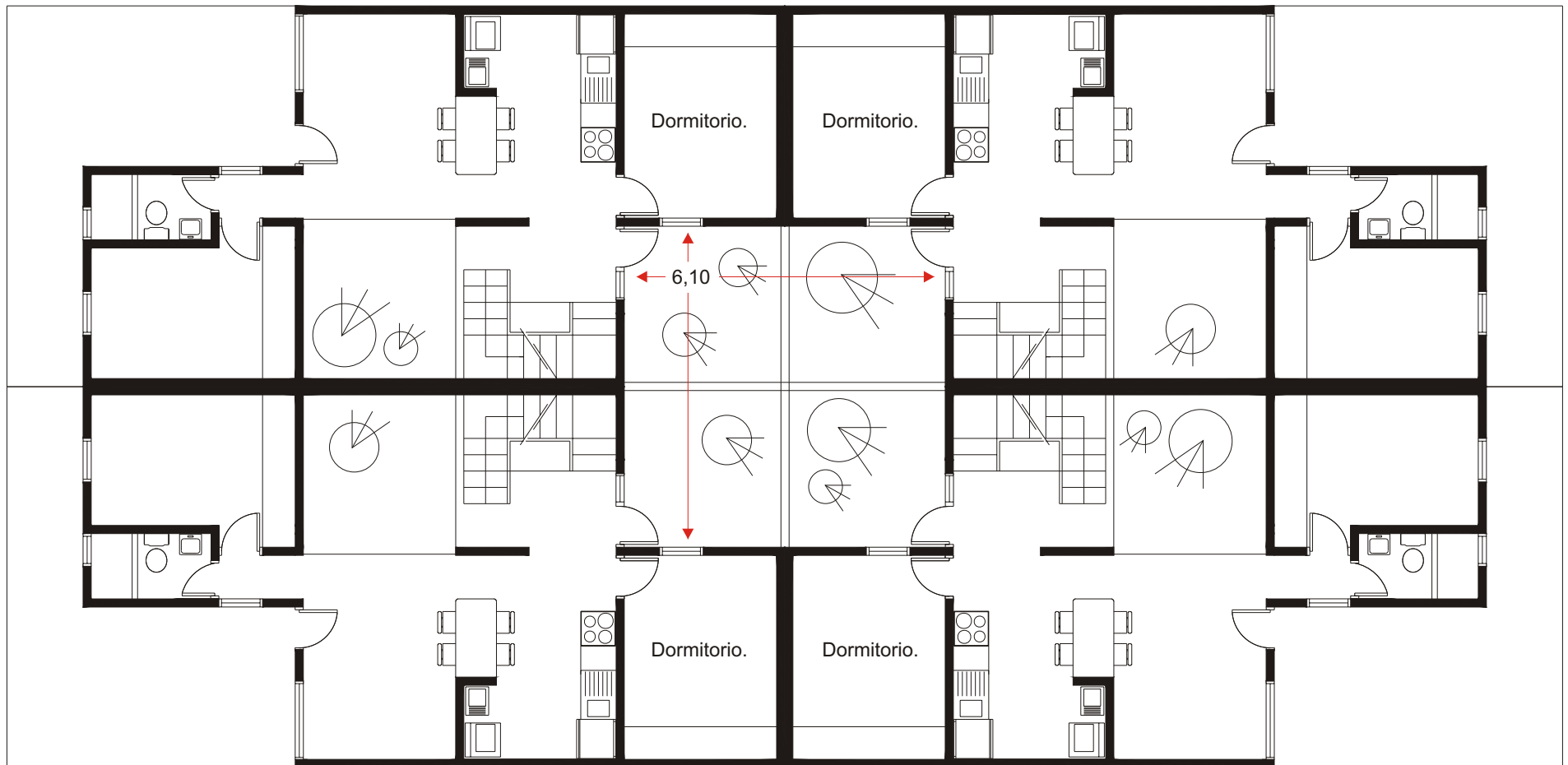
Casa de dos plantas con problemas de ventilación en planta baja.

Planta Baja.

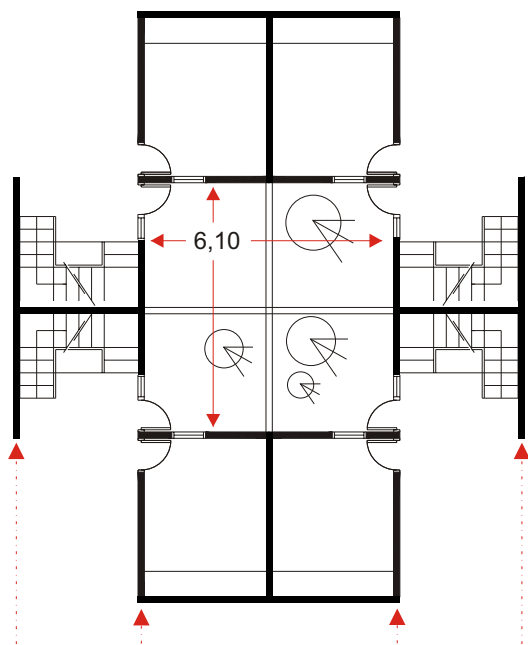
El Dormitorio **1** y el sanitario ventilan a la calle, se consideran bien ventilados. La sala y estudio ventilan a la calle, si la ventana tiene un área de 10% de la superficie a ventilar ($3,00 \times 7,00 \times 0,10 = 2,10 \text{ m}^2$), los ambientes están bien ventilados

Planta Alta.

Están mal ventilados el dormitorio **2**, la cocina y el comedor por ventilar a un patio de (3,00 x 3,00), la norma exige para una vivienda de 2 plantas, tener (3,50 x 3,50) como mínimo.



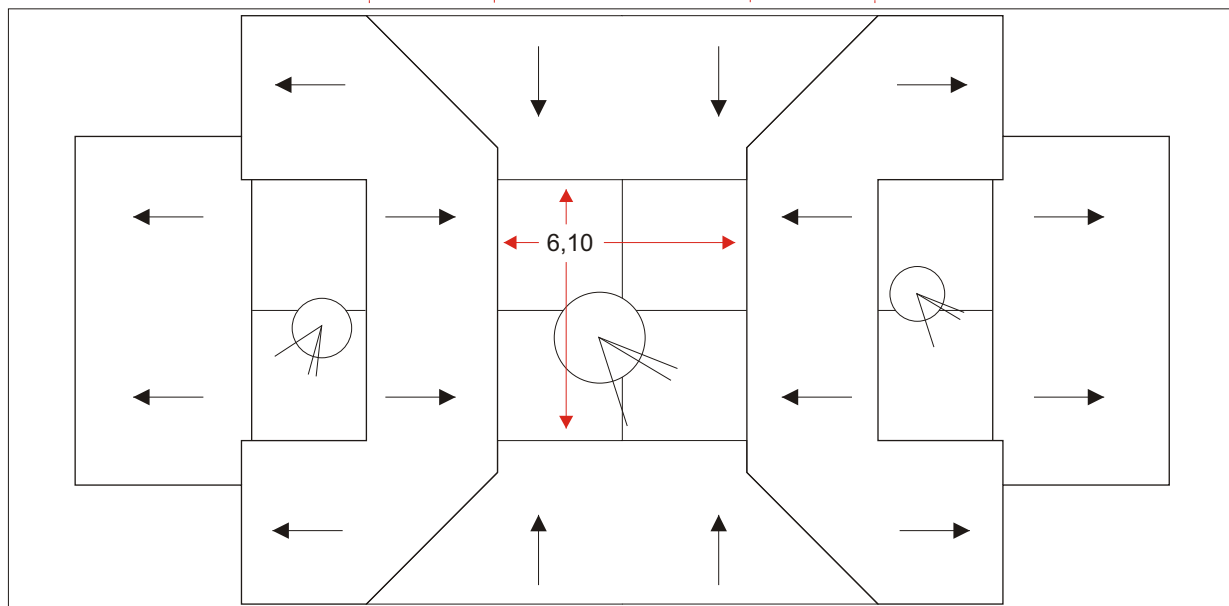
Iluminación y Ventilación.
Como Ventilar por Norma Sanitaria.



Si desarrollamos en conjunto las 4 casas como vivienda tetrafamiliar, con paredes divisorias bajas, los dormitorios se consideran ventilados por medir el patio (6,10 x 6,10) mayor a (3,50 x 3,50).

Los techos a 4 aguas hacia el patio, favorecen la ventilación.

En parcelas de viviendas de pequeño formato a ser ventiladas por patios internos, la dimensión mínima de la retícula para que sea



Las salas sanitarias podrán ser ventiladas artificialmente, con extractores para renovar el volumen de aire, 7; 10 ó 15 veces por hora de acuerdo con el tipo de edificación.

Vivienda	7 veces
Oficinas	10 veces
Baños Públicos	15 veces

Por no tener ventanas hay que ventilar la sala sanitaria.

Área (2,15 x 1,60)	= 3,44 m ²
Altura promedio	= 2,80 m
Volumen 3,44 x 2,80	= 9,62 m ³
Volumen por hora 7 x 9,62	= 67,42 m ³ /hora

Como los equipos se seleccionan en MCM (metros cúbicos por minuto, hora de 60 minutos)

$$\text{MCM} = 67,42/60 = 1,12$$

Diámetro del ventilador.

Empleamos la ecuación de la continuidad:

$$Q = V \times A$$

Volumen a extraer = Velocidad x Área.

$$Q = \text{Volumen a extraer en MCM}$$

V = Velocidad en m/minutos

A = Área en (m²)

Las normas sanitarias establecen la velocidad de entrada del aire en las rejillas en función de la altura sobre el piso $h \leq 2,50 \text{ m}$, 35 m/min.

Si despejamos A (área) de la ecuación $Q=V \times A$ la ecuación se convierte en $A=Q/V$.

$$\text{Si } Q = 1,12 \quad V = 35 \text{ m/min.}$$

$$A = 1,12/35 = 0,03 \text{ m}^2$$

El diámetro del ventilador se determina para el área = 0,03 m²

$$A_c = 3,1416 \times \text{Radio al cuadrado}$$

$$R = \sqrt{A/3,1416} = \sqrt{0,03/3,1416} = 0,10 \text{ m}$$

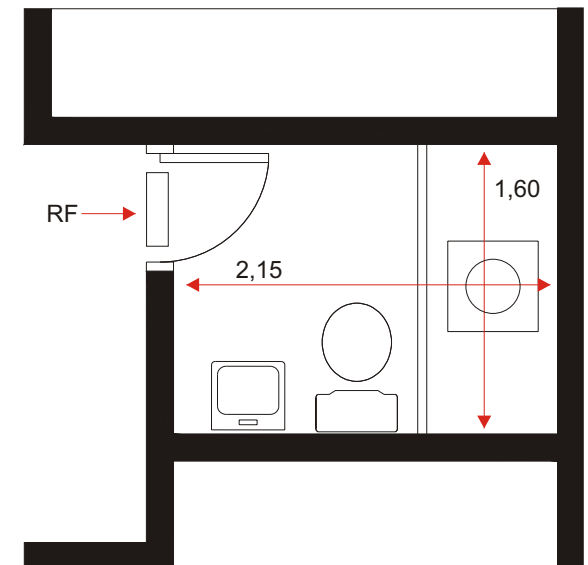
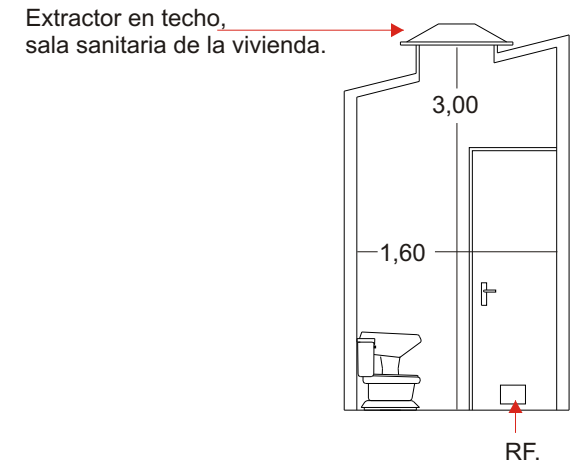
$$\text{El diámetro} = 2R = 2 \times 0,10 = 0,20 \text{ m}$$

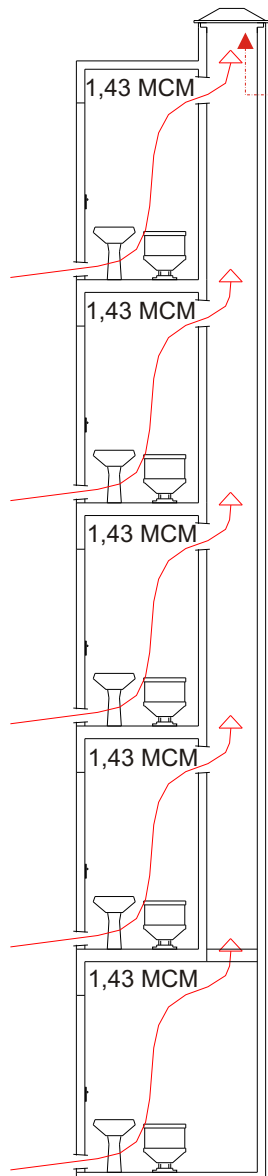
La dimensión mínima de los extractores comerciales es de 8" (20 cms).

En las salas sanitarias con extractores las puertas llevan rejillas (RF), el mismo criterio se aplica para las rejillas, si partimos del área de un cuadrado, $A = 0,03 \text{ m}^2$

$$\text{Lado} = \sqrt{\text{Área}} = \sqrt{0,03} = 0,17 \text{ m lado}$$

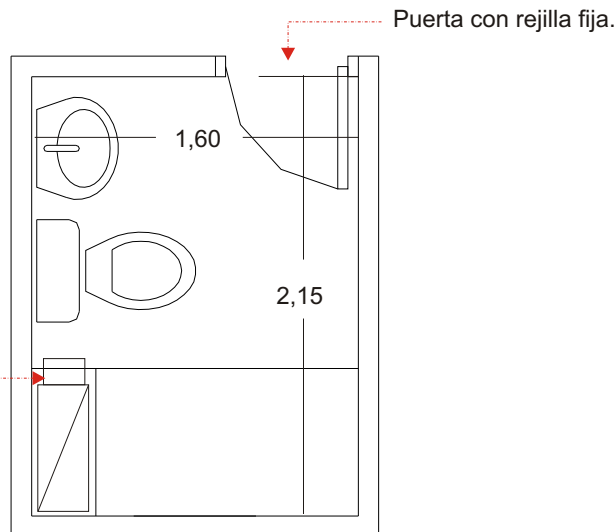
Seleccionamos una rejilla comercial 8" x 6" $0,20 \times 0,15 = 0,03 \text{ m}^2$





Extractor en techo en la salida del ducto con capacidad mayor ó igual a $5 \times 1,43 = 7,15$ MCM.

RR.
Rejilla Regulable.



En edificios de varias plantas con ductos de extracción, igual que en las tuberías hay perdidas por roce con las paredes. Las capacidades de extracción varía de acuerdo a las perdidas, estas se miden en mm ó pulgadas.

Se estila en edificios de baja altura asumir pérdidas por roce de 3/8" y 1/2" equivalente a 9,5mm y 12,5mm

Selección ventilador para un grupo de baños de un edificio de oficinas. Volumen de aire a extraer (edificio de oficinas, 10 cambios por hora)

$$V = 10 \text{ (largo x ancho x alto)}$$

$$V = 10 (2,15 \times 1,60 \times 2,50) = 86 \text{ m}^3 / \text{hora}$$

$$\text{MCM} = 86/60 = 1,43 \text{ MCM cada sanitario}$$

$$5 \text{ sanitarios} = 5 \times 1,43 = 7,15 \text{ MCM}$$

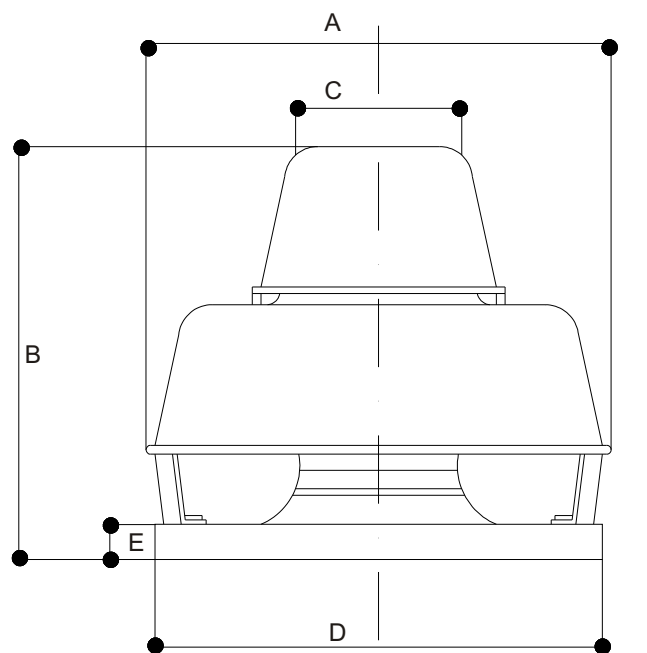
Entrando en la tabla al pasar la página este valor, 7,15 MCM y con una perdida asumida de 1/2", seleccionamos el ventilador a colocar a la salida del ducto.

El equipo comercial HCD-8 de 1550 RPM, con una pérdida de 1/2" puede extraer 15,8 MCM > 7,15 MCM.

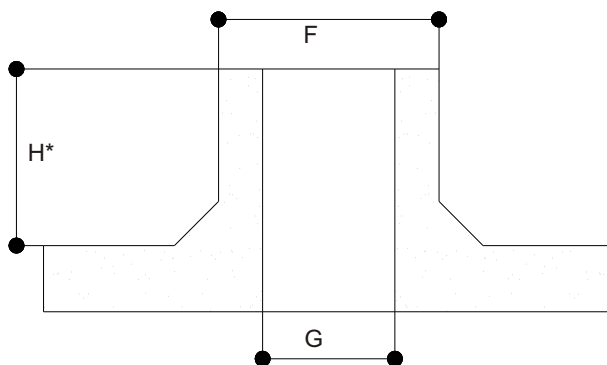
El ejemplo esta referido a la tabla para selección de extractores HCD-Metalaire, de fabricación nacional.

Pérdidas y Capacidades

Modelo	Pérdida		0 mm	3,2 mm	6,4 mm	9,5 mm	12,7 mm	15,9 mm	19,1 mm	22,3 mm	25,4 mm	28,6 mm	31,8 mm	35,0 mm	38,1 mm
	RPM		0"	1/8"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/8"	1 1/4"	1 3/8"	1 1/2"
HCD - 8	1550	MCM	21,2	19,5	18,3	18,0	15,8	13,2	12,3	9,2					
		PCM	750	688	646	635	559	465	436	325					
HCD - 10	1200	MCM	35,3	32,3	29,1	25,8	23,1	18,4	11,6						
		PCM	1.248	1.140	1.028	912	816	651	410						
	1800	MCM	46,7	44,5	41,5	40,0	38,4	36,4	34,4	32,2	27,6	26,9	24,1	21,5	16,4
		PCM	1.650	1.572	1.466	1.411	1.355	1.286	1.215	1.138	976	949	852	760	578
HCD - 12	1200	MCM	56,9	53,0	48,5	43,5	38,2	33,9	29,9	25,5	17,7				
		PCM	2.010	1.873	1.714	1.535	1.348	1.197	1.057	899	625				
HCD - 15	900	MCM	64,5	57,7	50,4	44,3	39,1	32,8	28,0						
		PCM	2.276	2.039	1.778	1.563	1.379	1.158	988						
	1200	MCM	87,8	80,1	74,3	68,4	63,1	57,1	53,4	49,2	44,2	39,4	35,3	24,5	12,7
		PCM	3.100	2.827	2.623	2.415	2.228	2.015	1.886	1.739	1.560	1.391	1.246	865	450
HCD - 18	900	MCM	94,6	89,1	75,1	65,8	59,3	51,8	45,9	36,6	27,1	8,5			
		PCM	3.340	3.145	2.653	2.324	2.095	1.828	1.621	1.294	958	300			
	1200	MCM	134,5	121,8	111,9	105,8	96,4	87,4	79,6	73,8	70,5	65,1	57,9	50,3	42,3
		PCM	4.750	4.300	3.951	3.735	3.404	3.085	2.812	2.607	2.488	2.300	2.046	1.777	1.492
HCD - 20	1200	MCM	121,8	117,5	109,3	103,7	199,1	193,2	186,7	182,8	79,3	74,6	72,1	70,8	59,5
		PCM	4.300	4.150	3.860	3.660	3.500	3.290	3.060	2.925	2.800	2.635	2.545	2.500	2.100



Dimensiones Exteriores del modelo MCD.



Base del HCD sin escala.

Detalle típico de la base para colocación de extractores en techo.

H^* = No debe ser menor a 0,30.

Los valores F, G, A, B, C, D y E, a definir según modelo y marca del equipo.

Estructura.

La estructura de una vivienda la conforman un conjunto de elementos resistentes (losas, vigas, columnas, fundaciones) que colaboran entre sí para soportar fuerzas o cargas.

Toda estructura está sujeta a diferentes tipos de cargas que actúan en ella y que deben considerarse en el cálculo.

Carga Muerta: Es el peso propio de todos los componentes de la estructura tales como el peso de las losas, vigas, paredes y recubrimientos.

Cargas Vivas: Por lo general se estiman uniformemente repartidas. En viviendas 175 Kg/m² cargas de muebles, equipos y personas, (Manual MINDUR 1.985).

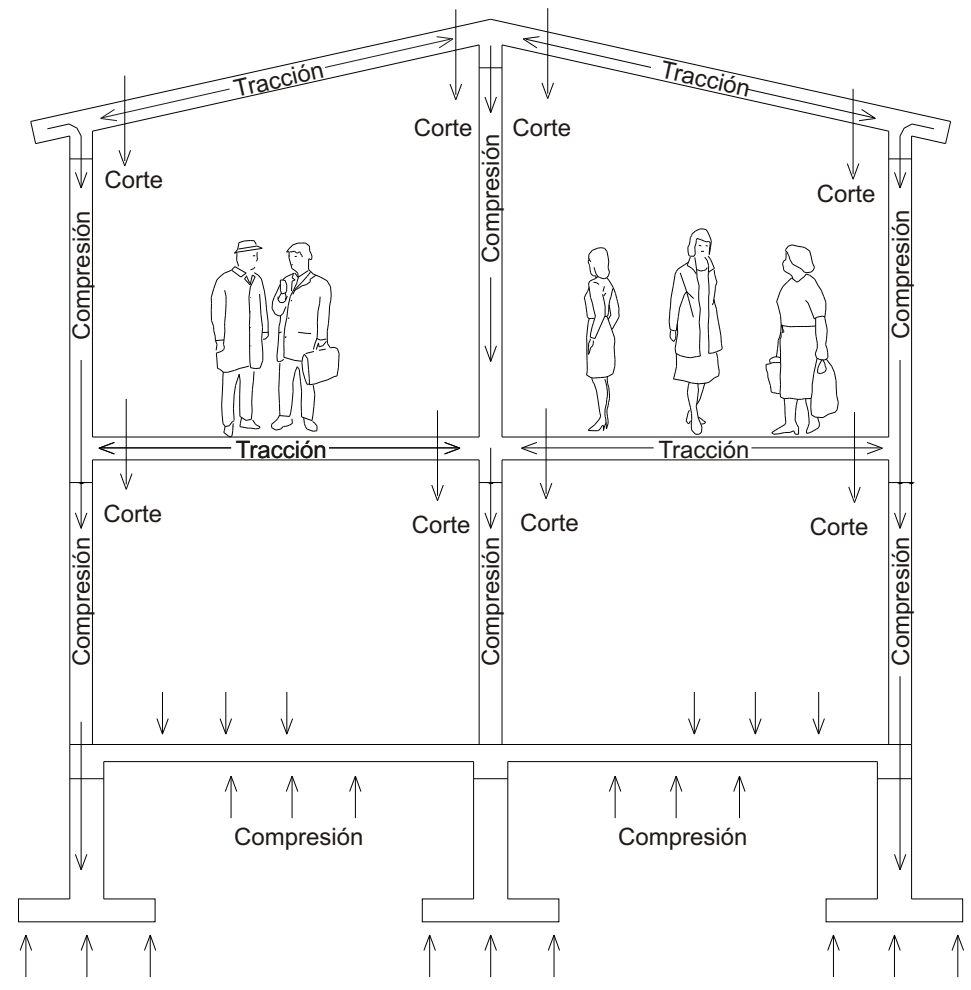
Acciones Accidentales: Entre estas están el sismo y el viento.

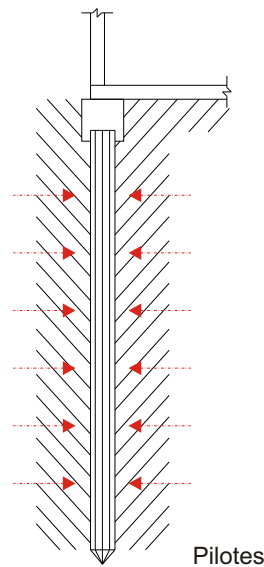
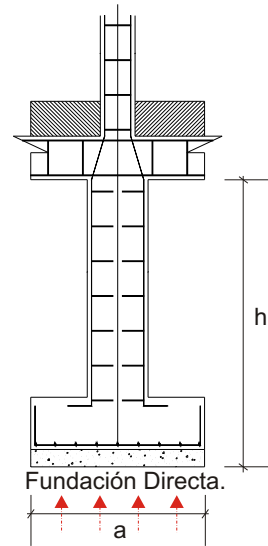
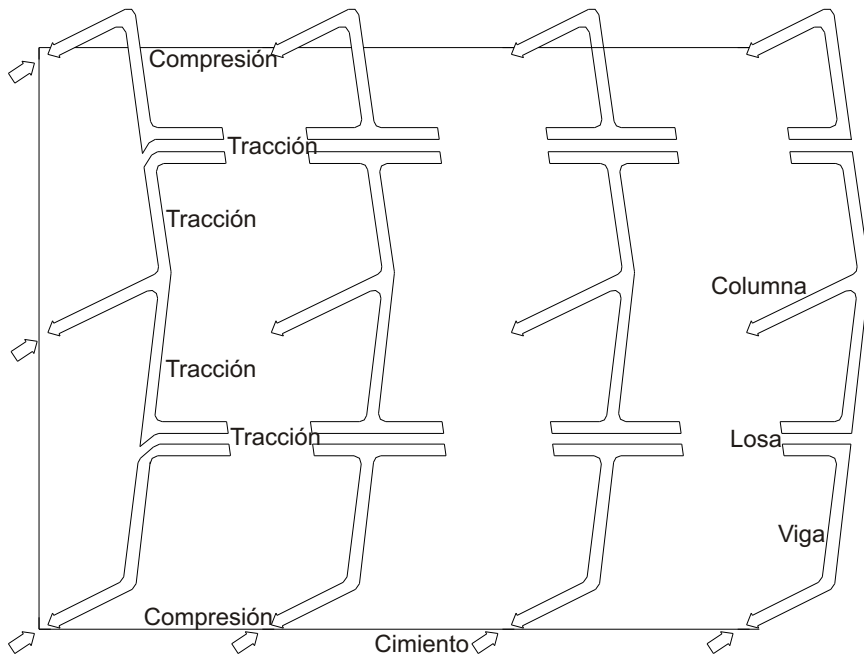
Todo tipo de estructura esta formada por dos partes llamadas:

Superestructuras: Lo que sobresale del nivel del suelo.

Cimentación o Infraestructura: Se encuentra bajo el nivel del suelo.

Las fuerzas se representan mediante flechas o vectores, los cuales indican la dirección y el sentido en que actúan.





La dirección y el sentido de las fuerzas o cargas con respecto al cuerpo de la estructura de una vivienda, determinan la clase de esfuerzos que se producen.

En las columnas se producen esfuerzos de compresión y en las intersecciones de las vigas con columnas el esfuerzo es de corte, las vigas tienden a curvar por los esfuerzos de flexión.

Las losas se apoyan en las vigas a las que transmiten las cargas, estas las mandan a las columnas, que se apoyan en los cimientos ó fundaciones que las transmiten al suelo, el cual debe ser capaz de resistirlas.

Las fundaciones de las columnas pueden ser apoyadas a diferentes profundidades; cuando su profundidad duplica el ancho ($h > 2a$), se prefiere emplear pilotes y apoyarse a mayor profundidad.

Es usual en viviendas de pequeño formato apoyarse en la superficie del terreno sobre una losa corrida de fundación.

El proceso de cálculo es el de las rutas de las cargas, primero la losa, luego vigas, columnas y fundaciones.

En la tabla (PU) se estiman la cargas muertas de todos sus componentes. Las $Pu1$ y $Pu2$ es de pesos unitarios de elementos constructi-

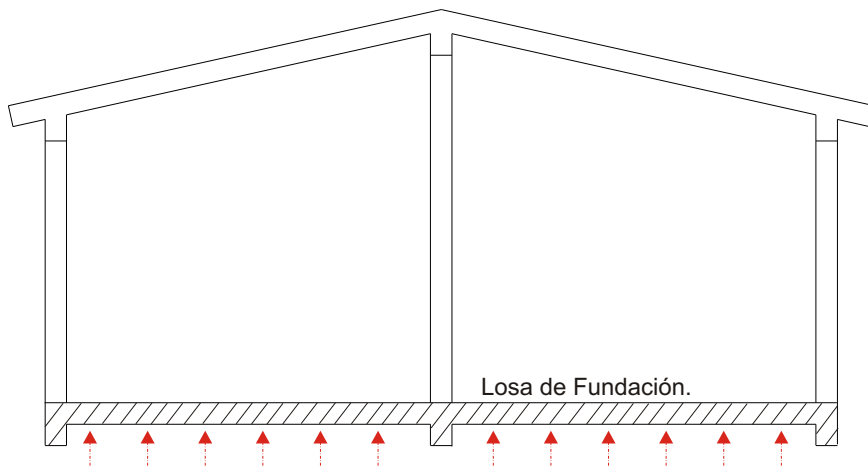


Tabla Pu1.

Pesos unitarios de elementos constructivos. Kg/m ²	
Bloques de Arcilla (ambas caras frisadas).	
10	180
15	230
20	280
Bloques de Concreto (ambas caras frisadas).	
10	210
15	270
20	330
Ladrillo Macizo (sin frisar).	
12	220
24	440
Losa Nervada (armada en una dirección).	
20	270
25	315
30	360
Teja sin mortero.	
	50
Teja con mortero.	
	100
Teja asfáltica.	
	8
Láminas de fibrocemento.	
	15
Láminas metálicas.	
	10
Impermeabilización.	
	15
Concreto armado.	
	2500
Tierra estabilizada y prensada.	
	1800
Granito.	
	2800

Tabla Sc1.

Sobrecargas según uso del edificio. Kg/m ²	
Vivienda.	175
Azoteas y techos.	100
Oficinas.	250
Pasillos y escaleras.	300
Escuelas, Aulas.	300
Corredores.	400
Garajes y estacionamientos.	250
Habitaciones de hospitales y hoteles.	175
Salas de fiesta.	500
Techos inclinados.	50
Depósitos no menor a.	500
Fábricas cargas livianas.	600
Fábricas cargas medianas.	1200

Herramientas de Cálculo.
 Tabla de Cargas Kg/m²; Kg/m de Elementos Constructivos.

Losa de Nervios Prefabricados de Concreto.

Espesor en centímetros.	Peso enKg/m ² Techo.				Peso enKg/m ² Entrepiso.			
	15	20	25	30	15	20	25	30
Sobrecarga.	100	100	100	100		175	175	175
Teja.	50	50	50	50				
Mortero de cemento.	50	50	50	50				
Impermeabilización.	15	15	15	15				
Loseta de concreto.	125	125	125	125		125	125	125
Piso acabado.						120	120	120
Bloque piñata.	60	70	90	110		70	90	110
Nervio 0,10 x 0,10	50							
Nervio 0,10 x 0,15		75				75		
Nervio 0,10 x 0,20			100				100	
Nervio 0,10 x 0,25				125				125
Friso interior.	40	40	40	40		40	40	40
Paredes frisadas						150	150	150
Suman enKg/m ²	490	525	570	615		755	800	845
	Nervio techoKg/m				Nervio entrepisoKg/m			
Separación 0,50	245	263	285	308		378	400	423
Separación 0,60	294	315	342	369		453	480	507
Separación 0,70	343	368	399	431		529	560	592
Separación 0,80	392	420	456	492		604	664	676

Losa de Tabelones.

	Peso enKg/m ² Techo.	Peso enKg/m ² Entrepiso.
Sobrecarga.	100	175
Teja.	50	
Mortero de cemento.	50	
Impermeabilización.	15	
Loseta de concreto.	125	125
Piso acabado.		50
Tabelón.	60	60
Perfiles de hierro.	20	20
Friso interior.	40	40
Paredes frisadas		150
Suman enKg/m²	460	620
	Nervio techoKg/m	Nervio entrepiscKg/m
Separación 0,60	276	372
Separación 0,80	368	496

PlycemOndulado.

	Peso enKg/m ² Techo.
Sobrecarga.	50
Lámina ondulada	10
Perfiles de hierro	5
Suman enKg/m²	65
	Nervio techoKg/m
Separación 0,41	27

Acerolito Similar

	Peso enKg/m ² Techo.
Sobrecarga.	50
Lámina ondulada	10
Perfiles de hierro	5
Suman enKg/m²	65
	Nervio techoKg/m
Separación 1,20	78

Losa Nervada.

Espesor en centímetros	Peso enKg/m ² Techo.				Peso enKg/m ² Entrepiso.			
	15	20	25	30	15	20	25	30
Sobrecarga.	100	100	100	100		175	175	175
Teja.	50	50	50	50				
Mortero de cemento.	50	50	50	50				
Impermeabilización.	15	15	15	15				
Loseta de concreto.	125	125	125	125		125	125	125
Piso acabado.						50	50	50
Bloque piñata.	60	60	60	60		60	60	60
Nervio 0,10 x 0,10	50							
Nervio 0,10 x 0,15		75				75		
Nervio 0,10 x 0,20			100				100	
Nervio 0,10 x 0,25				125				125
Friso interior.	40	40	40	40		40	40	40
Suman enKg/m²	490	515	540	565		525	550	575

Herramientas de Cálculo.
Tabla de Cargas Kg/m² de Elementos Constructivos.

Techos carga permanentes (C.P.)

Peso propio (p.p) = h x 2500	Variable Kg/m ²
Relleno e impermeabilización	120 Kg/m ²
Friso	30 Kg/m ²
Suman techo CP	150 + p.p (Kg/m²)

Entrepiso carga permanentes (C.P.)

Peso propio (p.p) = h x 2500	Variable Kg/m ²
Base pavimento + piso	120 Kg/m ²
Friso	30 Kg/m ²
Tabique arcilla + frisos	150 Kg/m ²
Suman entrepiso CP	300 + p.p (Kg/m²)

Interpretación de los valores de la tabla para diferente espesores de losas; h = 8 cm y 0,08 m

Techo h = 8 cm	0,08 x 2500 + 150 = 350 Kg/m ²
Entrepiso h = 8 cm	0,08 x 2500 + 150 = 500 Kg/m ²

Tabla para Diferentes Espesores de Losas, Concreto y Porcentajes de Acero.

	h (cm)	8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30
Techo	CP (Kg/m ²)	350	400	450	500	525	550	600	650	700	750	775	800	850	900
Entrepiso	CP (Kg/m ²)	500	550	600	650	675	700	750	800	850	900	925	950	1000	1050

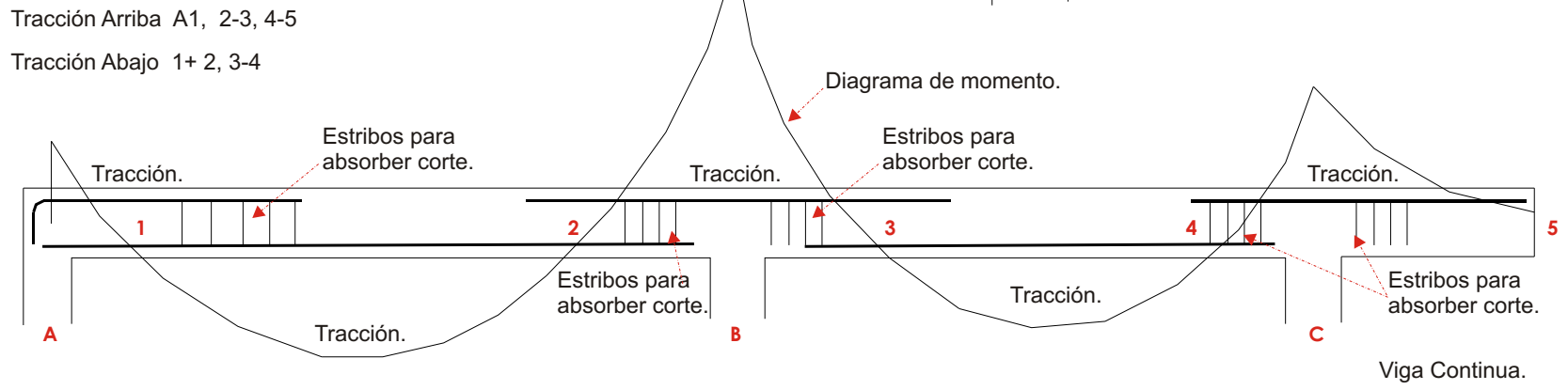
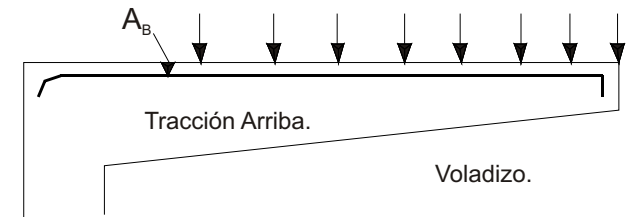
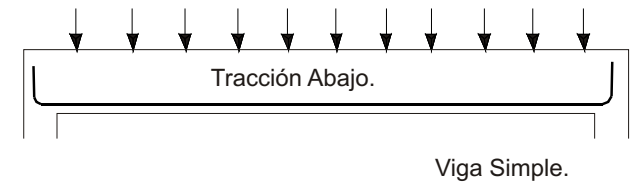
1.- Por concreto armado se entiende "El concreto" que contiene refuerzos metálicos (cabillas).

2.- El concreto armado es resistente a todo tipo de esfuerzos. Esto es posible gracias a la gran adherencia entre el concreto y el acero; y porque tienen casi igual el coeficiente de dilatación.

3.- El concreto soporta bien los esfuerzos de compresión en columnas y fundaciones, pero es débil a los esfuerzos de tracción y corte que se generan en las vigas, los cuales son absorbidos por el acero de refuerzo, que también colaboran con el concreto para resistir la

Colocación del Acero.

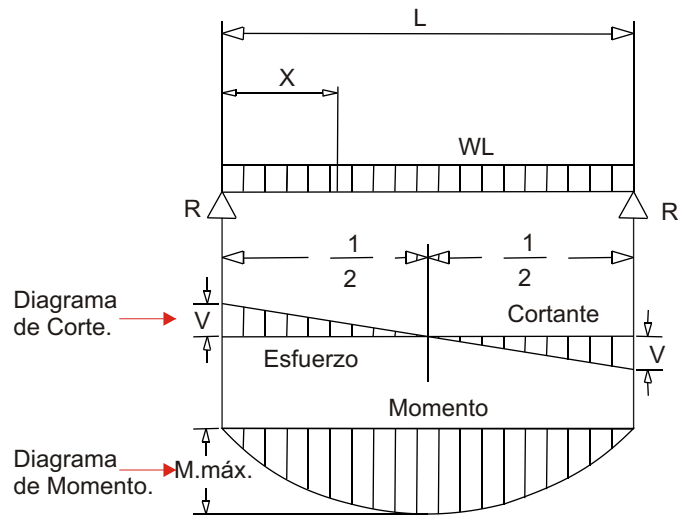
En las vigas se coloca acero tanto en la cara superior como en la inferior, pero el número de cabillas de refuerzo se incrementa donde los esfuerzos de tracción son mayores y los estribos se colocan para absorber los esfuerzos de corte.



Vigas Simplemente Apoyadas.

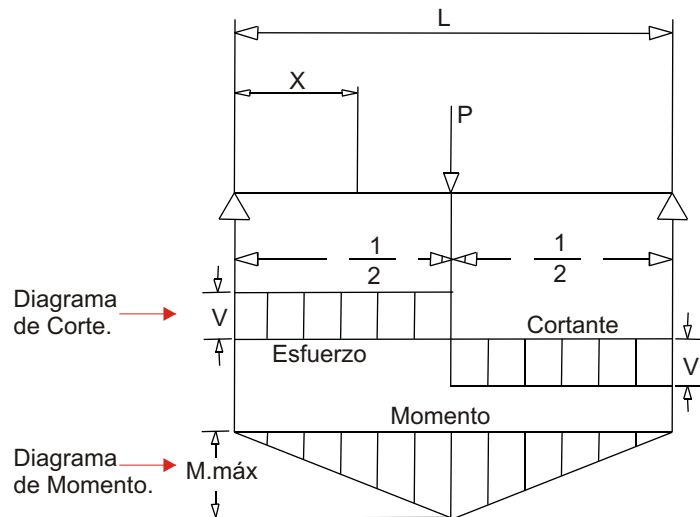
Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo.

Los diagramas de corte y momentos son herramientas de cálculo que nos permiten visualizar el comportamiento de las fuerzas sobre los elementos de la estructura.



$$\begin{aligned}
 R = V & \dots\dots\dots = w.L/2 \\
 V_x & \dots\dots\dots = w.((1/2)-x) \\
 M_{\text{máx.}} \text{ (en el centro)} & \dots\dots\dots = w.(L)^2/8 \\
 M_x & \dots\dots\dots = (w.x/2).(L-x) \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (en el centro)} & \dots\dots\dots = (5w.(L)^4)/384.EI \\
 \Delta_x & \dots\dots\dots = (w.x/24.EI).(L^3-2Lx^2+x^3)
 \end{aligned}$$

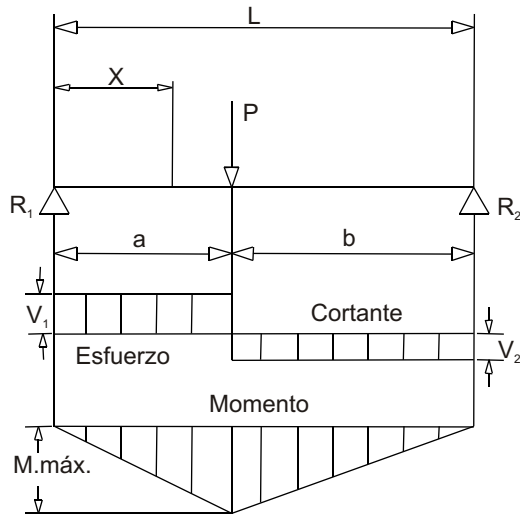
En los gráficos se visualiza que los esfuerzos de corte son mayores en las intersecciones de las vigas con las columnas o bajo una carga concentrada y la flexión es mayor en los puntos medios de las vigas y en los apoyos de las vigas en los volados.



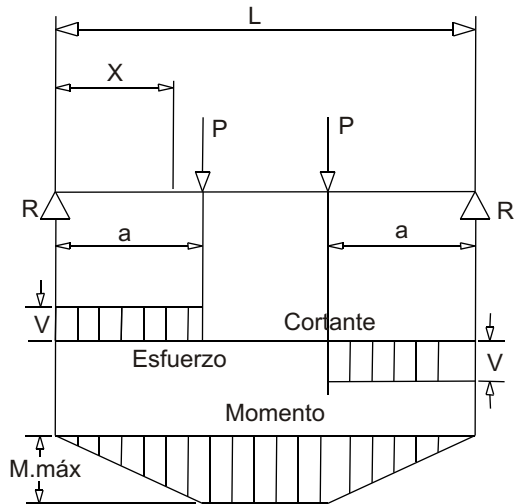
$$\begin{aligned}
 R = V & \dots\dots\dots = P/2 \\
 M_{\text{máx.}} \text{ (bajo la carga)} & \dots\dots\dots = P.L/4 \\
 M_x \text{ (cuando } x < 1/2) & \dots\dots\dots = P.x/2 \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (bajo la carga)} & \dots\dots\dots = P.L^3/48.EI \\
 \Delta_x \text{ (cuando } x < 1/2) & \dots\dots\dots = (P.x/48.EI).(3L^2-4x^2)
 \end{aligned}$$

Vigas Simplemente Apoyadas.

Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo.



$R_1 = V_1$ (máx. cuando $a < b$) = $P \cdot b / L$
 $R_2 = V_2$ (máx. cuando $a > b$) = $P \cdot a / L$
 $M_{\text{máx.}}$ (bajo la carga) = $P \cdot a \cdot b / L$
 M_x (cuando $x < a$) = $P \cdot b \cdot x / L$
 $\Delta_{\text{máx.}}$ (en $x = \sqrt{a(a+2b)}/3$ cuando $a > b$) = $P \cdot a \cdot b (a+2b) \sqrt{a(a+2b)} / 27 \cdot E.I. \cdot L$
 Δ_a (bajo la carga) = $P \cdot a^2 \cdot b^2 / 3 \cdot E.I. \cdot L$
 Δ_x (cuando $x < a$) = $P \cdot b \cdot x^3 / 6 \cdot E.I. \cdot L = (L^2 - L^2 - X^2)$

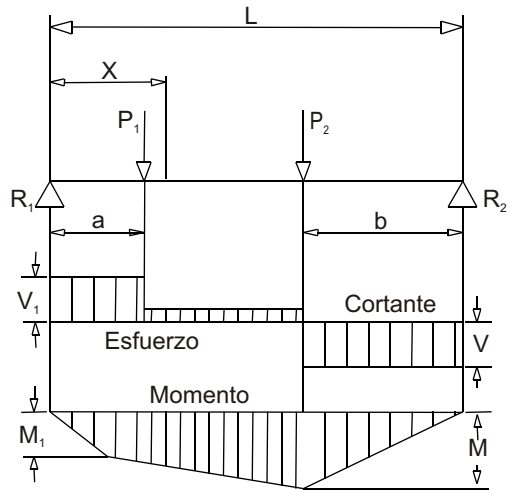


$R = V$ = P
 $M_{\text{máx.}}$ (entre las cargas) = $P \cdot a$
 M_x (cuando $x < a$) = $P \cdot x$
 $\Delta_{\text{máx.}}$ (entre el centro) = $(P \cdot a / 24 \cdot E.I. \cdot L) \cdot (3L^2 - 4a^2)$
 Δ_x (cuando $x < a$) = $(P \cdot x / 6 \cdot E.I. \cdot L) \cdot (3La - 3a^2 - x^2)$
 Δ_x (cuando $x > a < (L-a)$) = $(P \cdot a / 6 \cdot E.I. \cdot L) \cdot (3Lx - 3x^2 - a^2)$

Vigas Simplemente Apoyadas.

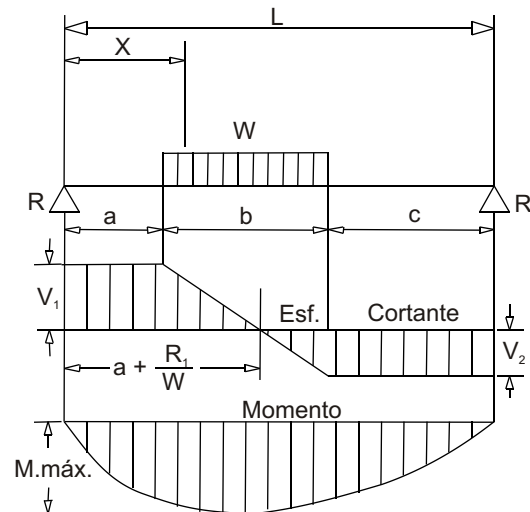
Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo.

Los diagramas de corte y momentos son herramientas de cálculo que nos permiten visualizar el comportamiento de las fuerzas sobre los elementos de la estructura.



$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 & \dots\dots\dots = (P_1(L-a) + P_2 \cdot b) / L \\
 R_2 = V_2 & \dots\dots\dots = (P_1 \cdot a + P_2(L-b)) / L \\
 V_x \text{ (cuando } x > a < (L-b)) & \dots\dots\dots = R_1 - P_1 \\
 M_1 \text{ (máx. cuando } R_1 < P_1) & \dots\dots\dots = R_1 \cdot a \\
 M_2 \text{ (máx. cuando } R_2 < P_2) & \dots\dots\dots = R_2 \cdot b \\
 M_x \text{ (cuando } x < a) & \dots\dots\dots = R_1 \cdot x \\
 M_x \text{ (cuando } x > a < (L-b)) & \dots\dots\dots = (R_1 \cdot x) - P_1(x-a)
 \end{aligned}$$

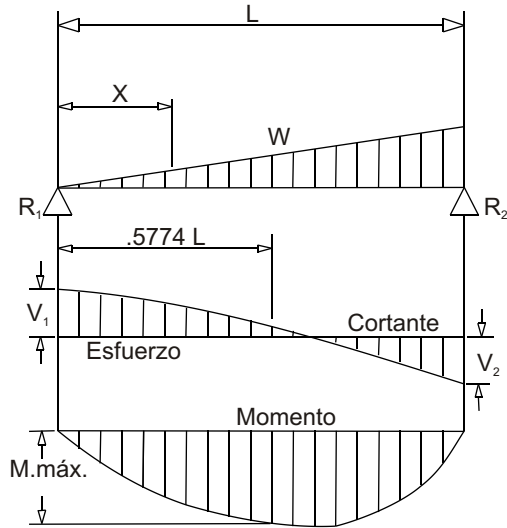
En los gráficos se visualiza que los esfuerzos de corte son mayores en las intersecciones de las vigas con las columnas o bajo una carga concentrada y la flexión es mayor en los puntos medios de las vigas y en los apoyos de las vigas en los volados.



$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 \text{ (máx. cuando } a < c) & \dots\dots\dots = (w \cdot b / 2L) \cdot (2c + b) \\
 R_2 = V_2 \text{ (máx. cuando } a > c) & \dots\dots\dots = (w \cdot b / 2 \cdot L) \cdot (2a + b) \\
 V_x \text{ (cuando } x > a \text{ y } x < (a+b)) & \dots\dots\dots = (R_1 - w) \cdot (x - a) \\
 M \cdot \text{máx. (en } x = a + (R_1 / W)) & \dots\dots\dots = R_1 \cdot (a + (R_1 / 2W)) \\
 M_x \text{ (cuando } x < a) & \dots\dots\dots = R_1 \cdot x \\
 M_x \text{ (cuando } x > a < (a+b)) & \dots\dots\dots = R_1 \cdot x - (w/2) \cdot (x-a)^2
 \end{aligned}$$

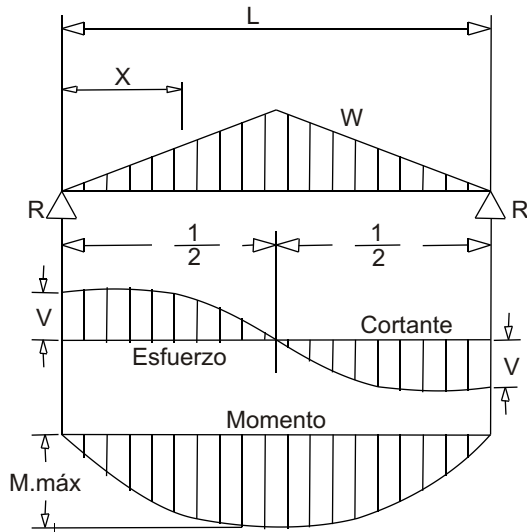
Vigas Simplemente Apoyadas.

Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo.



Los diagramas de corte y momentos son herramientas de cálculo que nos permiten visualizar el comportamiento de las fuerzas sobre los elementos de la estructura.

$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 & \dots\dots\dots = W/3 \\
 R_2 = V_2 \text{ máx.} & \dots\dots\dots = 2W/3 \\
 V_x & \dots\dots\dots = (W/3) - (W \cdot x^2/L^2) \\
 M_{\text{máx.}} \text{ (en } x = (1/\sqrt{3}) = .5774 L & \dots\dots\dots = 2W \cdot L/9\sqrt{3} = .1283 WL \\
 M_x & \dots\dots\dots = (Wx/3L^2) (L^2 - x^2) \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (en } x = \sqrt[3]{1\sqrt{8/15}} = .5193L & \dots\dots\dots = .01304 (WL^3/E.I) \\
 \Delta_x & \dots\dots\dots = W \cdot x/180 \cdot E.I. (L^2) (3x^4 - 10L^2 \cdot x^2 + 7L^4)
 \end{aligned}$$

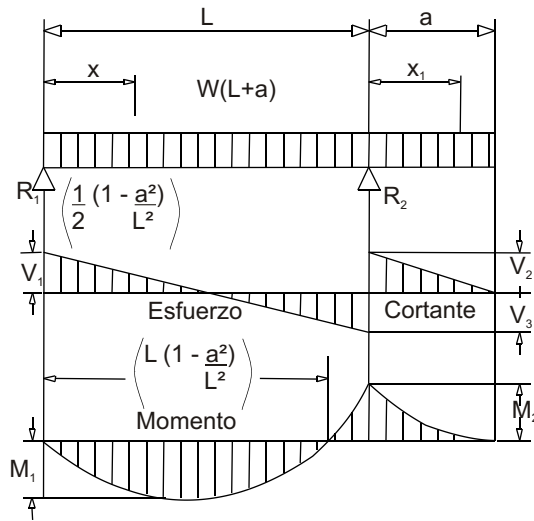


En los gráficos se visualiza que los esfuerzos de corte son mayores en las intersecciones de las vigas con las columnas o bajo una carga concentrada y la flexión es mayor en los puntos medios de las vigas y en los apoyos de las vigas en los volados.

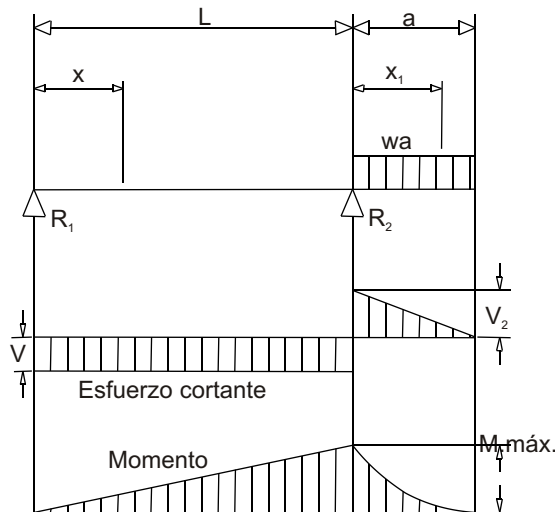
$$\begin{aligned}
 R = V & \dots\dots\dots = W/2 \\
 V_x \text{ (cuando } x < L/2) & \dots\dots\dots = (W/2L^2) (L^2 - 4x^2) \\
 M_{\text{máx.}} \text{ (en el centro)} & \dots\dots\dots = WL/6 \\
 M_x \text{ (cuando } x < L/2) & \dots\dots\dots = W \cdot x ((1/2) - (2x^2/3L^2)) \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (en el centro)} & \dots\dots\dots = W \cdot L^3/60 \cdot E.I \\
 \Delta_x & \dots\dots\dots = (Wx/480 \cdot E.I. (L^2) \cdot (5L^2 - 4x^2)^2)
 \end{aligned}$$

Vigas con un Extremo en Volado.

Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo.



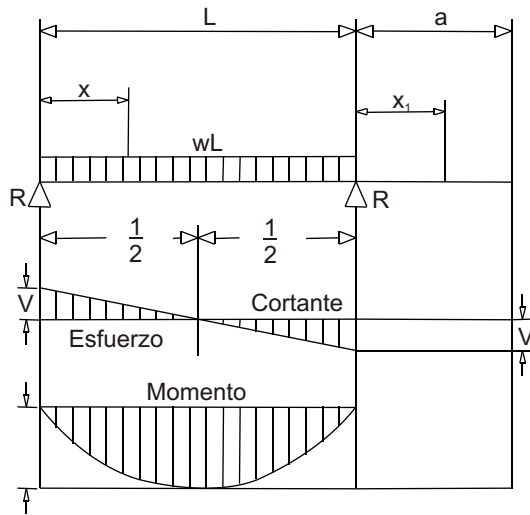
$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 &= (w/2L).(L^2 - a^2) \\
 R_2 = V_2 + V_3 &= (w/2L).(L+a)^2 \\
 V_2 &= w.a \\
 V_3 &= (w/2L).(L^2 + a^2) \\
 V_x \text{ (entre apoyos)} &= R_1 - wx \\
 V_{x1} \text{ (en el volado)} &= w.(a - x_1) \\
 M_1 \text{ (en } x = (1/2) [1. (a^2/L^2)] \text{)} &= (w/8L^2).(L+a)^2.(L-a)^2 \\
 M_2 \text{ (en } R_2 \text{)} &= wa^2/2 \\
 M_x \text{ (entre apoyos)} &= (wx/2L).(L^2 - a^2 - xL) \\
 M_{x1} \text{ (en el volado)} &= (w/2).(a - x_1)^2 \\
 \Delta_x \text{ (entre apoyos)} &= (wx/24.EI.L).(L^4 - 2L^2x^2 + Lx^3 - 2a^2L^2 + 2a^2x^2)
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 &= wa^2/2L \\
 R_2 = V_1 + V_2 &= (wa/2L).(2L+a) \\
 V_2 &= w.a \\
 V_{x1} \text{ (en el volado)} &= w.(a - x_1) \\
 M_{\text{máx.}} \text{ (En R)} &= wa^2/2 \\
 M_x \text{ (entre apoyos)} &= wa^2x/2L \\
 M_{x1} \text{ (en el volado)} &= (w/2).(a - x_1)^2 \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (entre apoyos en } x = (1/\sqrt{3}) \text{)} &= (wa^2.L^2/18(\sqrt{3})EI) = (.03208)(wa^2L^2/EI) \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (en el volado en } x_1 = a \text{)} &= (wa^3/24.EI)(4L+3a) \\
 \Delta \text{ (entre apoyos)} &= (wa^2x/12.EI.L)(L^2 - x^2)
 \end{aligned}$$

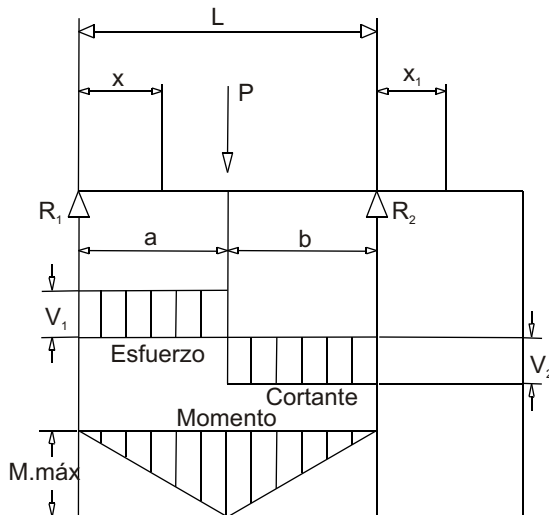
Vigas con un Extremo en Volado.

Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo.



Los diagramas de corte y momentos son herramientas de cálculo que nos permiten visualizar el comportamiento de las fuerzas sobre los elementos de la estructura.

$$\begin{aligned}
 R &= V \dots\dots\dots = wL/2 \\
 V_x \dots\dots\dots &= w \cdot ((L/2) - x) \\
 M_{\text{máx.}} \text{ (en el centro)} \dots\dots\dots &= wL^2/8 \\
 M_x \dots\dots\dots &= (wx/2) \cdot (L-x) \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (en el centro)} \dots\dots\dots &= 5w \cdot L^4/384 \cdot E_i \\
 \Delta_x \dots\dots\dots &= (wx/28 \cdot E_i) \cdot (L^3 - 2Lx^2 + x^3) \\
 \Delta_{x_1} \dots\dots\dots &= (wL^3 \cdot x_1/24 \cdot E_i)
 \end{aligned}$$

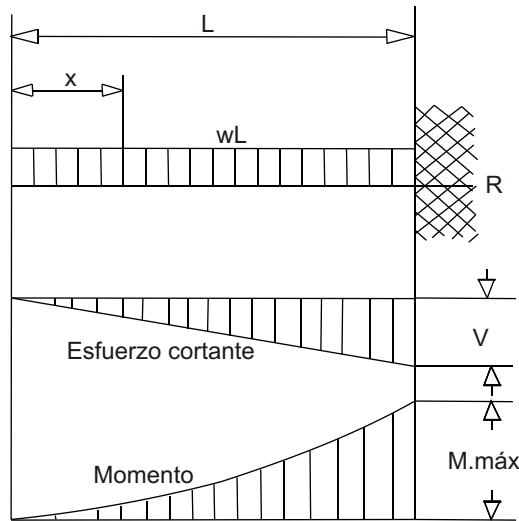


En los gráficos se visualiza que los esfuerzos de corte son mayores en las intersecciones de las vigas con las columnas o bajo una carga concentrada y la flexión es mayor en los puntos medios de las vigas y en los apoyos de las vigas en los volados.

$$\begin{aligned}
 R_1 &= V_1 \text{ (máx. cuando } a < b) \dots\dots\dots = Pb/L \\
 R_2 &= V_2 \text{ (máx. cuando } a > b) \dots\dots\dots = Pa/L \\
 M_{\text{máx.}} \text{ (bajo la carga)} \dots\dots\dots &= Pab/L \\
 M_x \text{ (cuando } x < a) \dots\dots\dots &= Pbx/L \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (En } x = \sqrt{a(a+2b)})/3 \text{ cuando } a > b \dots\dots\dots &= [Pab(a+2b)] \sqrt{3a(a+2b)}/27 \cdot E_i \cdot L \\
 \Delta_a \text{ (bajo la carga)} \dots\dots\dots &= Pa^2 \cdot b^2/3 \cdot E_i \cdot L \\
 \Delta_x \text{ (cuando } x < a) \dots\dots\dots &= (Pbx/6 \cdot E_i \cdot L) (L^2 - b^2 - x^2) \\
 \Delta_x \text{ (cuando } x > a) \dots\dots\dots &= (Pa(L-x)/6 \cdot E_i \cdot L) (2Lx - x^2 - a^2) \\
 \Delta_{x_1} \dots\dots\dots &= (Pabx_1/6 \cdot E_i \cdot L) (L+a)
 \end{aligned}$$

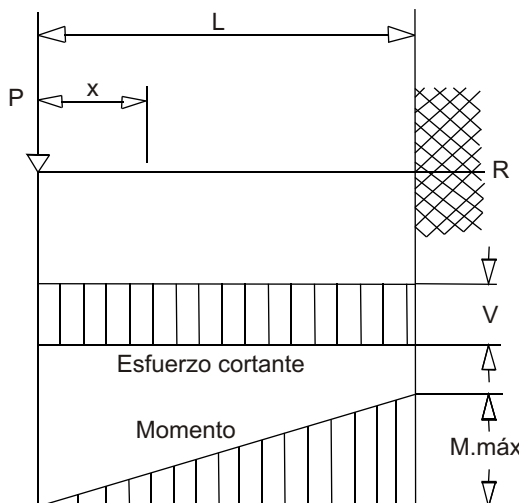
Vigas en Voladizo

Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo.



Los diagramas de corte y momentos son herramientas de cálculo que nos permiten visualizar el comportamiento de las fuerzas sobre los elementos de la estructura.

$$\begin{aligned}
 R = V & \dots\dots\dots = w.L \\
 V_x & \dots\dots\dots = w.x \\
 M_{\text{máx.}} \text{ (en el empotramiento)} & \dots\dots\dots = w.L^2/2 \\
 M_x & \dots\dots\dots = w.x^2/2 \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (en el extremo libre)} & \dots\dots\dots = w.L^4/8.EI \\
 \Delta_x & \dots\dots\dots = (W/24.Ei).(x^4 - 4L^3x + 3L^4)
 \end{aligned}$$

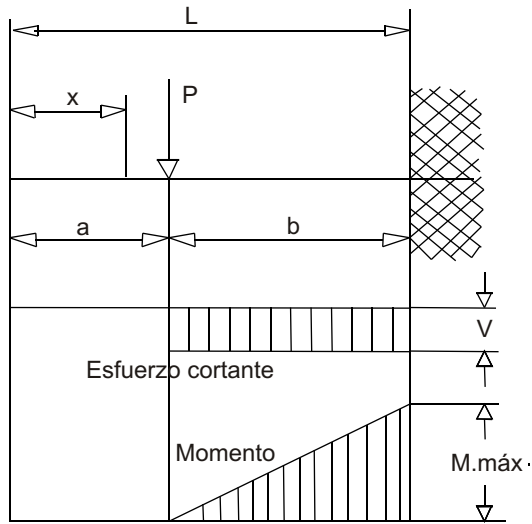


En los gráficos se visualiza que los esfuerzos de corte son mayores en las intersecciones de las vigas con las columnas o bajo una carga concentrada y la flexión es mayor en los puntos medios de las vigas y en los apoyos de las vigas en los volados.

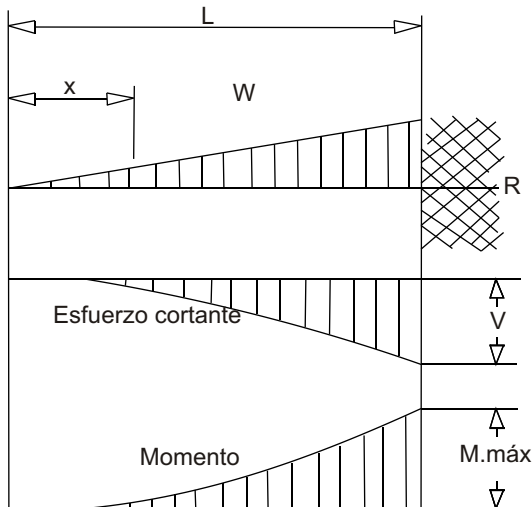
$$\begin{aligned}
 R = V & \dots\dots\dots = P \\
 M_{\text{máx.}} \text{ (en el empotramiento)} & \dots\dots\dots = P.L \\
 M_x & \dots\dots\dots = P.x \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (en el extremo libre)} & \dots\dots\dots = P.L^3/3.EI \\
 \Delta_x & \dots\dots\dots = (P/6.EI).(2L^3 - 3L^2x + x^3)
 \end{aligned}$$

Vigas en Voladizo.

Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo.

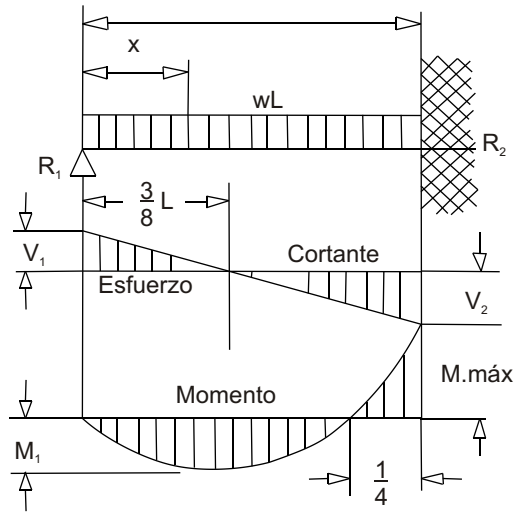


$R = V \dots\dots\dots = P$
 $M_{\text{máx.}} \text{ (en el empotramiento)} \dots\dots\dots = Pb$
 $M_x \text{ (cuando } x > a) \dots\dots\dots = P(x-a)$
 $\Delta_{\text{máx.}} \text{ (en el extremo libre)} \dots\dots\dots = (Pb^2/6.EI).(3L-b)$
 $\Delta_a \text{ (bajo la carga)} \dots\dots\dots = Pb^3/3.EI$
 $\Delta_x \text{ (cuando } x < a) \dots\dots\dots = (Pb^2/6.EI).(3L-3x-b)$
 $\Delta_x \text{ (cuando } x > a) \dots\dots\dots = (P.(L-x)^2/6.EI).(3b-L+x)$

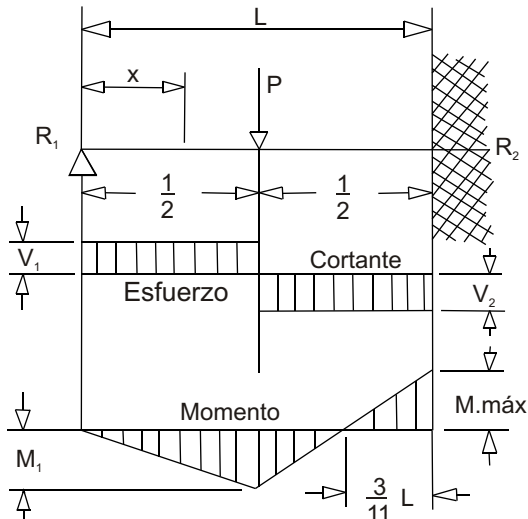


$R = V \dots\dots\dots = W$
 $V_x \dots\dots\dots = W(x^2/L^2)$
 $M_{\text{máx.}} \text{ (en el empotramiento)} \dots\dots\dots = WL/3$
 $M_x \dots\dots\dots = Wx^3/3L^2$
 $\Delta_{\text{máx.}} \text{ (en el extremo libre)} \dots\dots\dots = WL^3/15.EI$
 $\Delta_x \dots\dots\dots = (W/60.EI.L^2)(x^5-5L^4x+4L^5)$

Vigas con un Extremo Apoyado y el Otro Empotrado
 Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo.



$$\begin{aligned}
 R_1 = V & \dots\dots\dots = 3wL/8 \\
 R_2 = V_2 \text{ máx} & \dots\dots\dots = 5wL/8 \\
 V_x & \dots\dots\dots = R_1 - wx \\
 M_{\text{máx.}} & \dots\dots\dots = wL^2/8 \\
 M_1 \text{ (en } x = (3/8) \cdot L) & \dots\dots\dots = (9/128) \cdot (wL^2) \\
 M_x & \dots\dots\dots = (R_1 \cdot x) - (w \cdot x^2/2) \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (En } x = (1/16) \cdot (1 + \sqrt{33}) = .4215L) & \dots\dots\dots = wL^4/185EI \\
 \Delta_x & \dots\dots\dots = (wx/48EI) \cdot (L^3 - 3Lx^2 + 2x^3)
 \end{aligned}$$

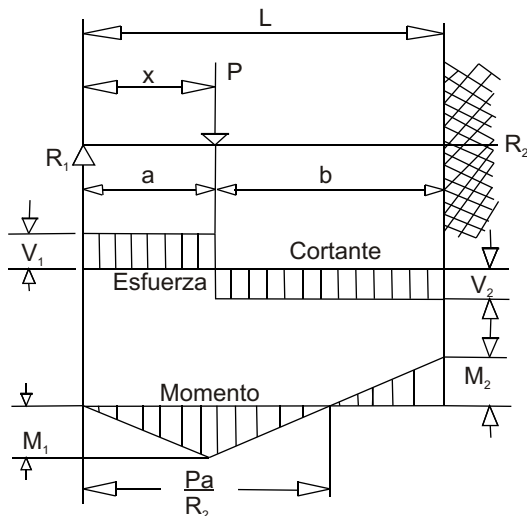


$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 & \dots\dots\dots = 5P/16 \\
 R_2 = V_2 \text{ máx} & \dots\dots\dots = 11P/16 \\
 M_{\text{máx.}} \text{ (en el empotramiento)} & \dots\dots\dots = 3PL/16 \\
 M_1 \text{ (bajo la carga)} & \dots\dots\dots = 5PL/32 \\
 M_x \text{ (cuando } x < 1/2) & \dots\dots\dots = 5Px/16 \\
 M_x \text{ (cuando } x > 1/2) & \dots\dots\dots = P[(L/2) - (11x/16)] \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (en } x = L(\sqrt{1/5}) = .4472L) & \dots\dots\dots = (PL^3/48EI) \sqrt{5} = .009317 (PL^3/EI) \\
 \Delta_x \text{ (bajo la carga)} & \dots\dots\dots = 7P \cdot L^3/768EI \\
 \Delta_x \text{ (cuando } x < 1/2) & \dots\dots\dots = (Px/96EI) \cdot (3L^2 - 5x^2) \\
 \Delta_x \text{ (cuando } x > 1/2) & \dots\dots\dots = (P/96EI) \cdot (x-L)^2 (11x-2L)
 \end{aligned}$$

Vigas con un Extremo Apoyado y el Otro Empotrado.
 Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo.

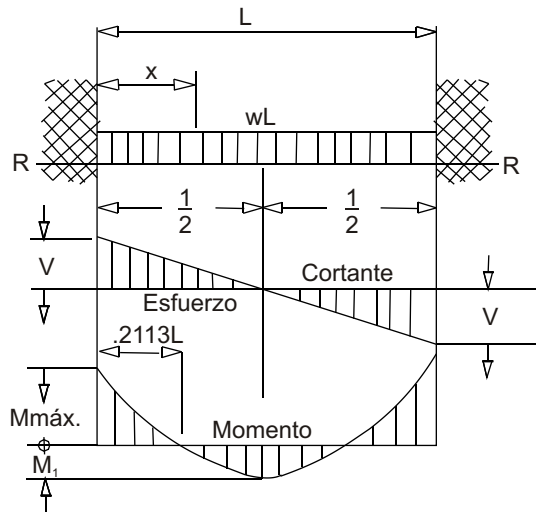
Los diagramas de corte y momentos son herramientas de cálculo que nos permiten visualizar el comportamiento de las fuerzas sobre los elementos de la estructura.

En los gráficos se visualiza que los esfuerzos de corte son mayores en las intersecciones de las vigas con las columnas o bajo una carga concentrada y la flexión es mayor en los puntos medios de las vigas y en los apoyos de las vigas en los volados.

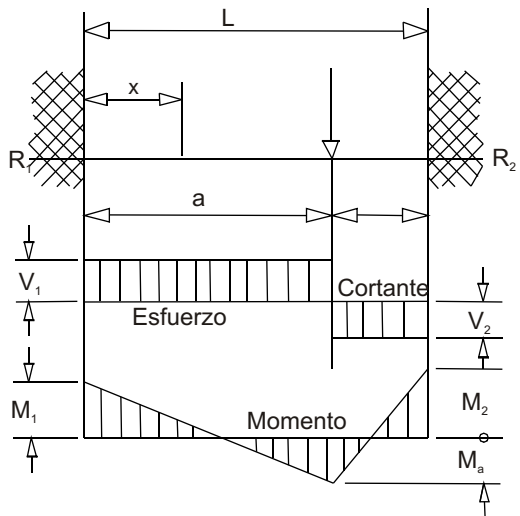


$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 & \dots\dots\dots = (Pb^2/2L^3) \cdot (a+2L) \\
 R_2 = V_2 & \dots\dots\dots = (Pa/2L^3) \cdot (3L^2-a^2) \\
 M_1 \text{ (bajo la carga)} & \dots\dots\dots = R_1 \cdot a \\
 M_2 \text{ (en el empotramiento)} & \dots\dots\dots = (Pab/2L^2) \cdot (a+L) \\
 M_x \text{ (cuando } x < a) & \dots\dots\dots = R_1 \cdot x \\
 M_x \text{ (cuando } x > a) & \dots\dots\dots = (R_1 \cdot x) - P(x-a) \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (cuando } a < .414L \text{ en } x = L [(L^2+a^2)/3L^2-a^2]) & \dots\dots\dots = (Pa/3 \cdot EI) \cdot (L^2-a^2)^3 / (3L^2-a^2)^2 \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (cuando } a > .414L \text{ en } x = L (\sqrt{a/2L+a}) & \dots\dots\dots = (Pab^2/6 \cdot EI) \cdot \sqrt{(a/2L+a)} \\
 \Delta_a \text{ (bajo la carga)} & \dots\dots\dots = (Pa^2b^3/12EIL^3) \cdot (3L+a) \\
 \Delta_x \text{ (cuando } x < a) & \dots\dots\dots = (Pb^2x/12EIL^3) \cdot (3aL^2-2Lx^2-ax^2) \\
 \Delta_x \text{ (cuando } x > a) & \dots\dots\dots = (Pa/12EIL^3) \cdot (L-x)^2 (3L^2x-a^2x-2a^2L)
 \end{aligned}$$

Vigas Doblemente Empotradas
Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo.



$$\begin{aligned}
 R = V & \dots\dots\dots = w \cdot L/2 \\
 V_x & \dots\dots\dots = w \cdot [(L/2)-x] \\
 M_{\text{máx}} \text{ (en los apoyos)} & \dots\dots\dots = w \cdot L^2/12 \\
 M_1 \text{ (en el centro)} & \dots\dots\dots = w \cdot L^2/24 \\
 M_x & \dots\dots\dots = (w/12) \cdot (6Lx-L^2-6x^2) \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (En el centro)} & \dots\dots\dots = w \cdot L^4/384 \cdot EI \\
 \Delta_x & \dots\dots\dots = (w \cdot x^2/24 \cdot EI) \cdot (L-x)^2
 \end{aligned}$$

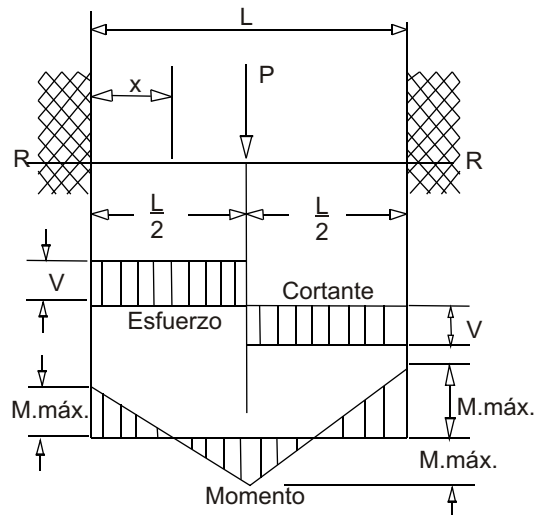


$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 \text{ (máx. cuando } a < b) & \dots\dots\dots = (Pb^2/L^3) \cdot (3a+b) \\
 R_2 = V_2 \text{ (máx. cuando } a > b) & \dots\dots\dots = (Pa^2/L^3) \cdot (a+3b) \\
 M_1 \text{ (máx. cuando } a < b) & \dots\dots\dots = Pa \cdot b^2/L^2 \\
 M_2 \text{ (máx. cuando } a > b) & \dots\dots\dots = Pa^2 \cdot b/L^2 \\
 M_a \text{ (bajo la carga)} & \dots\dots\dots = 2 \cdot Pa^2 \cdot b^2/L^3 \\
 M_x \text{ (cuando } x < a) & \dots\dots\dots = (R_1 \cdot x) - (Pab^2/L^2) \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (cuando } a > b \text{ en } x = 2 \cdot a \cdot L/3a+b) & \dots\dots\dots = 2 \cdot Pa^3 \cdot b^2/3 \cdot EI(3a+b)^2 \\
 \Delta_a \text{ (bajo la carga)} & \dots\dots\dots = Pa^3 \cdot b^3/3 \cdot EI \cdot L^3 \\
 \Delta_x \text{ (cuando } x < a) & \dots\dots\dots = (Pb^2 \cdot x^2/6 \cdot EI \cdot L^3) \cdot (3aL-3ax-bx)
 \end{aligned}$$

Vigas Doblemente Empotradas
 Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo.

Los diagramas de corte y momentos son herramientas de cálculo que nos permiten visualizar el comportamiento de las fuerzas sobre los elementos de la estructura.

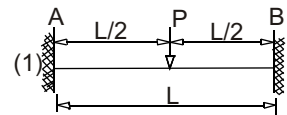
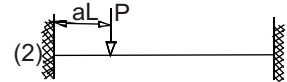
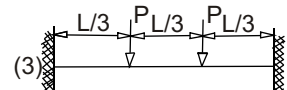
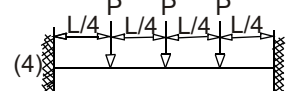
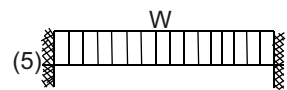
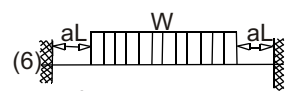
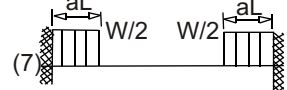
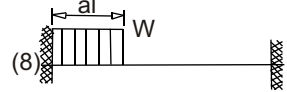
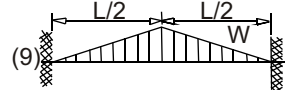
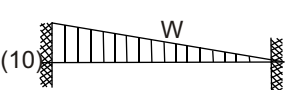
En los gráficos se visualiza que los esfuerzos de corte son mayores en las intersecciones de las vigas con las columnas o bajo una carga concentrada y la flexión es mayor en los puntos medio de las vigas y en los apoyos de las vigas en los volados.



$$\begin{aligned}
 R = V & \dots\dots\dots = P/2 \\
 M_{\text{máx.}} \text{ (en el centro y en los apoyos)} & \dots\dots\dots = PL/8 \\
 M_x \text{ (para } x < e/2) & \dots\dots\dots = (P/8) \cdot (4x-L) \\
 \Delta_{\text{máx.}} \text{ (en el centro)} & \dots\dots\dots = P \cdot L^3 / 192 \cdot EI \\
 \Delta_x \text{ (cuando } x < e/2) & \dots\dots\dots = (P \cdot x^2 / 48 \cdot EI) \cdot (3L-4x)
 \end{aligned}$$

Herramientas de Cálculo.
Diagramas de Momentos, Cortes, Fórmulas para Cálculo.

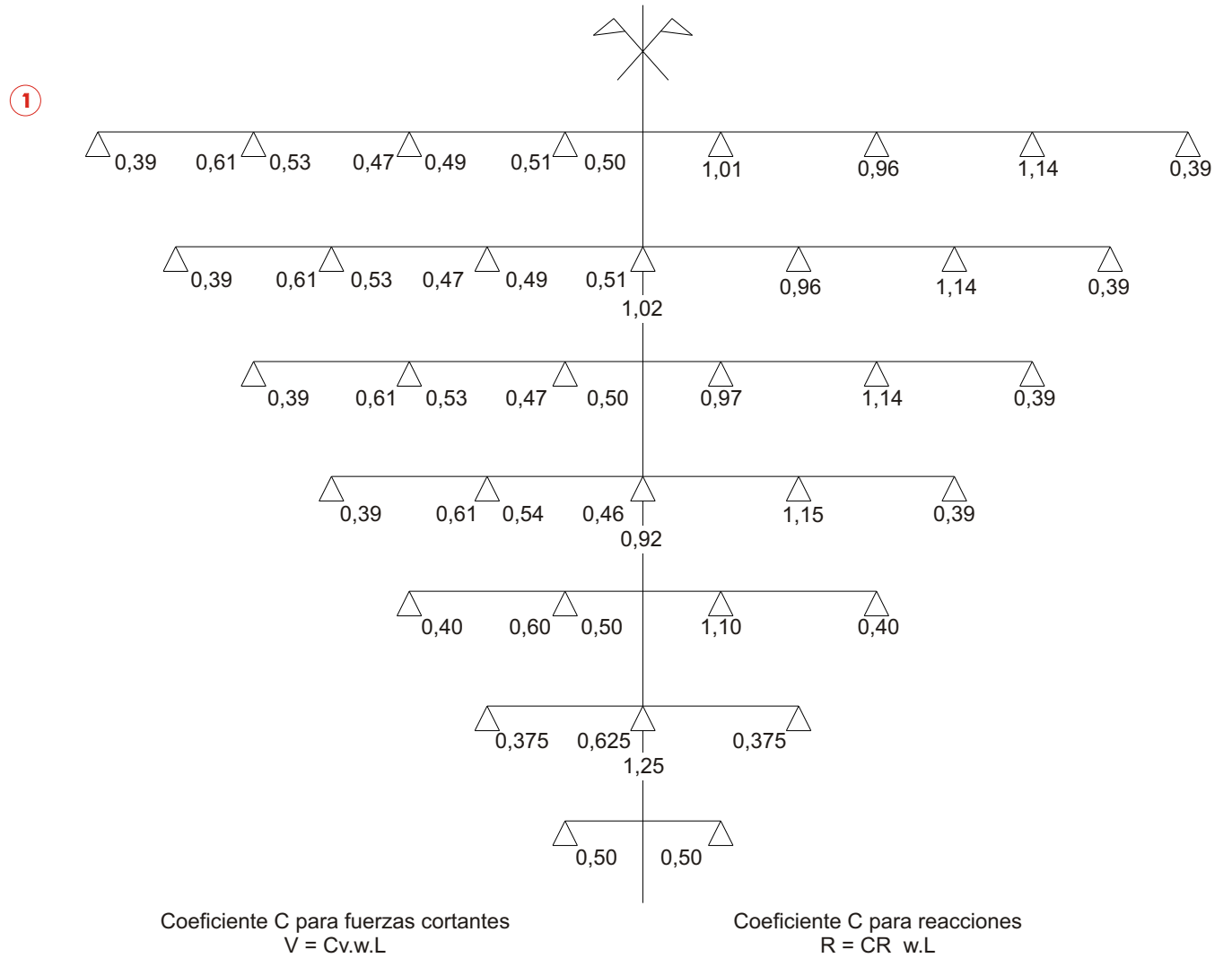
Tabla 1.13
MINDUR 1.985.

Carga	Momento en A	Momento en el Centro.	Momento en B
(1) 	$-\frac{PL}{8}$		$-\frac{PL}{8}$
(2) 	$-PLa(1-a)^2$		$-PLa^2(1-a)$
(3) 	$-\frac{2P}{L}$	$+\frac{2PL}{9}$	$-\frac{2P}{L}$
(4) 	$-\frac{5P}{L}$	$+\frac{3PL}{16}$	$-\frac{5P}{L}$
(5) 	$-\frac{WL}{12}$	$+\frac{WL}{24}$	$-\frac{WL}{12}$
(6) 	$-\frac{WL(1+2a-2a^2)}{12}$	$+\frac{WL(1+2a+4a^2)}{24}$	$-\frac{WL(1+2a-2a^2)}{12}$
(7) 	$-\frac{WL(3a-2a^2)}{12}$	$+\frac{WLa^2}{6}$	$-\frac{WL(3a-2a^2)}{12}$
(8) 	$-\frac{WLa(6-8a+3a^2)}{12}$		$-\frac{WLa^2(4-3a)}{12}$
(9) 	$-\frac{5WL}{48}$	$+\frac{3WL}{48}$	$-\frac{5WL}{48}$
(10) 	$-\frac{WL}{10}$		$-\frac{WL}{15}$

W = Carga total sobre la viga

Herramientas de Cálculo.
Coeficientes para Fuerzas Cortantes y Reacciones.

Tabla 1.16 MINDUR 1.985

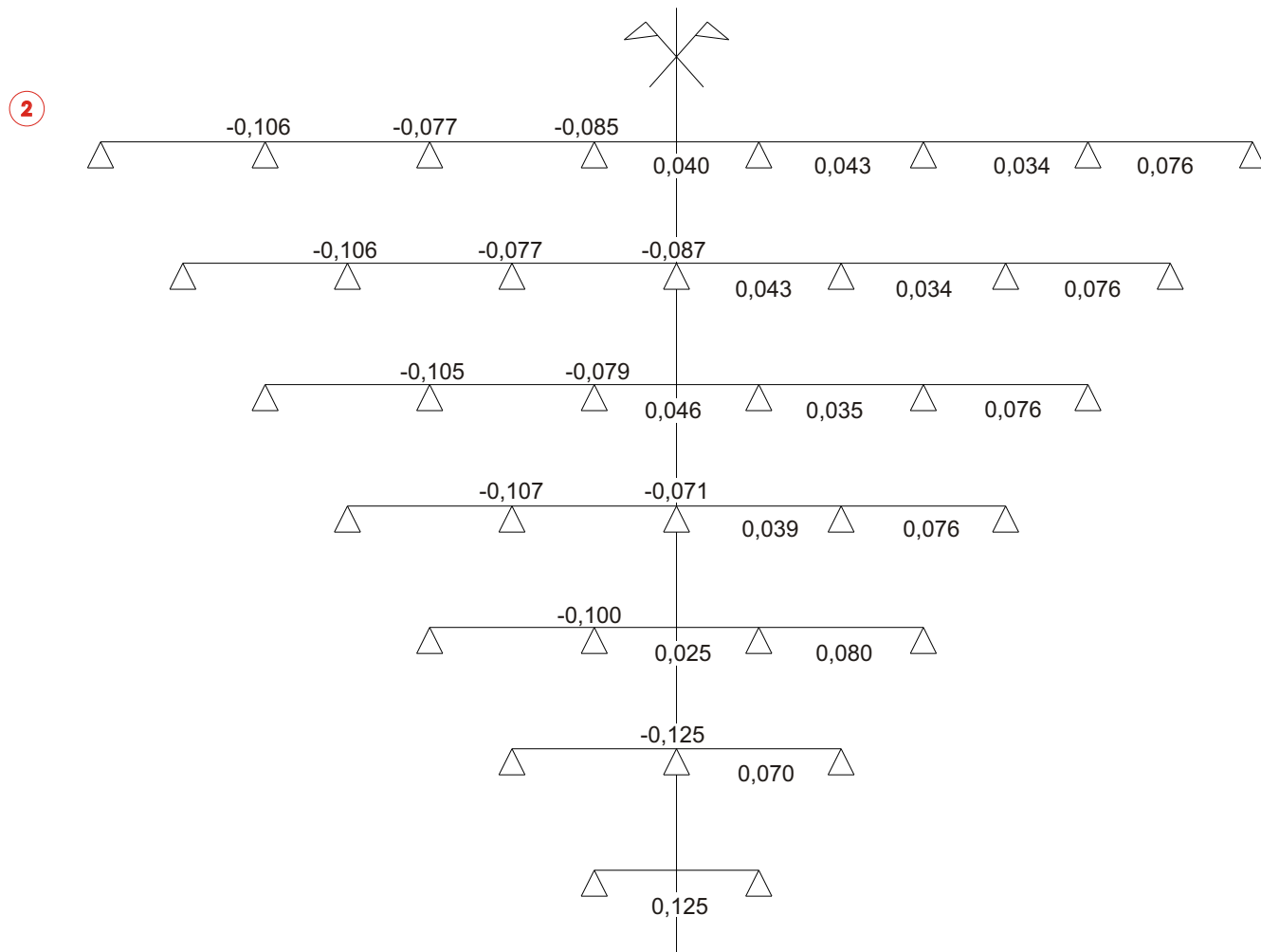


W = carga uniforme.

L = luz del tramo.

Herramientas de Cálculo.
Coeficientes para Determinar Momentos.

Tabla 1.17 MINDUR 1.985.



Coeficiente para momentos en los apoyos

Coeficiente C para momentos en los tramos

W = carga uniforme.

L = luz del tramo.

M = Cw .L².

Se fabrican en Venezuela aceros de baja resistencia, $F_y = 2.800$ y de alta resistencia $F_y = 4.200$, se acostumbra pintar las plantas de las barras de color verde (2.800) y rojo (4.200), además llevan grabados los números 28 ó 42.

Barras de Acero para Refuerzo (cabillas redondas)

Designación		Diámetro mm	Área cm ²	Perímetro cm	Peso K/m	Sección total cm ² .											
Actual(a)	Anterior					Número de Cabillas											
						1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2 (b)	1/4"	6.35	0.317	1.995	0.249	0.32	0.63	0.95	1.27	1.58	1.90	2.22	2.54	2.85	3.17	3.49	3.80
3	3/8"	9.52	0.713	2.992	0.559	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70	6.42	7.13	7.84	8.56
4	1/2"	12.70	1.267	3.990	0.994	1.27	2.53	3.80	5.07	6.34	7.60	8.87	10.14	11.40	12.67	13.94	15.20
5	5/8"	15.88	1.979	4.987	1.554	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90	11.87	13.85	15.83	17.81	19.79	21.77	23.75
6	3/4"	19.05	2.850	5.985	2.237	2.85	5.70	8.55	11.40	14.25	17.10	19.95	22.80	25.65	28.50	31.35	34.20
7	7/8"	22.22	3.879	6.982	3.045	3.88	7.76	11.64	15.52	19.40	23.27	27.15	31.03	34.91	38.79	42.67	46.55
8	1"	25.40	5.067	7.980	3.978	5.07	10.13	15.20	20.27	25.34	30.47	35.47	40.54	45.60	50.67	55.74	60.80

a) Los números utilizados para designar las cabillas están basados en el número de octavos de pulgadas comprendidos en el diámetro de una cabilla. El diámetro nominal en una cabilla estriada es equivalente al diámetro de una cabilla lisa que tenga el mismo peso unitario de la estriada.

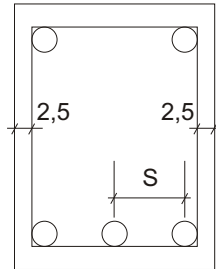
b) Solo Lisas

Herramientas de Cálculo.
Cabillas que Caben en una Sola Capa (Ancho).

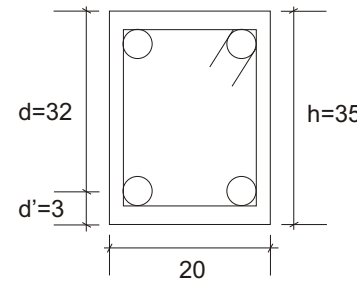
Se puede calcular por la fórmula:

$$n = \frac{b - 6,904}{\varnothing + S}$$

- n = Número de cabillas.
- ∅ = Diámetro de las cabillas.
- b = Ancho de la sección.
- S = Separación entre cabillas será igual al diámetro y no menor a 2,5 cms.



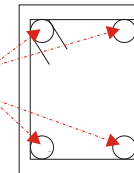
Ejemplo:



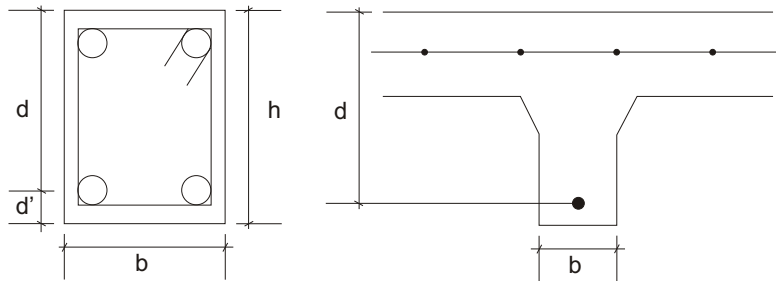
$$\text{As mínimo} = \frac{14 \times 20 \times 32}{4200} = 2,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{As mínimo} = 2 \varnothing \frac{1}{2} = 2,53 \text{ cm}^2 > 2,13 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo 2 ∅ 1/2



Cabillas que Entran en una Capa (Ancho)



El acero mínimo a colocar en losas y vigas siempre se debe chequear por la fórmula:

$$\text{As mínimo} = \frac{14 \times b \times d}{F_y}$$

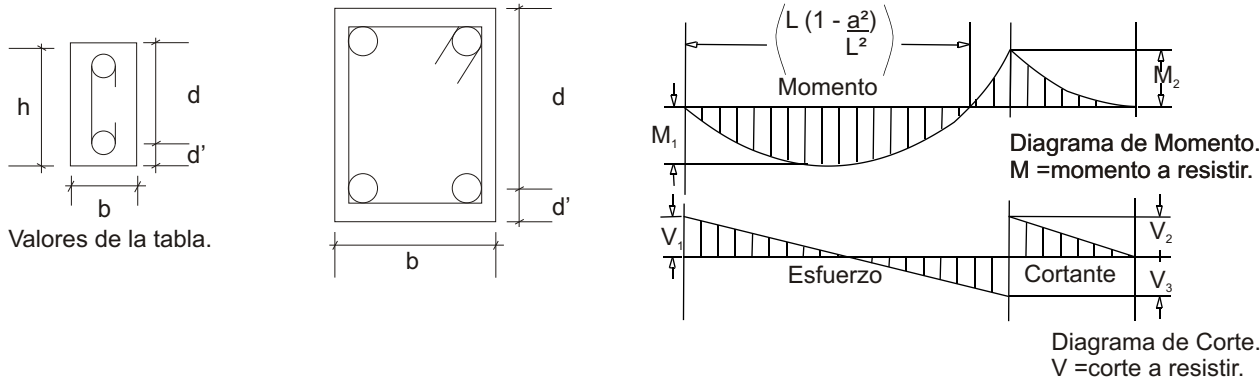
F_y = Resistencia 2800 o 4200 Kg/cm² del acero.

b = Base.

Ancho (B) cms	Número de Cabillas en el Ancho					
	Diámetro Cabillas					
	∅ 3/8"	∅ 1/2"	∅ 5/8"	∅ 3/4"	∅ 7/8"	∅ 1"
10	2	1	1	1	1	1
12	2	2	2	2	1	1
14	3	2	2	2	2	2
15	3	3	3	2	2	2
16	3	3	3	3	2	2
18	4	4	3	3	3	3
20	4	4	4	3	3	3
22	5	5	4	4	4	3
24	6	5	5	4	4	4
25	6	5	5	5	4	4
26	6	6	5	5	4	4
28	7	6	6	5	5	5
30	7	7	6	6	5	5
32	8	7	7	6	6	5
34	9	8	7	7	6	6
35	9	8	7	7	6	6
36	9	8	8	7	7	6
38	10	9	8	8	7	7
40	10	9	9	8	7	7
42	11	10	9	8	8	7

Herramientas de Cálculo.

Valores para Proyectar Nervios y Vigas de Concreto Armado; $R_{c28} = 200 \text{ Kg/cm}^2$.



Se fabrican en Venezuela aceros de baja resistencia, $F_y = 2.800$ y de alta resistencia $F_y = 4.200$, se acostumbra pintar las puntas de las barras de color verde (2.800) y rojo (4.200), además llevan grabados los números 28 ó 42.

Tabla 4.4 MINDUR 1.985. Sección de Concreto Armado Sometida a Flexión.

$R_{c28} = 200 \text{ kg/cm}^2$ $q = 0.18$ $j_u = 0.894$ $\phi = 0.90$ $R_u = 28.96$

d' cm	H. Cm.	b. cm. D. Cm.	Momento Resistente ϕR_{ubd}^2 [Kg-m]					Armadura				H. Cm.
								Baja Resistencia.		Alta Resistencia.		
			10	15	20	25	30	$\phi f_y j_u d$	$\phi f_y (d-d')$	$\phi f_y j_u d$	$\phi f_y (d-d')$	
2	8	6	104	156	209	261	313	135	101	203	151	6
	10	8	185	278	371	463	556	180	151	270	227	10
	12	10	290	434	579	724	869	225	202	338	302	12
3	15	12	417	626	834	1043	1251	270	227	405	340	15
	17	14	568	851	1135	1419	1703	315	277	473	416	17
	18	15	652	977	1303	1629	1955	339	302	507	454	18
	20	17	837	1255	1674	2092	2511	383	353	574	529	20
	22	19	1045	1568	2091	2614	3136	428	403	642	655	22
	25	22	1402	2102	2803	3504	4205	496	479	743	718	25
5	30	27	2111	3167	4222	5278	6333	608	605	912	987	30
	25	20	1158	1738	2317	2896	3475	450	378	676	567	25
	30	25	1810	2715	3620	4525	5430	563	504	845	756	30
	35	30	2606	3909	5213	6515	7819	676	630	1014	945	35
	40	35	3547	5321	7095	8869	10642	788	756	1182	1134	40
	45	40	4633	6950	9267	11584	13900	901	882	1351	1323	45
	50	45	5864	8796	11728	14661	17593	1014	1008	1520	1512	50

Herramientas de Cálculo.

Valores para Proyectar Nervios y Vigas de Concreto Armado Rc28 = 250 Kg/cm².

Chequear una sección por corte:
El corte que resiste una sección es igual

$$V_c = 0,53 \sqrt{R_{c28}} \times b \times d$$

Y el mayorado $V_u = 0,85 \times V_c$

Y en losas nervadas el valor se aumenta en 10% (multiplicar por 1,10).

Ejemplo: Evaluar para el corte $V = 441$ Kg nervio, una losa nervada de espesor 0,15 m con concreto Rc28 = 200 Kg/cm²

$$V_c = 441 \text{ Kg}$$

$1,5 \times V = 1,5 \times 441 = 662$ Kg es el corte mayorado, si el corte que resiste es

$$V_c = 0,53 \sqrt{200} \times 10 \times 12 = 899 \text{ Kg}$$

Y por ser losa nervada aumenta en 10%

$V_c = 1,1 \times 899 = 989$ Kg y el que resiste mayorado

$$V_u = 0,85 \times 989 = 841 \text{ Kg}$$

Por ser 662Kg < 841Kg el corte por cálculo mayorado es menor que el resistente mayorado la solución es técnicamente aceptable.

Nota: Siempre asumiremos macizado mínimo 0,10 a la cara de la viga. Igual se calcula el corte resistente en vigas.

Nota: En losas nervadas con luces $\geq 6,00$ mts. debemos colocar un nervio de refuerzo transversal mínimo.

Tabla 4.5 MINDUR 1.985 Sección de Concreto Armado Sometida a Flexión.

Rc28 = 250 kg/cm²

q = 0.18

ju = 0.894

Ø = 0.90

Ru = 36.20

d' cm	h cm	b cm d cm	Momento Resistente ϕR_{ubd}^2 [Kg-m]					Armadura				h cm
								Baja Resistencia.		Alta Resistencia.		
			Fy= 2800 kg/cm ²		Fy= 4200 kg/cm ²		$\phi f_y j_{ud}$	$\phi f_y (d-d')$	$\phi f_y j_{ud}$	$\phi f_y (d-d')$		
10	15	20	25	30								
2	8	6	130	195	261	326	391	135	101	203	151	8
	10	8	232	348	463	579	695	180	151	270	227	10
	12	10	362	543	724	905	1086	225	202	338	332	12
3	15	12	521	782	1043	1303	1564	270	227	405	348	15
	17	14	709	1064	1419	1774	2128	315	277	473	416	17
	18	15	814	1222	1629	2036	2443	338	302	507	454	18
	20	17	1046	1569	2092	2615	3138	383	353	574	529	20
	22	19	1307	1960	2614	3267	3920	428	403	642	625	22
	25	22	1752	2628	3504	4380	5256	496	479	743	718	25
5	30	27	2639	3958	5278	6597	7917	608	605	912	907	30
	25	20	1448	2172	2896	3620	4344	450	378	676	567	25
	30	25	2262	3394	4525	5656	6787	563	504	843	756	30
	35	30	3258	4887	6515	8145	9774	676	630	1014	945	35
	40	35	4434	6652	8869	11086	13303	788	756	1182	1134	40
	45	40	5792	8688	11584	14480	17375	901	882	1351	1323	45
	50	45	7330	10995	14661	18326	21991	1014	1008	1520	1512	50

**Herramientas de Cálculo.
Preparación y Dosificación del Concreto.**

Definición: El concreto (hormigón) es un conglomerado de agregados finos (arena) y gruesos (piedra) aglutinados por una pasta de cemento y agua.

Propiedades: El concreto es un material con fracción y cohesión, y éste aumenta o disminuye con el contenido de cemento. Los agregados proporcionan fricción únicamente.

Compresión: Es el esfuerzo que mejor soporta el concreto. Se utiliza como índice de su calidad. Rc28 (resistencia del concreto a la compresión a los 28 días de vaciado).

Preparación y Dosificación del Concreto.

Rc28 Kg/cm ²	Proporción	Sacos de cemento	Arena m ³	Piedra m ³	Granza m ³	Litros de agua
210 - 250	01:02:04	7,9	0,44	0,88		220
180 - 210	1: 2,3: 4,6	7	0,45	0,9		200
150 - 180	01:03:06	5,6	0,47	0,94		160
	1: 2,7: 5,4	6	0,45	0,9		170
	01:04	10,5			1,18	300
	01:06	7,2			1,2	200
	01:07	6,1			1,2	175
	01:08	5,4			1,2	150
	01:08,5	5			1,2	140

Materiales Generalmente Usados para un Terceo.

Rc28 Kg/cm ²	Proporción	Sacos de cemento	Latas de arena	Latas de Piedra	Latas de granza	Latas de agua
210 - 250	01:02:04	1	3,1	6,2		1,5
180 - 210	1: 2,3: 4,6	1	3,5	7		1,5
150 - 180	01:03:06	1	4,7	9,4		1,5
	1: 2,7: 5,4	1	4	8		1,5
	01:04	1			6,25	1,5
	01:06	1			9,25	1,5
	01:07	1			11	1,5
	01:08	1			12,5	1,5
	01:08,5	1			13,5	1,5

**Herramientas de Cálculo.
Principales Aplicaciones de los Concretos.**

La resistencia del concreto depende de:

- 1.-La relación agua, cemento (a menor proporción a/c mayor resistencia). La cantidad mínima de agua es de 0,20 lts. por kilo de cemento.
- 2.-La calidad y dosificación de los materiales.
- 3.-Los procedimientos de mezclado, transporte, colocación y compactación.
- 4.-El curado.
- 5.-La edad.

Mortero de Cemento (Pega).

Proporción	Por metro cúbico		Para unterceo		Aplicaciones
	Sacos de cemento	Arena m³	Sacos de cementos	Latas de Arena	
01:08	5,4	1,2	1	12,5	Paredes
01:06	7,2	1,2	1	9,5	Paredes
01:03	12,8	1,07	1	4,75	Paredes de canto revestimiento
01:01	22,3	0,63	1	0,15	Impermeabilización

Mortero de Cal (Mezcla).

Proporción	Por metros cúbico			Para unterceo			Aplicaciones
	Cal en Sacos	Arena m³	Cementos Sacos	Latas de Cal	Latas de Arena	Cemento	
Cal: Arena + % 1: 3+2%	19	1.07	1/3	1	3	1	Paredes
1: 2+2%	25	0.91	1/4	1	2	1	Paredes y techos de teja

% Los porcentajes de cemento son tomados respecto al volumen de cal.

Principales Aplicaciones de los Concretos.

Rc28kg/cm²	Proporción	Fundaciones		Bases de piso	Machones	Columnas	Vigas de		Placas
		Corriente	Armadas				Corona	Carga	
Entre 210 - 250	1:2:4	X	X	X	X	X	X	X	X
Entre 180 - 210	1: 2,3: 4,6	X	X	X	X	X	X	X	X
Entre 150 - 180	1:3:6	X	X	X	X	X	X	X	X
	1: 2,7: 5,4	X	X	X	X	X	X	X	X
	1:4	X	X	X	X	X	X	X	X
	1:6	X	X	X	X		X		X
	1:7	X	X	X	X		X		X
	1:8	X	X	X	X		X		
	1:8,5	X		X					

**Herramientas de Cálculo.
Distribución de los Estribos en las Vigas.**

En las estructuras de concreto armado, los refuerzos de acero (estribos), absorben los esfuerzos de corte, estos van menos separados donde el corte es mayor; igualmente hay que reforzar donde la tracción es mayor ó

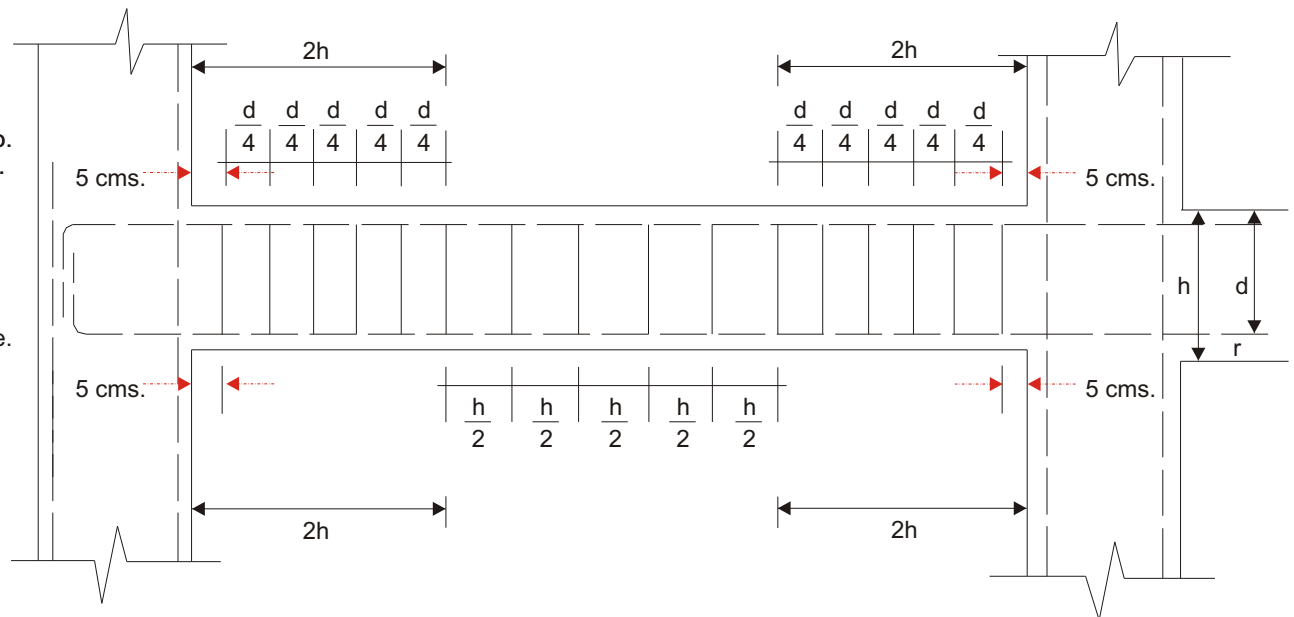
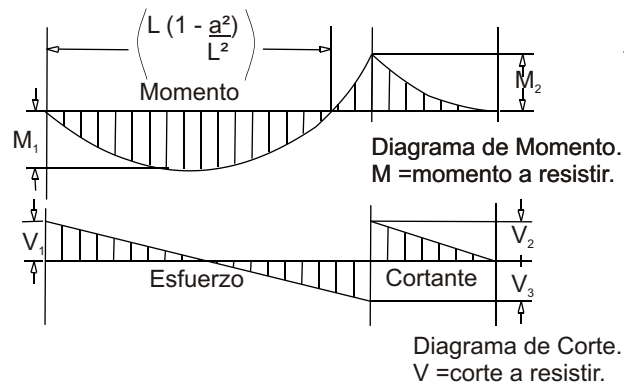
Estas separaciones están reglamentadas para las vigas y columnas.

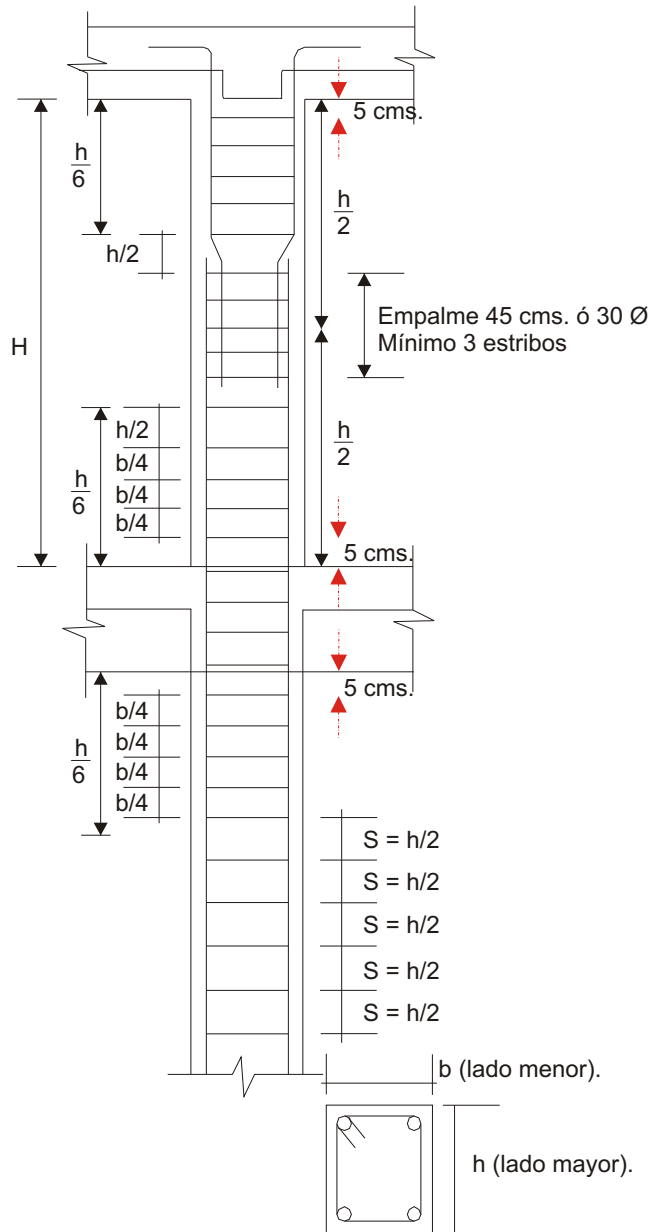
Y en el tramo central se separan a la mitad ($h/2$) de la altura de la viga.

En las vigas el primer estribo se coloca a 5 cms. de la cara de la columna inferior y a una distancia igual a $(2h)$ dos veces la altura menos el recubrimiento tomado de la cara al centro del refuerzo.

El diámetro mínimo de los estribos será de $3/8"$.

La separación $d/4$ equivalente también a ocho veces ($8 \varnothing L$) el diámetro de la armadura longitudinal ó veinticuatro veces ($24 \varnothing$ estribo) el diámetro del estribo y no mayor a 30 cms. en





En las columnas el primer estribo a 5 cms. de la cara de las vigas y en una distancia igual $(h/6)$ un sexto de la altura de la columna, se separan a $(1/4)$ un cuarto del lado menor de la columna ó 10 cms.

Los empalmes entre cabillas se hacen a la mitad de la altura solapando 45 cms. ó $30 \text{ } \varnothing$ de la armadura longitudinal.

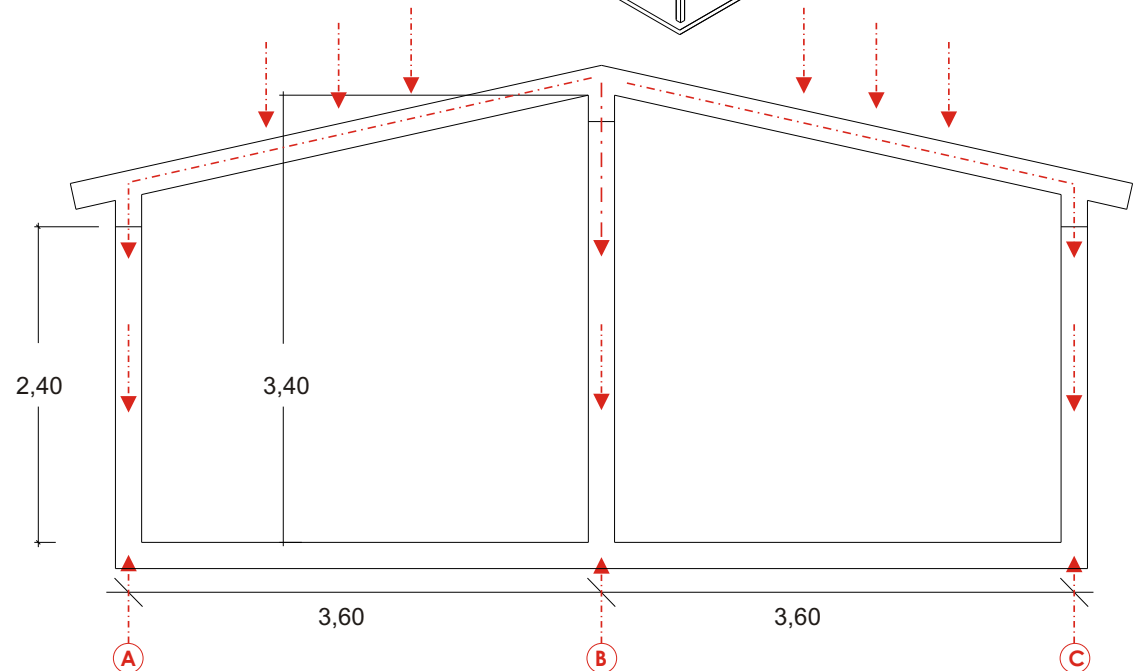
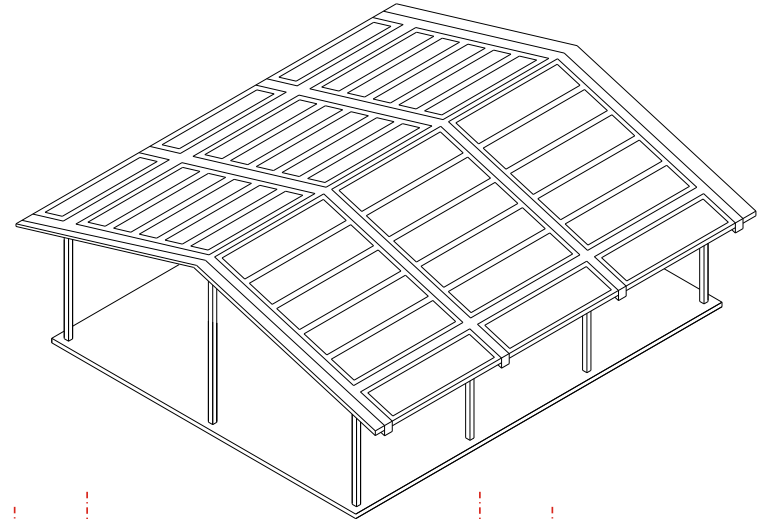
En el tramo central los estribos se separan a la mitad $(h/2)$ del lado mayor de la columna.

Cálculo de una vivienda de pequeño formato, de acuerdo a las rutas de las cargas.

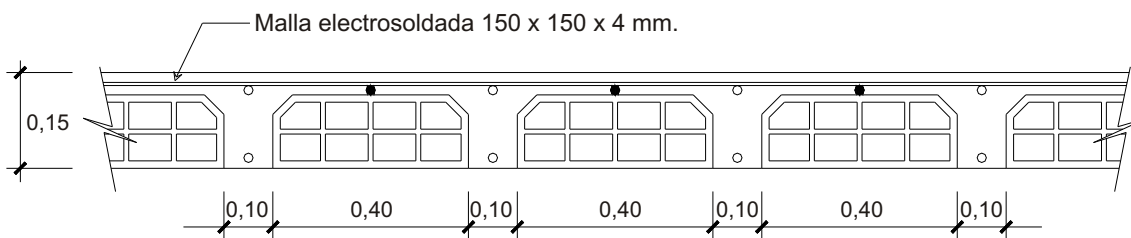
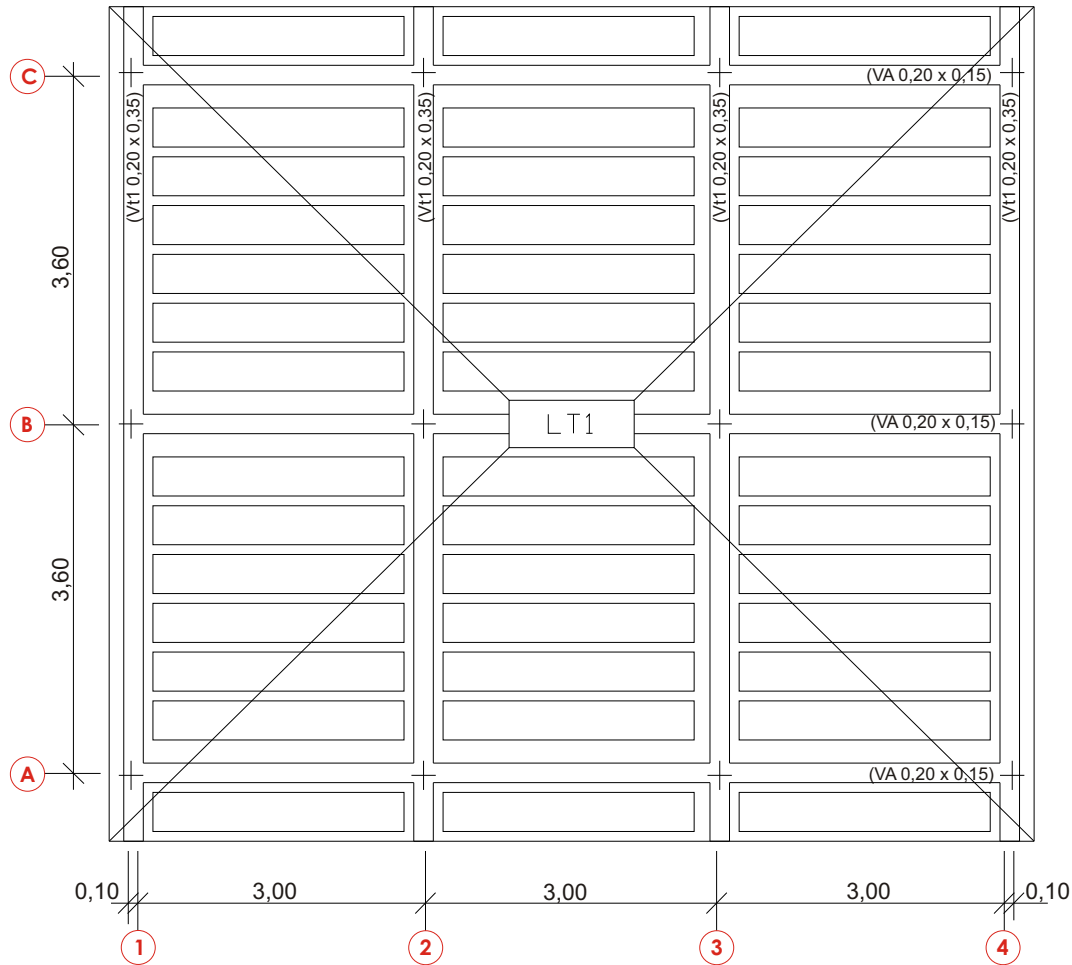
- 1.- Losas.
- 2.- Vigas.
- 3.- Columnas.
- 4.- Cimientos o Fundaciones.

De acuerdo a los componentes de la estructura de los techos analizaremos:

Techos de losa nervada con vigas, columnas y fundaciones de concreto.



Concreto Armado.
Losas Nervadas.



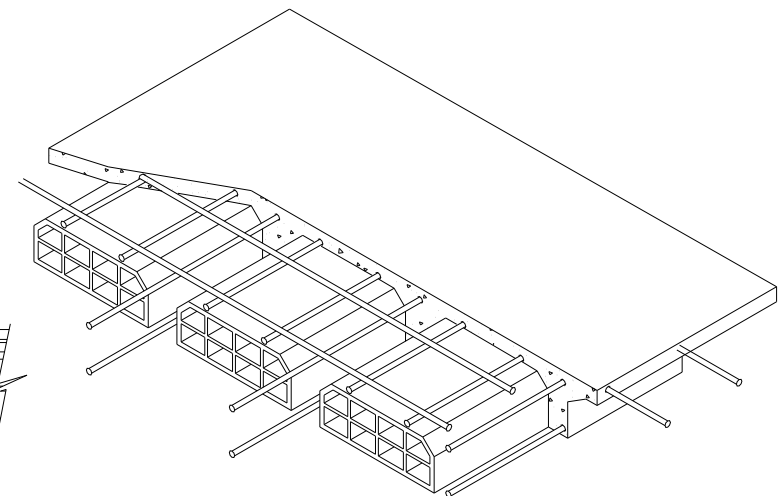
Se emplean en techos y entrepisos y su espesor mínimo es de 15 cm. para techos y se incrementa en entrepisos de acuerdo a las cargas y luces entre vigas a cubrir.

Usualmente el espesor de la losa se obtiene dividiendo la luz (L) entre 20.

Para una Luz = 3,00

$$e = \frac{L}{20} = \frac{3,00}{20} = 0,15 \text{ m.}$$

e = 15 centímetros



Según tabla (pág 71), carga para losa nervada, espesor 0,15 m.

$$W = 490 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{\text{nervio}} = 490 \times 0,5 = 245 \text{ kg/m.}$$

Donde 0,50 es la separación entre nervios.

Para el cálculo de fuerzas cortantes, reacciones y momentos por ser una losa nervada de tramos iguales, empleamos los coeficientes de cálculo (Tablas 1.16 y 1.17 MINDUR 1.985 pág 88-89).

$$\text{Fuerza Cortante. } V = C_v \times W \times L$$

$$V_1 = V_4 = 0,40 \times 245 \times 3 = 294 \text{ Kg.}$$

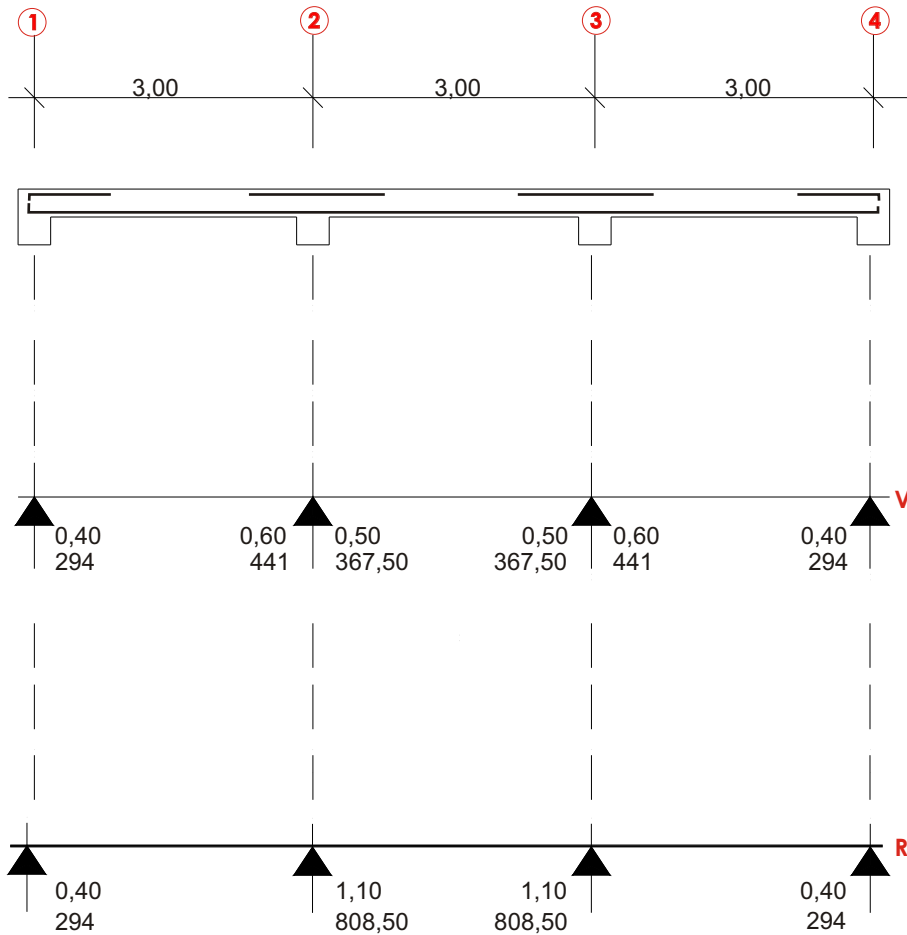
$$V_2 = V_3 = 0,50 \times 245 \times 3 = 367,5 \text{ Kg.}$$

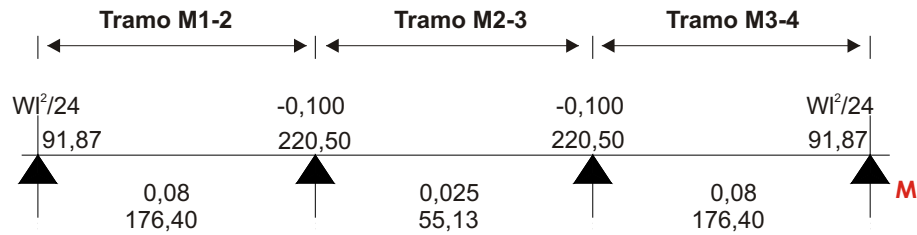
$$V_2 = V_3 = 0,60 \times 245 \times 3 = 441 \text{ Kg.}$$

$$\text{Reacciones. } R = C_r \times W \times L$$

$$R_1 = R_4 = 0,40 \times 245 \times 3 = 294 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = R_3 = 1,10 \times 245 \times 3 = 808,50 \text{ Kg.}$$





Momentos en los tramos. $M = Cm \times W \times L^2$

$M1-2 = M3-4 = 0,08 \times 245 \times 3^2 = 176,40 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

$M2-3 = 0,025 \times 245 \times 3^2 = 55,13 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

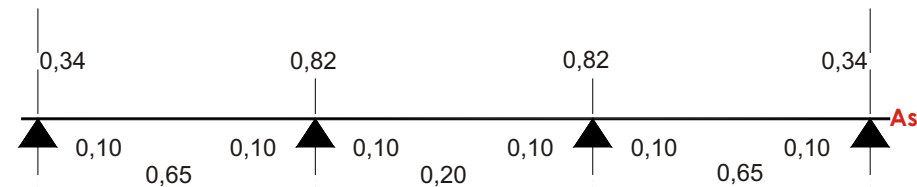
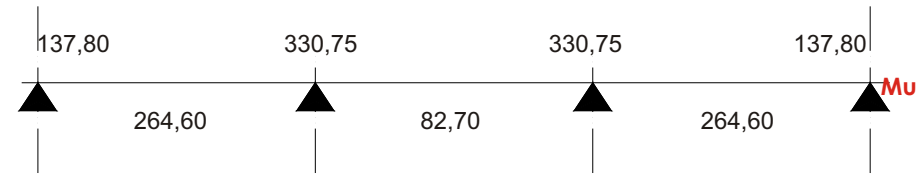
$M2 = M3 = 0,100 \times 245 \times 3^2 = 220,50 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Momentos en los apoyos 1 y 4

$M = Wl^2/24$ en lugar de cero

$M1 = M4 = 245 \times 3^2/24 = 91,87 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Para el cálculo del área de acero se mayoran los momentos Mu multiplicando por 1,5.



El área de acero As se calcula con la (Tabla 4-4 MINDUR 1.985 pag 92) $Rc28 = 200 \text{ Kg/cm}^2$.

Un nervio 0,10 x 0,15 resiste un momento 417 Kg . m > 330,75 Kg . m.

El área de acero se determina dividiendo los momentos Mu entre un $F = 270$ si el acero es de 2.800 Kg/cm² y $F = 405$ para aceros 4.200 Kg/cm² de resistencia.

$As1 = As4 = 137,80/405 = 0,34 \text{ cm}^2$ $1 \text{ } \emptyset 3/8 = 0,71 \text{ cm}^2 > 0,34$

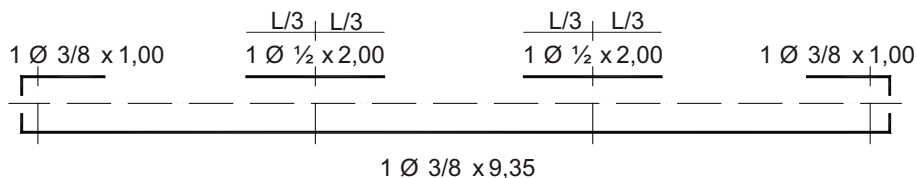
$As1-2 = As3-4 = 264,60/405 = 0,65 \text{ cm}^2$ $1 \text{ } \emptyset 3/8 = 0,71 \text{ cm}^2 > 0,65$

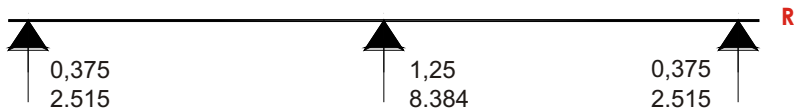
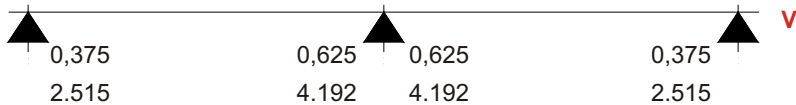
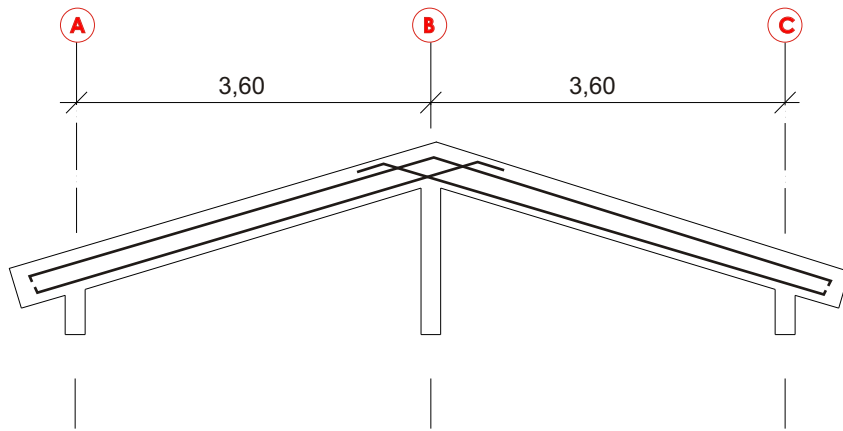
$As2-3 = 82,70/405 = 0,20 \text{ cm}^2$ $1 \text{ } \emptyset 3/8 = 0,71 \text{ cm}^2 > 0,20$

$As2 = As3 = 330,75/405 = 0,82 \text{ cm}^2$ $1 \text{ } \emptyset 1/2 = 1,27 \text{ cm}^2 > 0,82$

La Longitud de los refuerzos superiores se estila 1/3 de la luz a ambos lados del apoyo.

Nota: Siempre asumiremos macizado mínimo 0,10 a la cara de la viga.

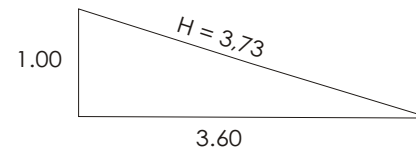




La carga por metro de viga $W = 1.863 \text{ Kg} \cdot \text{m}$ es la suma **R3** y/o **R4** de dos nervios de losa (808,50 + 808,50) más el peso propio de la viga ($0,20 \times 0,35 \times 1 \times 2.500 = 175$) y multiplicar por 1,04 por ser una viga inclinada.

$$H = \sqrt{1^2 + 3,6^2} = 3,73 ; 3,73/3,60 = 1,04$$

$$W = [(2 \times 808,50) + 175] \times 1,04 = 1.863 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$



Para el cálculo de fuerzas cortantes, reacciones y momentos por ser viga de dos tramos iguales empleamos los coeficientes de cálculo (Tabla 1-16 y 1-17 MINDUR pág. 88-89).

Fuerza Cortante. $V = C_v \times W \times L$

$$V_A = V_C = 0,375 \times 1.863 \times 3,60 = 2.515,05 \text{ Kg.}$$

$$V_B = 0,625 \times 1.863 \times 3,60 = 4.191,75 \text{ Kg.}$$

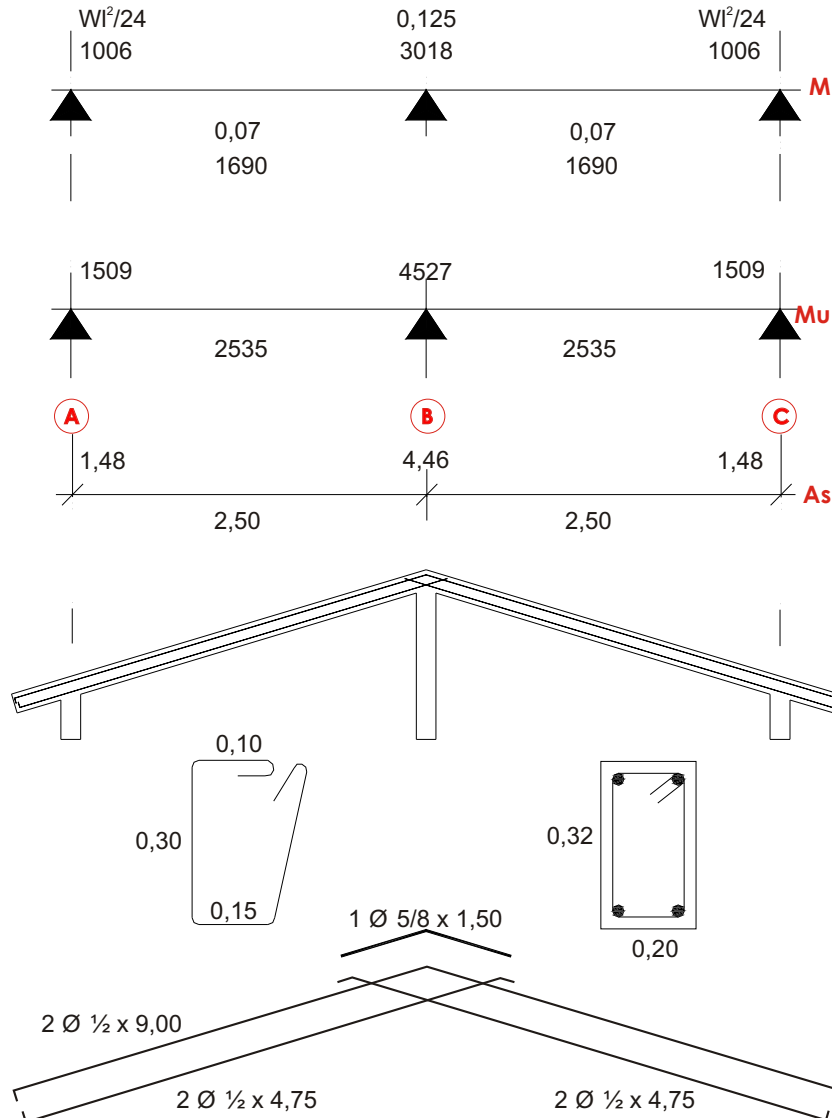
Reacciones. $R = C_r \times W \times L$

$$R_A = R_C = 0,375 \times 1.863 \times 3 = 2.515,05 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 1,25 \times 1.863 \times 3 = 8.383,50 \text{ Kg.}$$

Concreto Armado.

Vigas Intermedias. V2 = V3. 0,20 x 0,35 m.



Momentos. $M = C_m \times W \times L^2$

$$M_{A,B} = M_{B,C} = 0,07 \times 1.863 \times 3,6^2 = 1.690,11 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 0,125 \times 1.863 \times 3,6^2 = 3.018,06 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_A = M_C = W \times L^2 / 24 = 1.863 \times 3,6^2 / 24 = 1.006,02 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Para el cálculo del área de acero se mayoran los momentos M_u multiplicando por 1,5.

$$1006,02 \times 1,5 = 1.509,03 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$1690,11 \times 1,5 = 2.535,17 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$3018,06 \times 1,5 = 4.527,09 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$1006,02 \times 1,5 = 1.509,03 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

El área de acero A_s se calcula con la (Tabla 4-4 MINDUR 1.985 pag. 92) $R_c 28 = 200 \text{ Kg/cm}^2$.

Una viga de 0,20 x 0,35 resiste un momento 5.213 Kg . m > 4.527,09 Kg . m.

El área de acero se determina dividiendo los momentos M_u entre un $F = 676$ si empleamos acero de 2.800 Kg/cm² y $F = 1.014$ para aceros 4.200 Kg/cm² de resistencia.

$$A_{sA} = A_{sC} = 1.509 / 1.014 = 1,48 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \varnothing 1/2'' = 2,54 > 1,48$$

$$A_{sB} = 4.527,09 / 1.014 = 4,46 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \varnothing 1/2'' \quad 1 \text{ } \varnothing 5/8'' = 2,54 + 1,98 > 4,46$$

$$A_{sAB} = A_{sB,C} = 2.535,17 / 1.014 = 2,50 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \varnothing 1/2'' = 2,54 > 2,50$$

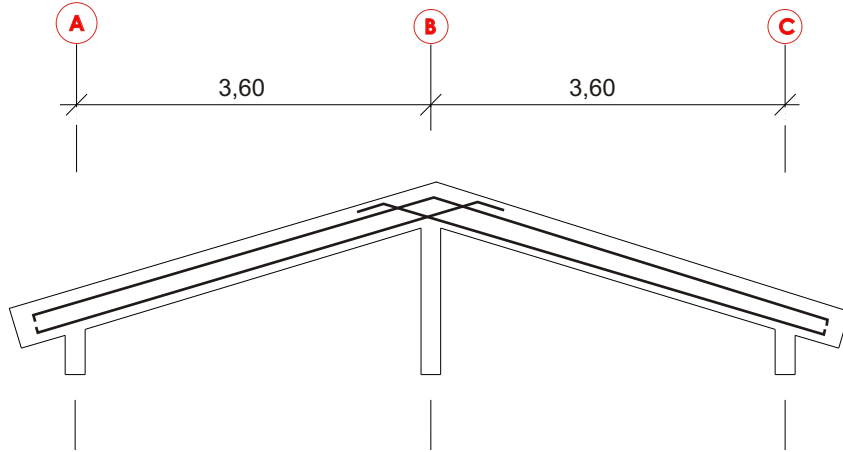
Se colocaran estribos $\varnothing 3/8'' \times @$ hasta 0,7 m de la cara de las columnas).

Chequeo del acero mínimo. ($A_s \text{ min}$).

$$A_s \text{ min} = 14 \times b \times d / f_y$$

$$A_s \text{ min} = 14 \times 20 \times 32 / 4200 = 2,13 \text{ cm}^2$$

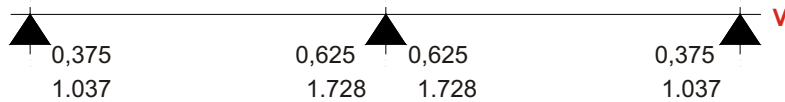
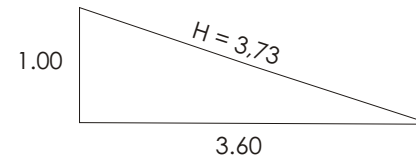
$$A_s \text{ min} = 2 \text{ } \varnothing 1/2'' = 2,54 > 2,13 \text{ cm}^2$$



La carga por metro de Viga $W = 768 \text{ Kg} \cdot \text{m}$ es la suma $R1$ y/o $R4$ de dos nervios de losa (294 + 294) más el peso propio de la viga (0,20 x 0,30 x 1 x 2.500) y multiplicar por 1,04 por ser la viga inclinada

$$H = \sqrt{1^2 + 3,6^2} = 3,73 \quad ; 3,73/3,60 = 1,04$$

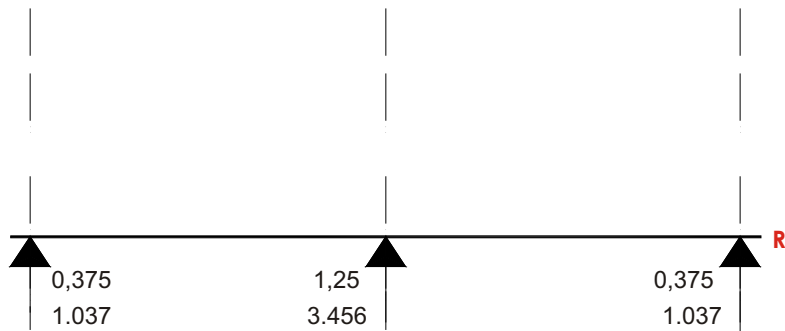
$$W = [(2 \times 294) + 144 \times 1,04] = 768 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$



Fuerza Cortante. $V = C_v \times W \times L$

$$V_A = V_C = 0,375 \times 768 \times 3,60 = 1.036,80 \text{ Kg.}$$

$$V_B = 0,625 \times 768 \times 3,60 = 1.728 \text{ Kg.}$$



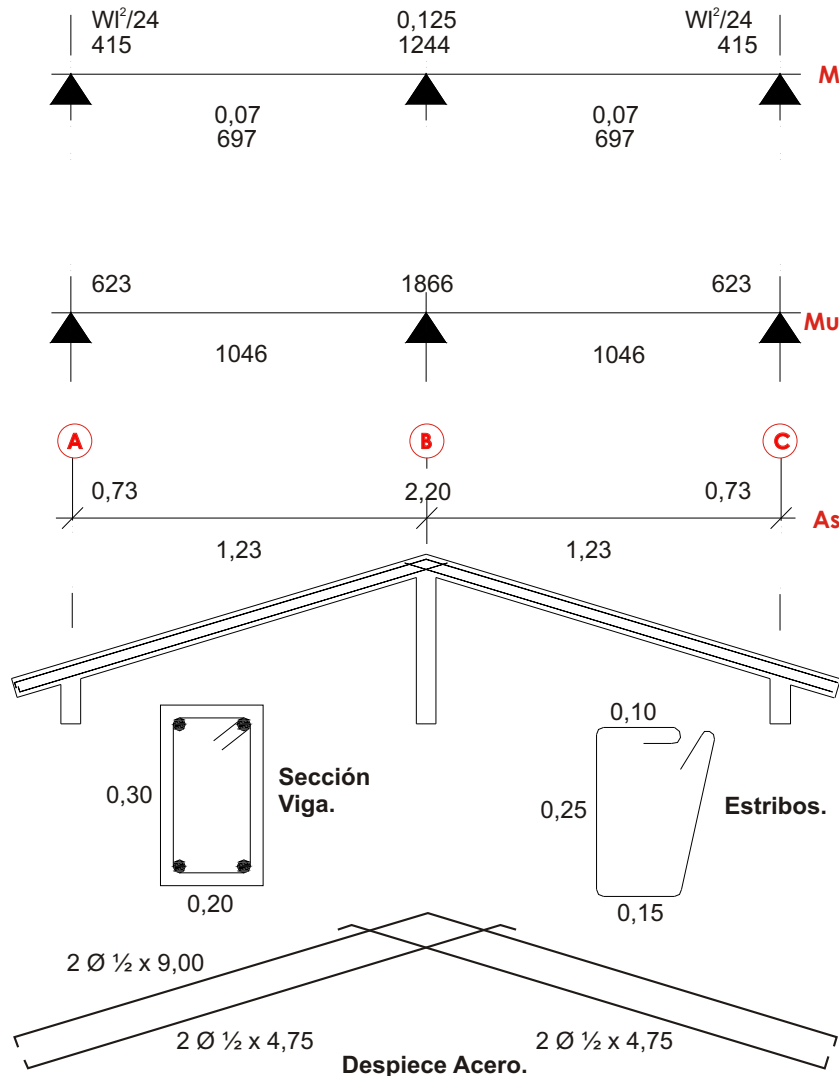
Reacciones. $R = C_r \times W \times L$

$$R_A = R_C = 0,375 \times 768 \times 3,60 = 1.036,80 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 1,250 \times 768 \times 3,60 = 3.456 \text{ Kg.}$$

Concreto Armado.

Vigas Extremas. V1 = V4 0,20 x 0,30 m.



Momentos. $M = Cm \times W \times L^2$

$$MA, B = MB, C = 0,07 \times 768 \times 3,6^2 = 696,73 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$MB = 0,125 \times 768 \times 3,6^2 = 1.244,16 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momentos en los apoyos A y C

$$MA = MC = W \times L^2 / 24$$

$$MA = MC = (768 \times 3,6^2) / 24 = 414,72 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Para el cálculo del área de acero se mayoran los momentos Mu multiplicando por 1,5.

$$415 \times 1,5 = 622,50 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$697 \times 1,5 = 1.045,50 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$1.244 \times 1,5 = 1.866,00 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

El área de acero As se calcula con la (Tabla 4-4 MINDUR 1.985 pag. 92) $Rc28 = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$

Una viga de 0,20 x 0,30 resiste un momento 3.620 Kg . m > 1.866 Kg. m.

El área de acero se determina dividiendo los momentos Mu entre un $F = 563$ si el acero es de 2.800 Kg/cm² y $F = 845$ para aceros 4.200 Kg/cm² de resistencia.

$$AsA = AsC = 623 / 845 = 0,73 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \varnothing 1/2'' \quad 2,53 > 0,73$$

$$AsB = 1.866 / 845 = 2,20 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \varnothing 1/2'' \quad 2,53 > 2,20$$

$$AsAB = AsB, C = 1.046 / 845 = 1,23 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \varnothing 1/2'' \quad 2,53 > 1,23$$

Se colocaran estribos $\varnothing 3/8'' \times 1,10 @ 0,15$.

Chequeo de Acero Mínimo. (As_{min}).

$$As_{min} = 14 \times b \times d / fy$$

$$As_{min} = 14 \times 20 \times 25 / 4.200 = 1,66 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 2 \text{ } \varnothing 1/2'' = 2,53 > 1,66 \text{ cm}^2$$

La carga (P) de las columnas son las de las reacciones de las vigas correspondiente más su peso propio.

Para ejes A y C con $h = 2,40$ m.
 $0,20 \times 0,20 \times 2,40 \times 2.500 = 240$ Kg.

Para ejes B con $h = 3,60$
 $0,20 \times 0,20 \times 3,60 \times 2.500 = 360$ Kg.

Carga (P) Columnas

$$A1 = C1 = A4 = C4 = 1.037 + 240 = 1.277 \text{ Kg.}$$

$$A2 = A3 = C2 = C3 = 2.515 + 240 = 2.755 \text{ Kg.}$$

$$B1 = B4 = 3.456 + 360 = 3.816 \text{ Kg.}$$

$$B2 = B3 = 8.384 + 360 = 8.744 \text{ Kg.}$$

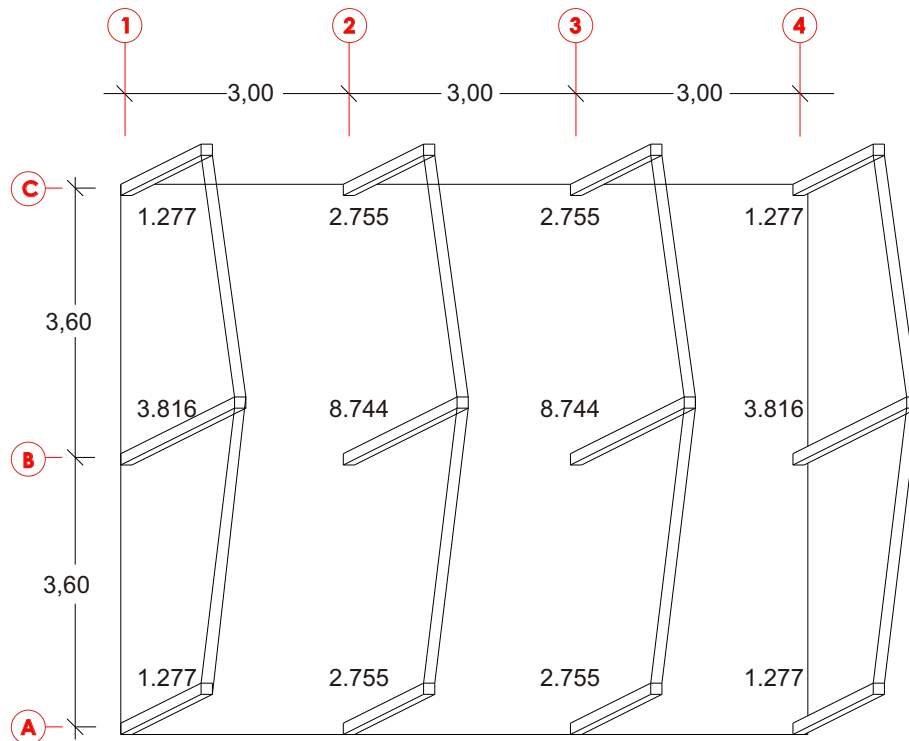
El concreto en las columnas trabaja a compresión axial (carga axial).

El refuerzo de cabillas redondas verticales están unidos por estribos de $\varnothing 3/8$ " (mínimo por norma).

Los estribos absorben el esfuerzo de tracción del concreto.

La separación entre ligadura debe ser 0,80 por el lado menor de la columna Ej: $(0,80 \times 0,20 = 0,16$ m) o doce veces el diámetro de la cabilla de refuerzo vertical Ej. $(12 \times 1,27$ cms.) 12 por el diámetro cabilla $1/2" = 15,24$ cms. y hasta una distancia en la viga igual a $(1/6)$ de la altura de la columna se colocaran a la mitad del lado menor.

En columnas de lados hasta 28 cms, se coloca 2 cabillas por lado (Total 4 cabillas)



El área de acero A_s ó de las cabillas varia entre el 1 % a 3% del área de la columna S_c o sección.

$$A_s = 1\% \text{ al } 3\% \text{ de } S_h$$

Los siguientes datos pueden servir de guía.

1,25% para secciones menores o iguales ($25 \times 25 = 625 \text{ cms}^2$)

1,00% para secciones menores o iguales ($30 \times 30 = 900 \text{ cms}^2$)

Para el cálculo de una columna intervienes los siguientes factores:

1. Carga P axial en Kg.
2. Altura h de la columna.
3. Coeficiente de trabajo T_c del concreto a la compresión (Kg/cm^2)
4. El porcentaje de área F de acero en relación al área o sección de la columna.

La Altura h tiene una gran importancia para evitar el pandeo.

La relación entre la altura de la columna y su lado menor (relación de esbeltez) debe ser menor o igual a 15.

Ejemplo: $h = 240 \text{ cms}$

$$l = 20 \text{ cms}$$

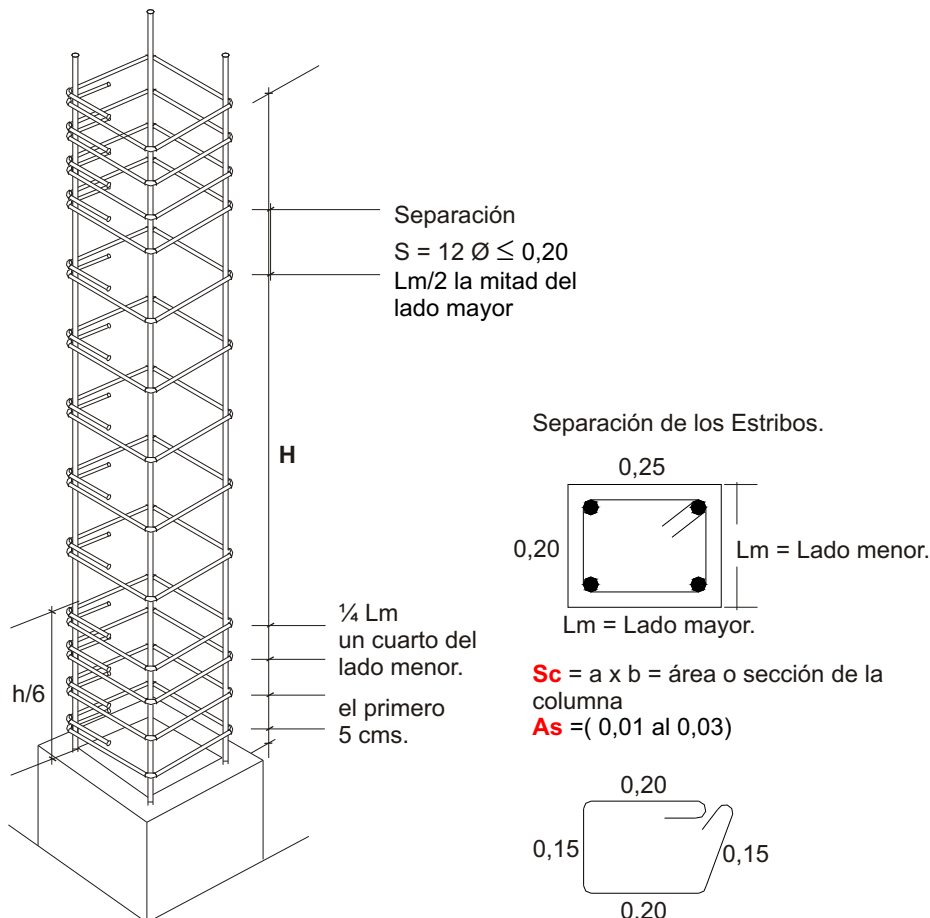
$$240/20 = 12 \text{ cms} < 15$$

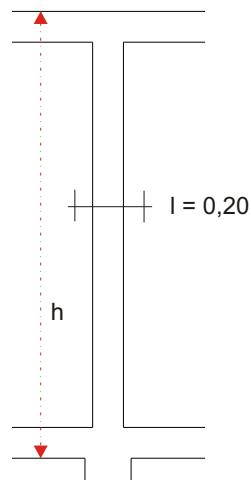
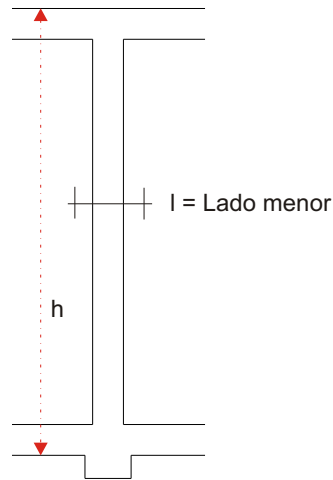
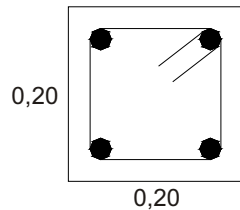
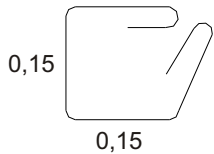
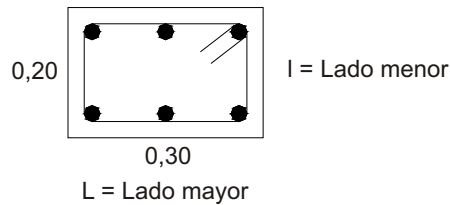
$h = 340 \text{ cms}$

$$L = 20 \text{ cms}$$

$$360/20 = 18 \text{ cms} > 15$$

Cuando la relación es mayor a 15 se inicia el efecto de pandeo.





Se verifica aplicando una carga mayorada $P_u = W \cdot P$

Siendo (**W**) el “Coeficiente de Pandeo” que depende de la “Relación de Esbeltez”, altura (**h**) entre el lado menor (**l**).

$h/l \geq 15$	16	17	18	19	20	21	22
W	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,34	1,43

Coeficiente de trabajo del concreto (**Tc**) a la compresión puede variar entre 40 Kg/cm^2 para una columna de $20 \times 20 \text{ cms}$ y 80 kg/cm^2 , se aconseja no pase de 50 para un concreto $R_{c28} = 200 \text{ Kg/cm}^2$, a los 28 días.

Si la tensión efectiva a la compresión (**tc**) es igual a $T_c = (W \times P) / (S_c + 15 F)$ y queda dentro del límite admitido de trabajo del concreto a compresión la columna esta en condiciones de estabilidad.

S = sección de la columna. “**F**” es el porcentaje de área de acero con relación a la sección de la columna. **W** coeficiente de pandeo. **P** carga de la columna.

Evaluamos una columna de $20 \times 30 \text{ cm}$. para una carga de $P = 15.500 \text{ Kg}$ con una altura (**h**) = 3,60 m.

$$h/l = 360/20 = 18 > 15 \text{ Relación de esbeltez}$$

$$T_c = (W \times P) / (S_c + 15 F)$$

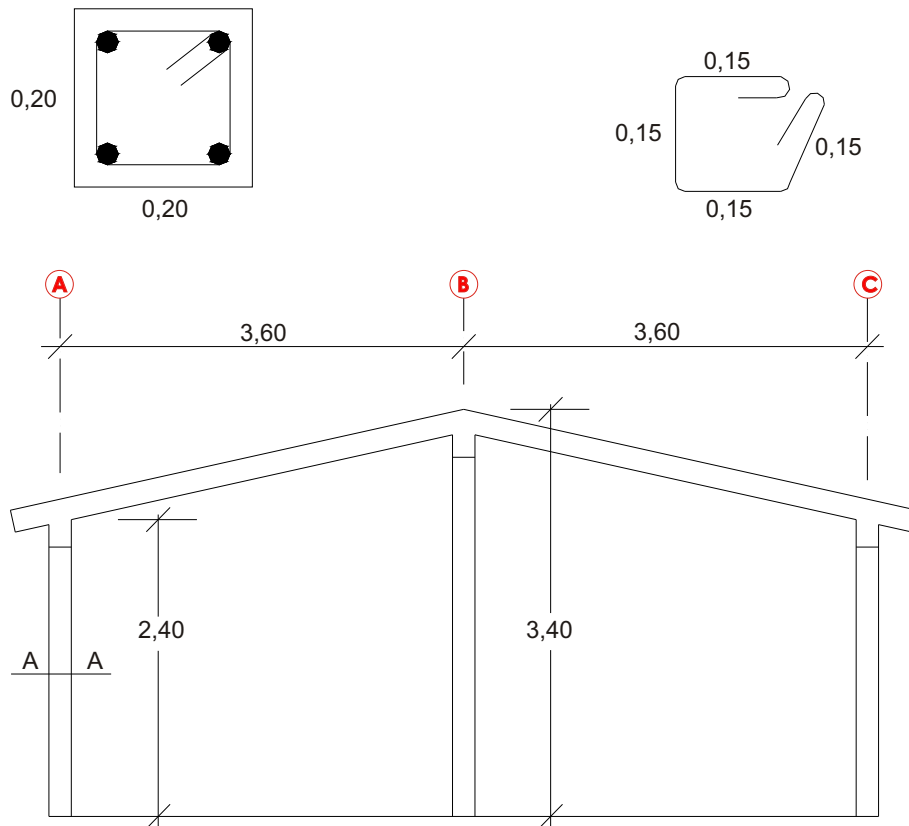
$$F = 1,1\% \text{ de área de acero} = 0,011 \times 20 \times 30 = 6,6$$

$$W = 1,15 \text{ para } h/l = 18 \text{ (Ver Tabla).}$$

$$T_c = (1,15 \times 15.500) / (20 \times 30) + (15 \times 6,6) = 17.825/699 = 25,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T_c = 25,50 \text{ tensión admisible} < 50 \text{ Kg/cm}^2$$

En general el coeficiente de trabajo (**Tc**) del concreto a la compresión (Kg/cm^2) en columnas no debe ser mayor a la cuarta (1/4) parte de la resistencia del concreto a los 28 días (R_{c28}) Kg/cm^2 ; no mayor a 50 Kg/cm^2 para $R_{c28} = 200 \text{ Kg/cm}^2$.



Fórmula para calcular Columnas Simples

$P = T_c (S_c + 15F)$ en la cual

P = Carga en Kg + (5% Peso Propio)

T_c = Coeficiente de trabajo del concreto, aconsejable menor a 50 Kg/cm²

S_c = Sección de la columna (cm²)

F = Porcentaje del área (S_c) sección de la columna en acero, varia entre el 1% y el 3%.

Ejemplo: evaluar las columnas más cargadas $P = 8.300$ Kg, armada con el refuerzo mínimo de 4 $\varnothing \frac{1}{2}$ " con una sección 20 x 20 cms. y una altura de 3,60 m. Chequeo de pandeo $3,60 / 20 = 18 > 15$. Según tabla de coeficiente de pandeo. $P = (W \cdot P) + 5\%$.

$$P = (1,15 \times 8.744) \times 1,05 = 10.558$$

$$P = T_c (S_c + 15F)$$

$$\text{Entonces } T_c = P / (S_c + 15F)$$

$$F = 4 \varnothing \frac{1}{2} = 4 \times 1,27 \text{ cm}^2 = 6,8 \text{ cm}^2$$

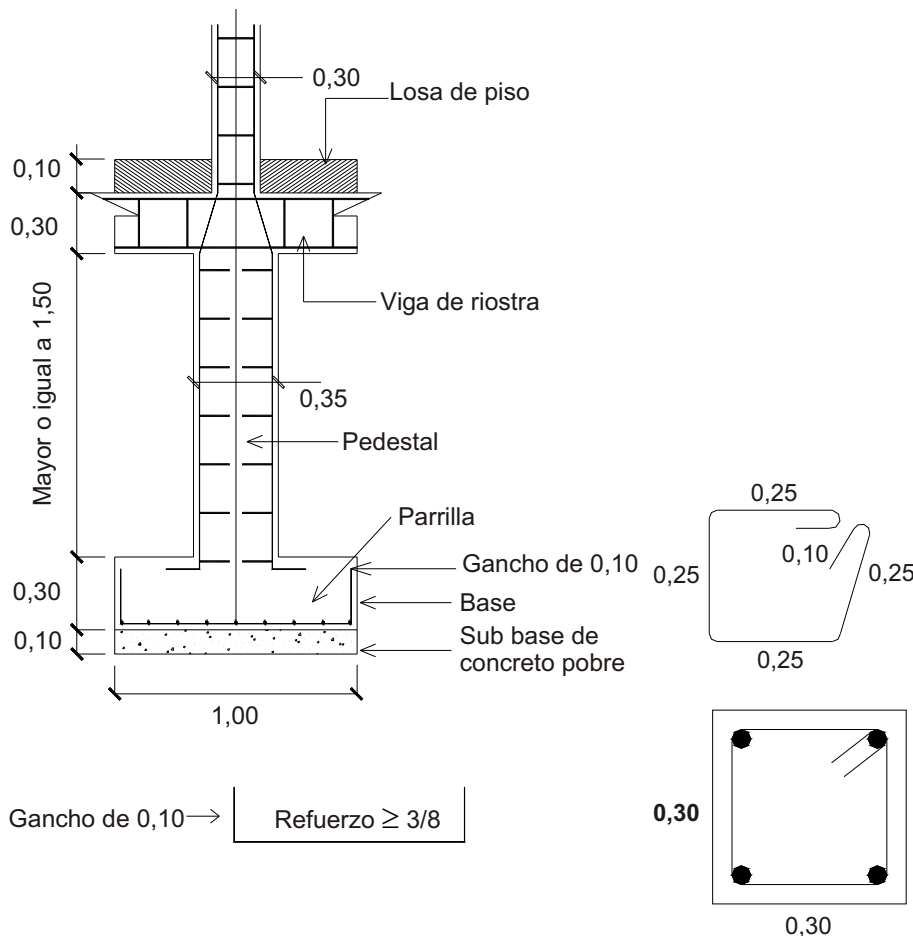
$$6,8 \text{ cm}^2 / 400 = 0,017 \text{ el } 1,7\% > 1\%$$

$$T_c = 10.558 \text{ Kg} / (20 \times 20) + (15 \times 0,017 \times 20 \times 20) =$$

$$T_c = 10.558 / 502 = 21,03 < 50$$

Por ser 50 Kg/cm² la cuarta parte de $R_c = 200$ Kg/cm²

Se puede deducir que la solución adoptada 20 x 20 cms. es técnicamente aceptable para todas las columnas de la vivienda.



Cálculo de Vigas de Riostras.

Cuando sobre las vigas de riostras coinciden paredes de la casa, el peso de estas se equilibra con las reacciones del terreno y podemos asumir los valores practicados en la construcción.

Sección de 30 x 30 reforzadas 4 Ø ½" con estribos de 3/8" cada 25 cm. que es la sección mínima por norma.

Para su cálculo se toma el 10% del peso de la columna más cargada y con la fórmula se determina el área de concreto:

$$A_c = 0,10 \text{ P. Columna} \left(\frac{1}{0,09 R_{c28}} - \frac{15}{0,5 f_y} \right)$$

Donde: A_c = área de concreto de la viga de riostra.
 $0,09 R_{c28}$ = $0,09 \times$ resistencia del concreto.
 $0,5 f_y$ = $0,5 \times$ resistencia del acero.

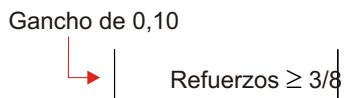
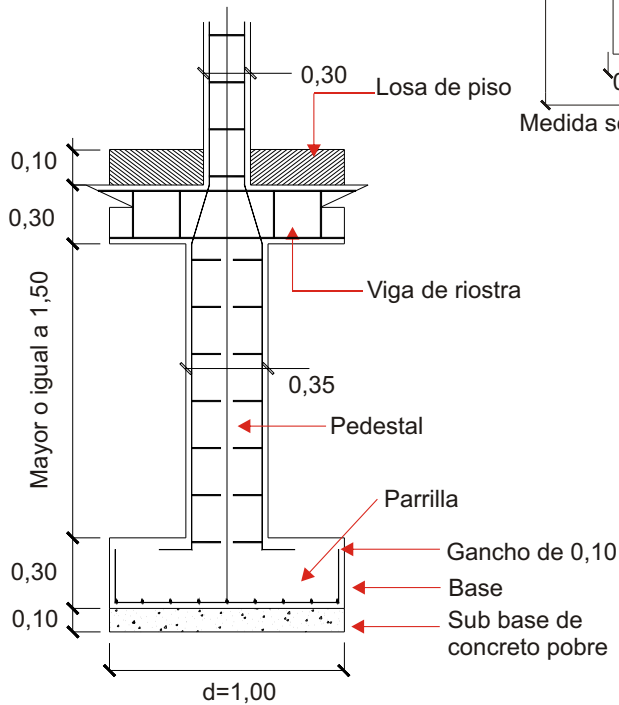
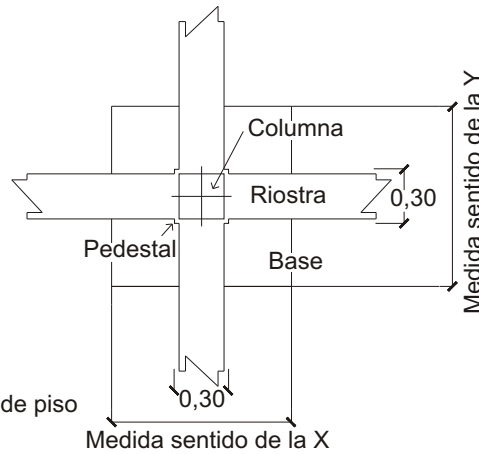
El área de acero se calcula por la fórmula:
 $A_s = 0,10 \text{ P columna} / 0,5 \times$ resistencia del acero.

Ejemplo:
 Si la columna mas cargada $P = 45 \text{ ton.} = 45.000 \text{ Kg}$ y concreto $R_{c28} = 200 \text{ Kg/cm}^2$ y acero $f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$.

$$A_c = 0,10 \times 45.000 \left(\frac{1}{0,09 R_{c28}} - \frac{15}{0,5 \times 4200} \right) = 217,35 \text{ cm}^2.$$

El lado será $L = \sqrt{217,35} = 15 \text{ cms.} < 30 \text{ cms.}$ de norma.

El área de Acero.
 $A_s = 0,10 \times 45.000 / 0,5 \times 4.200 = 2,14 \text{ cm}^2$. ; 2 Ø ½".
 Lo usual es riostra 0,30 x 0,30 con 4 Ø ½" y estribos de 3/8" a 0,25.



Intervienen los siguientes valores

P = Carga columna + 5% (por peso propio de la base)

R_s = Resistencia del suelo $\text{Kg}(\text{cm}^2)^*$

$S = \frac{P}{R_s}$ = Área o superficie de la Base

a = lado es igual a la raíz de la superficie

Ejemplo:

$P = 8.744 \text{ Kg} + (5\%) = 8.774 \text{ Kg} \times 1,05 = 9.181 \text{ Kg}$.

$R_s = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$

$S = \frac{P}{R_s} = \frac{9.181}{1,5} = 6.122 \text{ cm}^2$

$a = \sqrt{S} = \sqrt{6.122} = 78 \text{ cms}$.

Las fundaciones no pueden ser menores a $1,00 \times 1,00$ por no permitir el trabajo de un obrero.

Si empleamos la (Tabla 9.17 MINDUR 1.985 pag. 114) recomienda para una resistencia del suelo $q_s = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$.

$P = 14,28 \text{ Toneladas } 14.280 \text{ Kg}$

Base = $1,00 \times 1,00$

Pedestal = $0,30 \times 0,30$

Acero = $5 \text{ } \varnothing 3/8$ cada sentido por $1,15$ de largo.

*Si no se tiene estudio de suelos, asumir siempre $q_s = 1 \text{ Kg/cm}^2$.

Herramientas de Cálculo.
Tablas para el Cálculo de Fundaciones.

Tabla 9.15 MINDUR 1.985

Resistencia del Suelo $q_s = 0,5 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia del Concreto $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia del Acero $F_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$

Carga P Ton.	Base		Escalón		Pedestal	Cabillas de la base (c/s)			Volumen de concreto m ³ .	Peso de cabillas Kg.
	Lado cm.	Alt. cm.	Lado cm.	Alt. cm.		Lado min. cm.	Acero flexión cm ²	Cantidad y Diámetro		
4,28	100	30			30	0,6	5 Ø 3/8"	1,15	0,30	6,4
5,18	110	30			30	0,9	5 Ø 3/8"	1,20	0,36	6,7
6,16	120	30			30	1,2	5 Ø 3/8"	1,30	0,43	7,3
7,23	130	30			35	1,5	5 Ø 3/8"	1,40	0,51	7,8
8,39	140	30			35	2,0	5 Ø 3/8"	1,50	0,59	8,4
9,63	150	30			40	2,3	5 Ø 3/8"	1,60	0,68	8,9
10,96	160	30			40	2,9	5 Ø 3/8"	1,70	0,77	9,5
12,37	170	30			45	3,4	5 Ø 3/8"	1,80	0,87	10,1
13,87	180	30			45	4,2	6 Ø 3/8"	1,90	0,97	12,7
15,45	190	30			50	4,7	7 Ø 3/8"	2,00	1,08	15,7
17,12	200	30			50	5,7	9 Ø 3/8"	2,10	1,20	21,1
18,87	210	30			55	6,4	9 Ø 3/8"	2,20	1,32	22,1
20,72	220	30			55	7,6	11 Ø 3/8"	2,30	1,45	28,3
22,64	230	30			60	8,5	12 Ø 3/8"	2,40	1,59	32,2
24,65	240	30			60	9,9	14 Ø 3/8"	2,50	1,73	39,1
26,75	250	30			65	10,9	16 Ø 3/8"	2,60	1,87	46,5

Herramientas de Cálculo.
Tablas para el Cálculo de Fundaciones.

Tabla 9.16 MINDUR 1.985.

Resistencia del Suelo $q_s = 1,00 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia del Concreto $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia del Acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Carga P ton	Base		Escalón		Pedestal	Cabillas de la base (c/s)			Volumen de concreto m^3	Peso de cabillas kg
	Lado cm	Alt cm	Lado cm	Alt cm	Lado min cm	Acero flexión cm^2	Cantidad y Diámetro	Largo m		
9,28	100	30			30	1,4	5 Ø 3/8"	1,15	0,30	6,4
11,23	110	30			30	1,9	5 Ø 3/8"	1,20	0,36	6,7
13,36	120	30			30	2,7	5 Ø 3/8"	1,30	0,43	7,3
15,68	130	30			35	3,2	5 Ø 3/8"	1,40	0,51	7,8
18,19	140	30			35	4,3	6 Ø 3/8"	1,50	0,59	10,1
20,88	150	30			40	5,0	8 Ø 3/8"	1,60	0,68	14,3
23,76	160	30			40	6,4	9 Ø 3/8"	1,70	0,77	17,1
26,82	170	30			45	7,3	11 Ø 3/8"	1,80	0,87	22,1
30,07	180	30			45	9,0	13 Ø 3/8"	1,90	0,97	27,6
33,50	190	30			50	10,3	7 Ø 3/8"	2,00	1,08	33,5
37,12	200	30			50	12,4	15 Ø 3/8"	2,10	1,20	42,3
40,92	210	30			55	13,9	18 Ø 3/8"	2,20	1,32	49,2
44,92	220	30			55	16,5	20 Ø 3/8"	2,30	1,45	66,8
49,09	230	30			60	18,3	14 Ø 1/2"	2,40	1,59	74,6
53,45	240	30			60	21,6	15 Ø 1/2"	2,50	1,73	87,9
58,00	250	30			65	23,6	17 Ø 1/2"	2,60	1,87	102,0

**Herramientas de Cálculo.
Tablas para el Cálculo de Fundaciones.**

Tabla 9.17 MINDUR 1.985

Resistencia del Suelo $q_s = 1,50 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia del Concreto $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia del Acero $F_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$

Carga P ton.	Base		Escalón		Pedestal Lado min. cm.	Cabillas de la base (c/s)			Volumen de concreto m ³	Peso de cabillas Kg.
	Lado cm.	Alt. cm.	Lado cm.	Alt. cm.		Acero flexión cm ²	Cantidad y Diámetro	Largo m.		
14,28	100	30			30	2,1	5 Ø 3/8"	1,15	0,30	6,4
17,28	110	30			30	3,0	5 Ø 3/8"	1,20	0,36	6,7
20,56	120	30			30	4,1	6 Ø 3/8"	1,30	0,43	8,7
24,13	130	30			35	5,0	7 Ø 3/8"	1,40	0,51	11,0
27,99	140	30			35	6,5	10 Ø 3/8"	1,50	0,59	16,8
32,13	150	30			40	7,7	11 Ø 3/8"	1,60	0,68	19,7
36,56	160	30			40	9,8	14 Ø 3/8"	1,70	0,77	26,6
41,27	170	30			45	11,3	16 Ø 3/8"	1,80	0,87	32,2
46,27	180	30			45	13,9	20 Ø 3/8"	1,90	0,97	42,5
51,55	190	30			50	15,8	13 Ø 1/2"	2,10	1,08	54,3
57,12	200	30			50	19,1	16 Ø 1/2"	2,20	1,20	70,0
62,97	210	30			55	21,4	17 Ø 1/2"	2,30	1,32	77,7
69,12	220	30			55	25,4	13 Ø 5/8"	2,45	1,45	99,0
75,54	230	30			60	28,2	15 Ø 5/8"	2,55	1,59	118,9
82,25	240	30			60	33,0	17 Ø 5/8"	2,65	1,73	140,0
89,25	250	30			65	36,3	19 Ø 5/8"	2,75	1,87	162,4

Tabla 9.18 MINDUR 1.985.

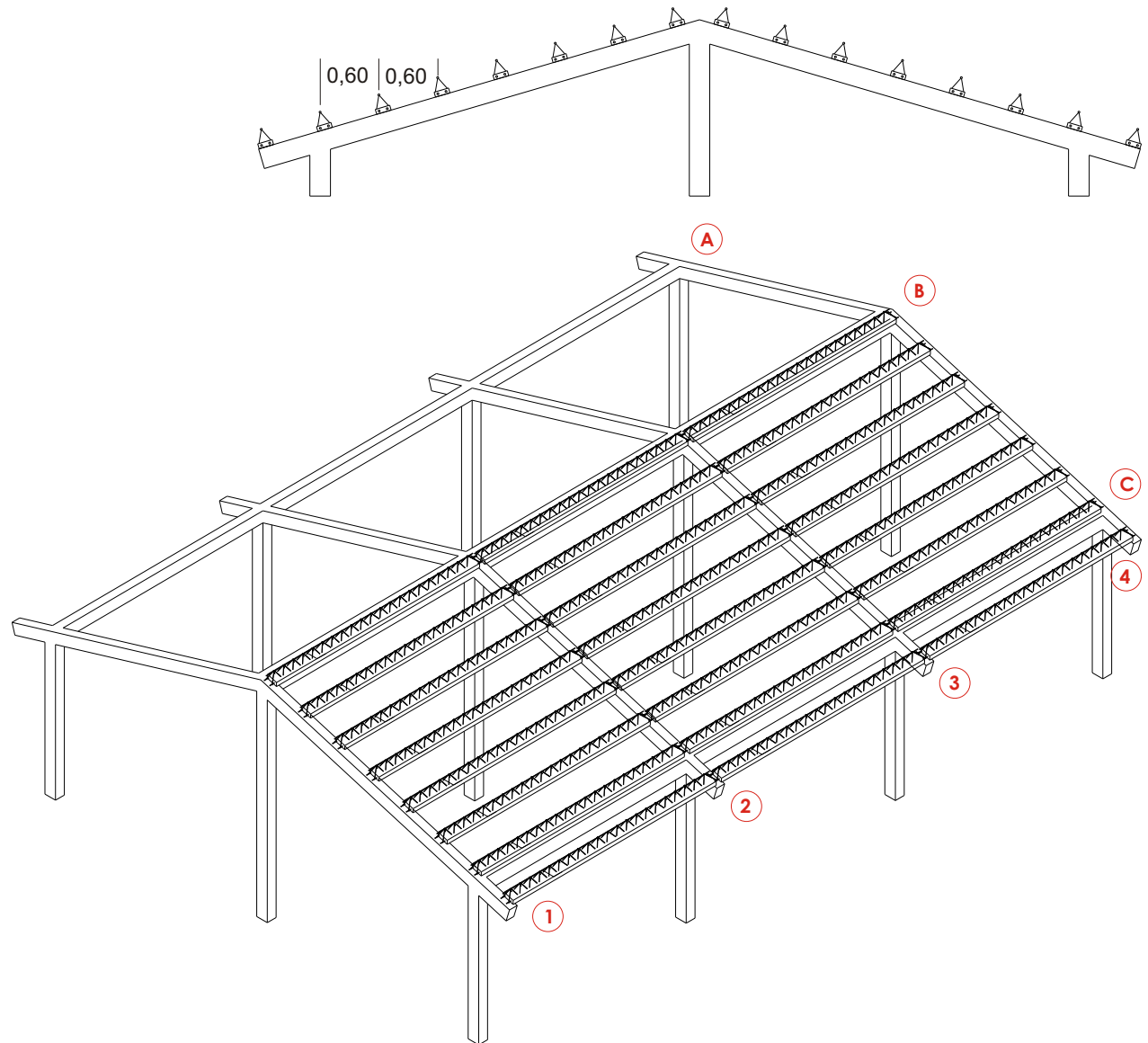
Resistencia del Suelo $q_s = 2,00 \text{ Kg/cm}^2$ Resistencia del Concreto $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ Resistencia del Acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Carga P ton	Base		Escalón		Pedestal Lado min cm	Cabillas de la base (c/s)			Volumen de concreto m^3	Peso de cabillas kg
	Lado cm	Alt cm	Lado cm	Alt cm		Acero flexión cm^2	Cantidad y Diámetro	Largo m		
19,28	100	30			30	2,8	5 Ø 3/8"	1,15	0,30	6,4
23,33	110	30			30	4,0	6 Ø 3/8"	1,20	0,36	8,0
27,76	120	30			30	5,6	8 Ø 3/8"	1,30	0,43	11,6
32,58	130	30			35	6,7	10 Ø 3/8"	1,40	0,51	15,7
37,79	140	30			35	8,8	13 Ø 3/8"	1,50	0,59	21,8
43,38	150	30			40	10,4	15 Ø 3/8"	1,60	0,68	26,8
49,36	160	30			40	13,2	19 Ø 3/8"	1,70	0,77	36,1
55,72	170	30			45	15,2	13 Ø 1/2"	1,90	0,87	49,1
62,47	180	30			45	18,8	15 Ø 1/2"	2,00	0,97	59,6
69,60	190	30			50	21,3	17 Ø 1/2"	2,10	1,08	71,0
77,12	200	30			50	25,8	14 Ø 5/8"	2,25	1,20	97,9
85,02	210	30			55	28,9	15 Ø 5/8"	2,35	1,32	109,6
93,32	220	30			55	34,3	18 Ø 5/8"	2,45	1,45	137,1
101,99	230	30			60	38,1	20 Ø 5/8"	2,55	1,59	158,5
110,36	240	35			60	36,4	19 Ø 5/8"	2,65	2,02	156,5
119,00	250	40			65	33,7	18 Ø 5/8"	2,75	2,50	153,8

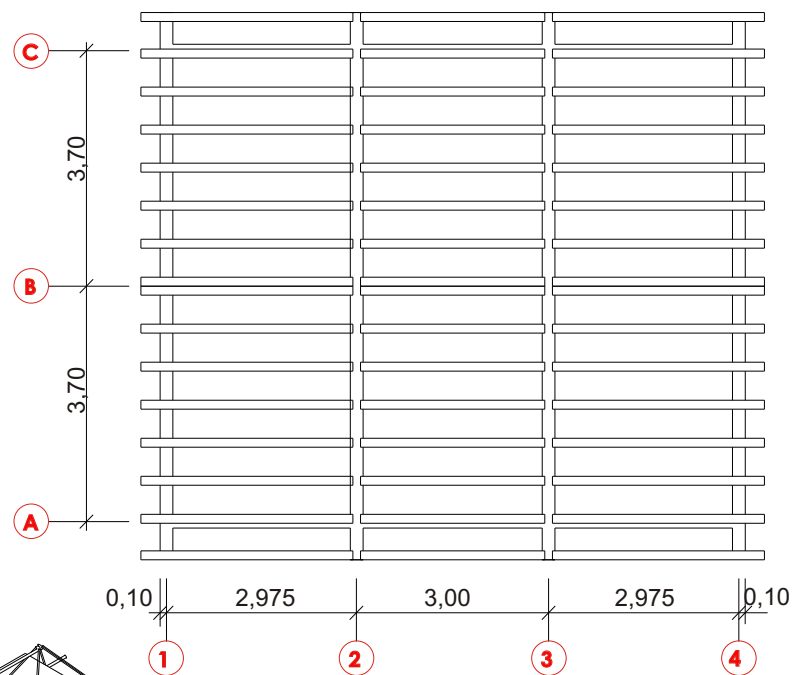
Cálculo de losa de techo con nervios prefabricados, separados 0,60 m con espesor de 0,15 m.

Los ejes 1, 2, 3 y 4 corresponden a las vigas de carga de las losas; las 2 y 3 por ser intermedias cargan más que las extremas 1 y 4.

Las vigas A, B y C son de amarre no reciben carga de los nervios.

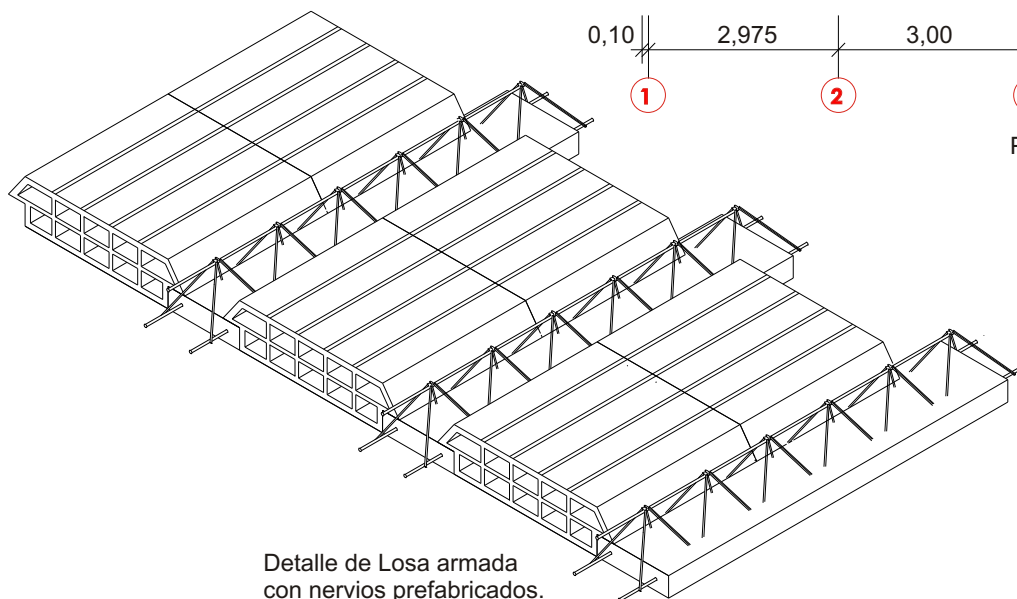


Concreto Armado.
Nervios Prefabricados.

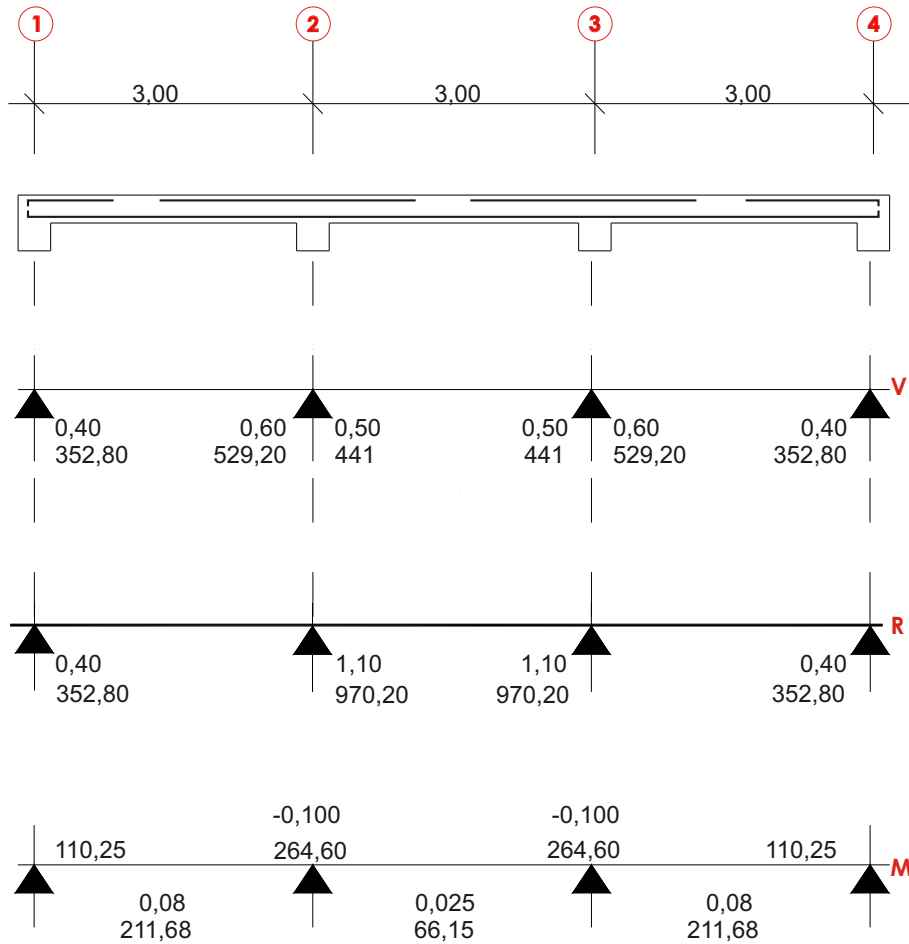


Se emplean en techos y entrepisos y su espesor mínimo es de 15 cm. para techos y se incrementa en entrepisos de acuerdo a las cargas y luces entre vigas a cubrir.

Planta índice de nervios.



Detalle de Losa armada con nervios prefabricados.



Según tabla, carga para losa de nervios prefabricados separados 0,60 m. espesor 0,15 m.

$$W = 490 \text{ Kg/m}^2$$

$$W \text{ nervio} = 490 \times 0,6 = 294 \text{ kg/m}$$

Donde 0,60 es la separación entre nervios.

Para el cálculo de fuerzas cortantes, reacciones y momentos por ser una losa de tramos iguales, empleamos los coeficientes de cálculo (Tablas 1.16 y 1.17 MINDUR 1985 *pág. 88-89*).

Fuerza Cortante. $V = C_v \times W \times L$

$$V_1 = V_4 = 0,40 \times 294 \times 3 = 352,80 \text{ Kg.}$$

$$V_2 = V_3 = 0,60 \times 294 \times 3 = 529,20 \text{ Kg.}$$

$$V_2 = V_3 = 0,50 \times 294 \times 3 = 441,00 \text{ Kg.}$$

Reacciones. $R = C_r \times W \times L$

$$R_1 = R_4 = 0,40 \times 294 \times 3 = 352,80 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = R_3 = 1,10 \times 294 \times 3 = 970,20 \text{ Kg.}$$

Momentos. $M = C_m \times W \times L^2$

$$M_{1-2} = M_{3-4} = 0,08 \times 294 \times 3^2 = 211,68 \text{ Kg. m.}$$

$$M_{2-3} = 0,025 \times 294 \times 3^2 = 66,15 \text{ Kg. m.}$$

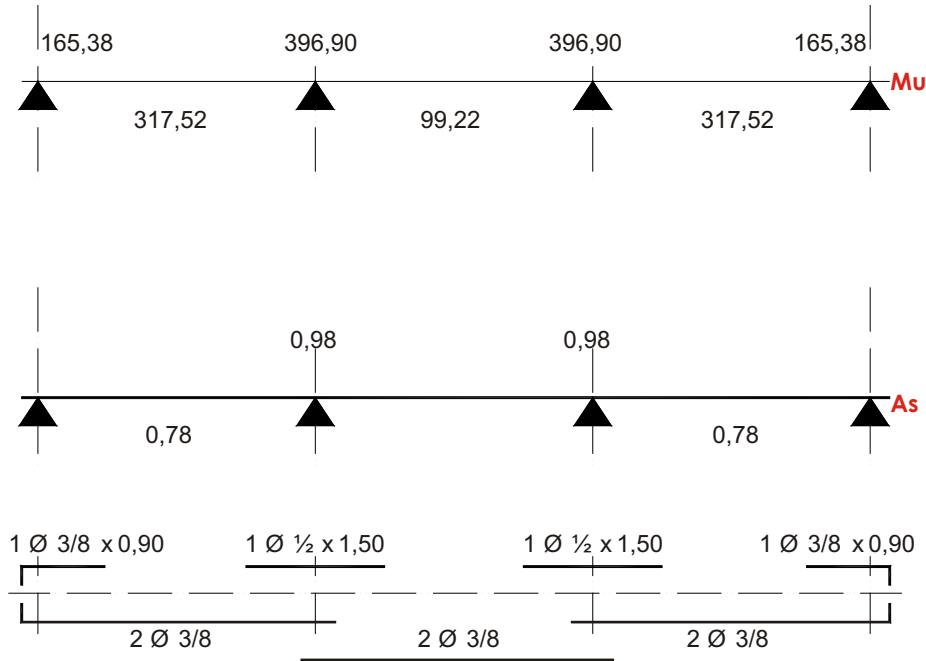
$$M_2 = M_3 = 0,100 \times 294 \times 3^2 = 264,60 \text{ Kg. m.}$$

Momentos en los apoyos 1 y 4

$M = Wl^2/24$ en lugar de cero

$$M_1 = M_4 = 294 \times 3^2/24 = 110,25 \text{ Kg. M.}$$

Para el cálculo del área de acero se mayoran los momentos M_u multiplicando por 1,5.



$$\begin{aligned}
 110,25 \times 1,5 &= 165,38 \text{ Kg} \cdot \text{m} \\
 211,68 \times 1,5 &= 317,52 \text{ Kg} \cdot \text{m} \\
 264,60 \times 1,5 &= 396,90 \text{ Kg} \cdot \text{m} \\
 66,15 \times 1,5 &= 99,22 \text{ Kg} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

El área de acero A_s se calcula con la (Tabla 4-4 MINDUR 1985 pag 92) $R_{c28} = 200 \text{ Kg/cm}^2$. Un nervio 0,10 x 0,15 resiste un momento 415 Kg . m > 396,90 Kg . m.

El área de acero se determina dividiendo los momentos M_u entre un $F = 270$ si el acero es de 2.800 Kg/cm² y $F = 405$ para aceros 4.200 Kg/cm² de resistencia.

Ejemplo:

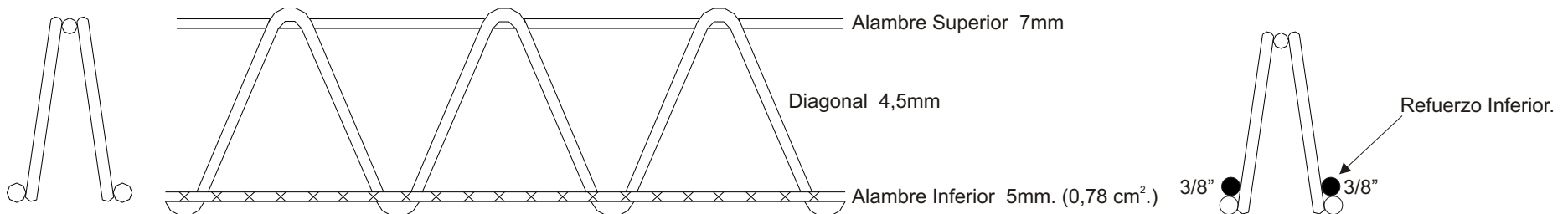
$$\begin{aligned}
 \text{Apoyo 1} &= 165,38/405 = 0,41 & 1 \varnothing 3/8 &= 0,71 > 0,40 \\
 \text{Apoyos 2 y 3} &= 396,90/405 = 0,98 & 1 \varnothing 1/2 &= 1,27 > 0,98 \\
 \text{Tramo 1,2 y 3,4} &= 317,52/405 = 0,78 & 1 \varnothing 1/2 &= 1,27 > 0,78 \\
 \text{Tramo 2,3} &= 99,20/405 = 0,24 & 1 \varnothing 3/8 &= 1,27 > 0,24
 \end{aligned}$$

Lo usual es reforzar con $\varnothing 3/8$ los alambres inferiores de las cerchas estandars.

$$\begin{aligned}
 1 \varnothing 3/8 &= 0,71 \text{ cm}^2 & 1 \varnothing 5 \text{ mm} &= 0,196 \text{ cm}^2 \\
 2 \varnothing 3/8 + 2 \varnothing 5 \text{ mm} &= 1,42 + 0,392 = 1,81 > 0,78
 \end{aligned}$$

Donde 0,78 es la demanda de acero en los tramos 1,2 y 3,4.

Nota: Siempre asumiremos macizado mínimo 0,10 a la cara de la viga.



Propiedades de la Sección.

Calibre	kg/M .	Sp	Sn	I
22	5,65	0,010	0,011	23,08
20	7,25	0,013	0,014	29,09
18	9,6	0,018	0,019	42,33

Sp Módulo de sección positiva (cm³)
 Sn Módulo de sección negativa (cm³)
 I: Momento de inercia (cm⁴)

Tabla de Sobrecargas Vivas Admisibles Uniformemente Distribuidas (kg/m²).

Losa mixta compuesta de losacero y concretos.

Vaciada sin apuntalamiento.

Espesor de Losa (cm)	8		10		12		
	Simplemente apoyada	Dos tramos	Simplemente apoyada	Dos tramos	Simplemente apoyada	Dos tramos	
Calibre 22 (0,70 mm)	1,50	800	1250	460	2270	1050	2350
	1,75	400	1020	450	1240	340	
Calibre 20 (0,90 mm)	2,00	240	680				
	1,50	970	1250	1200	2330	1400	2350
	1,75	570	1020	630	1630	610	1850
	2,00	320	830	270	1000		
Calibre 18 (1,20 mm)	2,25	180	510				
	1,50	1130	1250	1530	2330	2030	2350
	1,75	700	1020	630	1630	610	1850
	2,00	440	840	530	1400	504	1710
	2,25	270	670	260	920		
	2,50	160	470				

Viga Sección "I" (IPN) Sidetur.

Denominación	Peso (Kg/m)	Area (cm ²)	Altura (mm) d	Ancho del ala (mm) bf	Espesor del ala (mm) tf	Eje X-X			Eje Y-Y		
						IX	Sx	rx	ly	Sy	ry
						(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)
60	4,2	5,35	60	34	5,3	30,4	10,1	2,38	3,04	1,79	0,75
80	6,1	7,77	80	42	5,9	78,4	19,6	3,18	6,29	2,99	0,9
100	8,34	10,6	100	50	6,8	170	34,1	4	12,1	4,86	1,07
120	11,1	14,2	120	58	7,7	327	54,5	4,8	21,4	7,38	1,23
140	14,3	18,2	140	66	8,6	572	81,8	5,6	35,1	10,6	1,39

Viga Sección "U" (UPL) Sidetur.

Denominación	Peso (Kg/m)	Area (cm ²)	Altura (mm) d	Ancho del ala (mm) bf	Espesor del ala (mm) tf	Eje X-X			Eje Y-Y			
						IX	Sx	rx	ly	Sy	ry	ey
						(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)
80	6,08	7,75	80	35	7	74,4	18,6	3,1	7,8	3,18	1	1,1
100	8,2	10,5	100	40	8	155	30,9	3,92	13,5	4,8	1,15	1,22
120	9,58	12,2	120	45	8	266	44,3	4,67	19,8	6,1	1,27	1,31

Tubos Estructurales Conduven Eco
Sección cuadrada

En sección cuadrada de compresión axial es muy eficiente, teniendo un $F_y=3.515$ Kg/cm^2 y un $F_b=0,69 \times F_y$. Es recomendado su uso común como columna, para cargas axiales grandes, momentos moderados y (KL) grandes.

Dimensiones			Sección A cm^2	Peso kg/m.	Propiedades Estáticas		
H x B mm.	mm.				I_x cm^4	S_x cm^3	r_x Cm.
	e.	r.					
60x60	2,25	3,38	5,02	3,94	27,40	9,13	2,34
70x70	2,25	3,38	5,92	4,65	44,60	12,74	2,74
90x90	2,50	3,75	8,54	6,70	107,46	23,88	3,55
100x100	3,00	4,50	11,33	8,89	175,10	35,02	3,93
110x110	3,40	5,10	14,10	11,07	263,04	47,82	4,32
120x120	4,00	6,00	18,01	14,14	397,30	66,22	4,70
135x135	4,30	6,45	21,85	17,15	612,27	90,71	5,29
155x155	4,50	6,75	26,39	20,72	982,43	126,77	6,10
175x175	5,50	8,25	36,25	28,46	1709,23	195,34	6,87
200x200	5,50	8,25	41,75	32,77	2597,67	259,77	7,89
200x200	7,00	10,50	52,36	41,10	3194,10	319,41	7,81
220x220	7,00	10,50	57,96	45,50	4314,30	392,21	8,63
220x220	9,00	13,50	73,18	57,45	5317,27	483,39	8,52
260x260	9,00	13,50	87,58	68,75	9038,52	695,27	10,16

Herramientas de Cálculo.
Tubos Estructurales, Rectangulares.

Perfil Omega (Separador).

Separación D mm	Ancho A mm	Base B mm	Terminal T mm	Espesor e mm	Peso Kg/m	M Inercia Ix cm ⁴	Módulo R Sx cm ³
41	80	25	12,5	3,2	3,39	9,4	4,6
41	80	25	12,5	3,5	3,67	10,1	4,9
41	100	25	22,5	3,2	3,89	11,1	4,8
41	100	25	22,5	3,5	4,22	12,0	5,2
60	70	32	7,3	1,6	2,08	11,6	3,6
60	70	32	7,3	1,4	1,79		
60	70	32	7,3	1,1	1,39		

Tubos Estructurales Conduven ECO

Sección Rectangular

Los tubos de sección rectangular son muy resistentes a la flexión, permitiendo un mejor uso del material, con un esfuerzo de fluencia de $F_y=3.515 \text{ Kg/cm}^2$ y un $F_b=0,72 \times F_y$ Igualmente, son muy eficientes a la compresión axial.

Dimensiones			Sección A cm ²	Peso kg/m	Propiedades Estáticas					
H x B mm	mm				Ix cm ⁴	Sx cm ³	rx cm	Ix cm ⁴	Sx cm ³	rx cm
	e	r								
80x40	2,25	3,38	5,02	3,94	40,61	10,15	2,84	13,84	6,92	1,66
100x40	2,25	3,38	5,92	4,65	71,37	14,27	3,47	17,05	8,53	1,70
120x60	2,50	3,75	8,54	6,70	159,29	26,55	4,32	54,67	18,22	2,53
140x60	3,00	4,50	11,33	8,89	274,27	39,18	4,92	73,46	24,49	2,55
160x65	3,40	5,10	14,44	11,34	449,66	56,21	5,58	110,41	33,97	2,77
180x65	4,00	6,00	18,41	14,45	697,99	77,55	6,16	140,88	43,35	2,77
200x70	4,30	6,45	21,85	17,15	1016,19	101,62	6,82	194,94	55,70	2,99
200x90	4,50	6,75	26,39	20,72	1561,83	141,98	7,69	388,34	86,30	3,84
260x90	5,50	8,25	36,25	28,46	2844,82	218,83	8,86	536,10	119,13	3,85
300x100	5,50	8,25	41,75	32,77	4366,42	291,09	10,23	777,00	155,40	4,31
300x100	7,00	10,50	52,36	41,10	5380,46	357,36	10,12	943,61	188,72	4,25
320x120	7,00	10,50	57,96	45,50	7032,23	439,51	11,02	1512,24	252,04	5,11
320x120	9,00	13,50	73,18	57,45	8654,16	540,89	10,87	1641,31	306,88	5,02
350x170	9,00	13,50	87,58	68,75	13546,10	774,06	12,44	4418,30	519,80	7,10

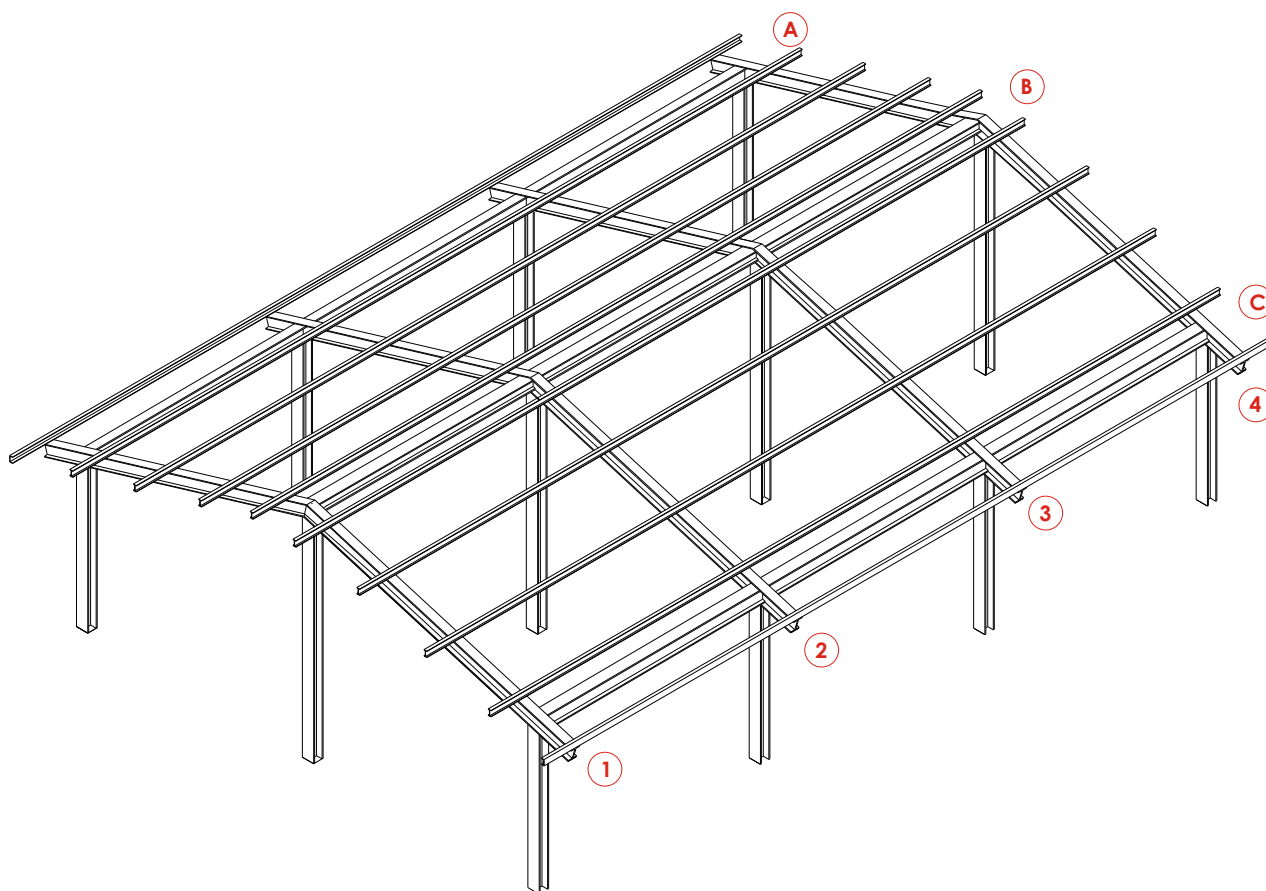
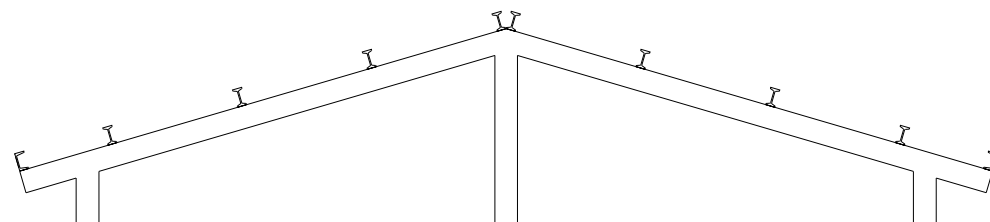
Estructura de Hierro.

Concreto Armado.
Losa de Tabelones.

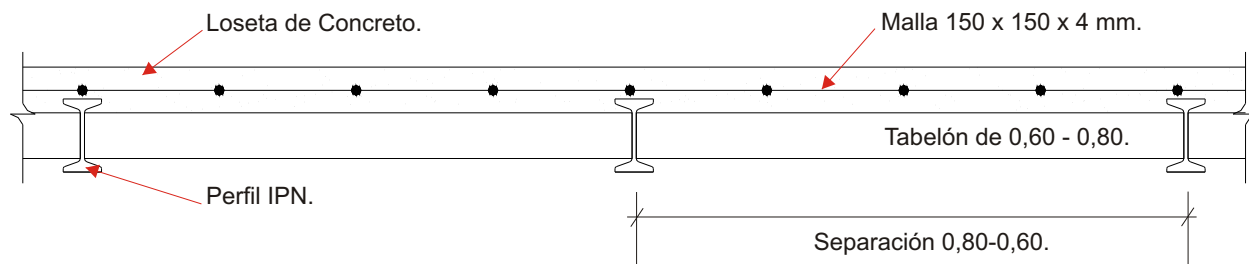
Losa de techo de tabelones de arcilla con perfiles normales de hierro separados 0,60 m.

Los ejes 1, 2, 3 y 4 corresponden a las vigas de carga de las losas, las 2 y 3 por ser intermedias cargan más que las extremas 1 y 4.

Las vigas A, B y C son de amarre no reciben carga.



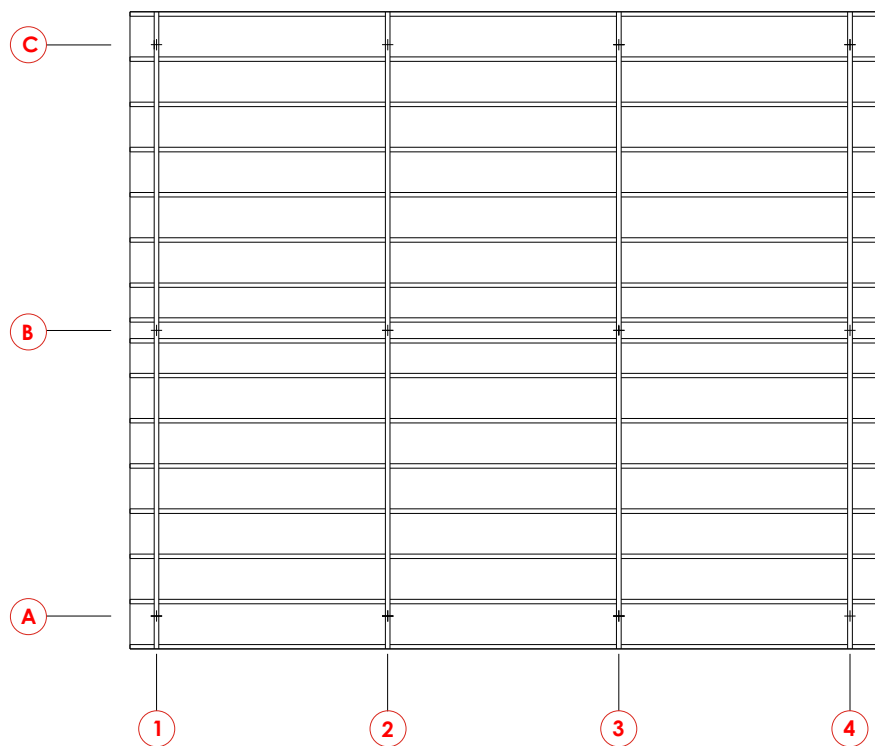
Concreto Armado. Losa de Tabelones.



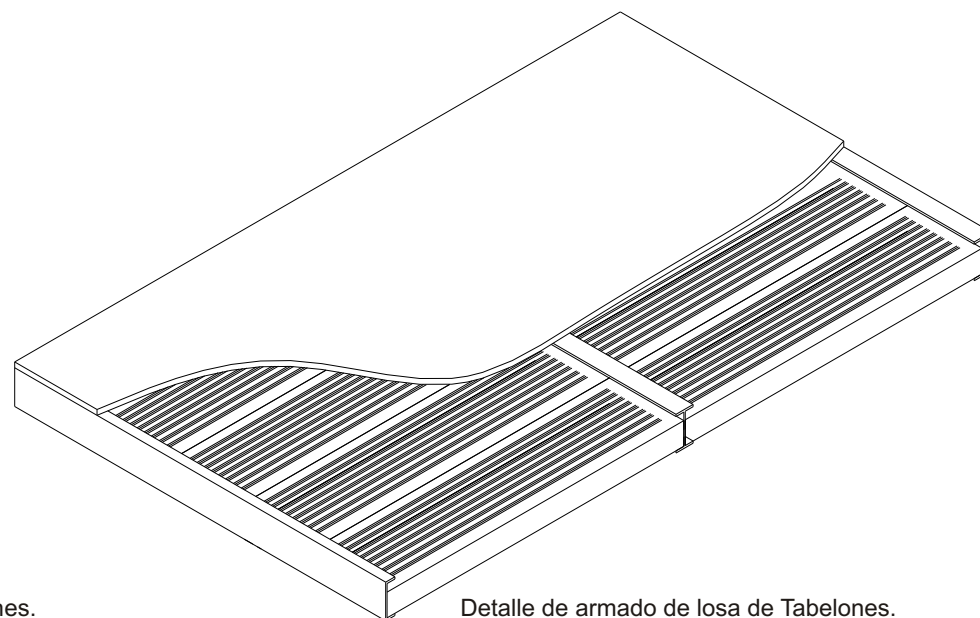
Losa de techo de tabelones de arcilla con perfiles normales de hierro separados 0,60 m.

Los ejes 1, 2, 3 y 4 corresponden a las vigas de carga de las losas, las 2 y 3 por ser intermedias cargan mas que las extremas 1 y 4.

Las vigas A, B y C son de amarre no reciben carga.



Armado de Losa de Tabelones.



Detalle de armado de losa de Tabelones.

Según tabla, carga para losa de tabelones de arcilla.

$$W = 450 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{\text{nervio}} = 450 \times 0,6 = 270 \text{ kg/m}$$

Donde 0,60 es la separación entre nervios.

Para el cálculo de fuerzas cortantes, reacciones y momentos por ser una losa de tramos iguales, empleamos los coeficientes de cálculo (Tablas 1.16 y 1.17 MINDUR 1.985 *pág. 88-89*).

$$\text{Fuerza Cortante. } V = C_v \times W \times L$$

$$V_1 = V_4 = 0,40 \times 270 \times 3 = 324 \text{ Kg.}$$

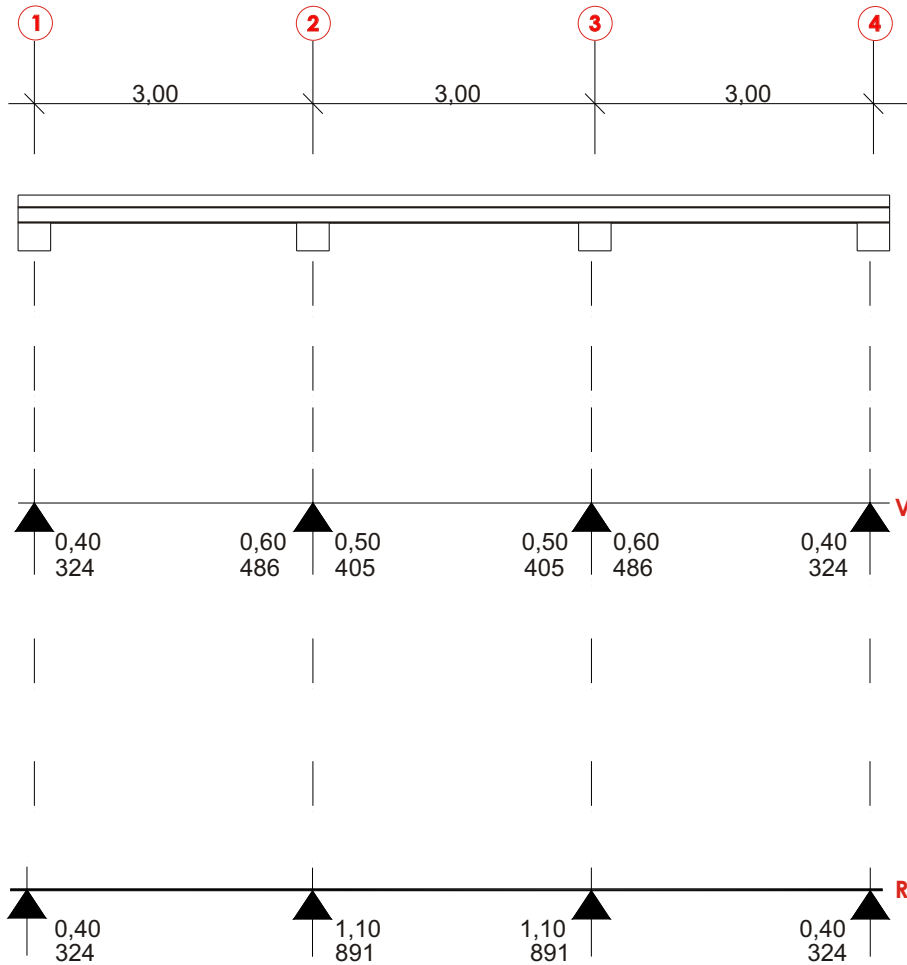
$$V_2 = V_3 = 0,50 \times 270 \times 3 = 405 \text{ Kg.}$$

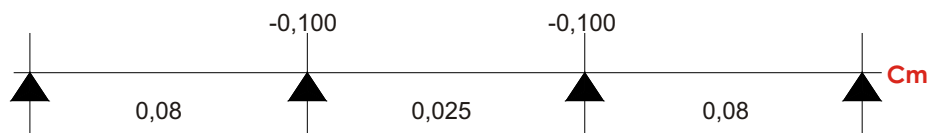
$$V_2 = V_3 = 0,60 \times 270 \times 3 = 486 \text{ Kg.}$$

$$\text{Reacciones. } R = C_r \times W \times L$$

$$R_1 = R_4 = 0,40 \times 270 \times 3 = 324 \text{ Kg.}$$

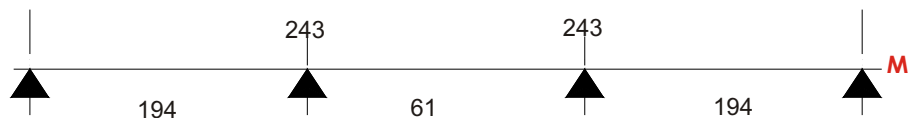
$$R_2 = R_3 = 1,10 \times 270 \times 3 = 891 \text{ Kg.}$$





Momentos. $M = C_m \times W \times L^2$

$M_{1-2} = M_{3-4}$	$= 0,080 \times 270 \times 3^2 =$	194,40 Kg . m
M_{2-3}	$= 0,025 \times 270 \times 3^2 =$	243 Kg . m
$M_2 = M_3$	$= 0,100 \times 270 \times 3^2 =$	60,75 Kg . m

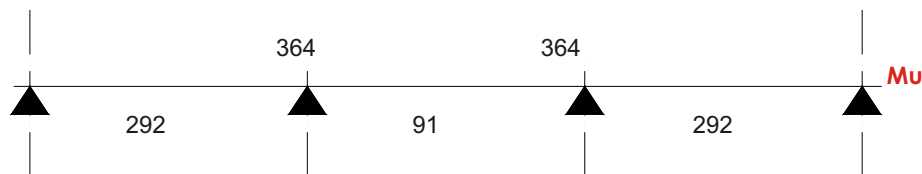


Momentos M_u mayorados (multiplicados por 1,5).

$194,49 \times 1,5 =$	291,60 Kg . m
$243 \times 1,5 =$	364,50 Kg . m
$60,75 \times 1,5 =$	91,13 Kg . m

Selección de perfil.

El perfil debe admitir el esfuerzo producido por el momento máximo 364,50 Kg . m y/o 36.450 Kg . cm



Miembro sujeto a flexión.

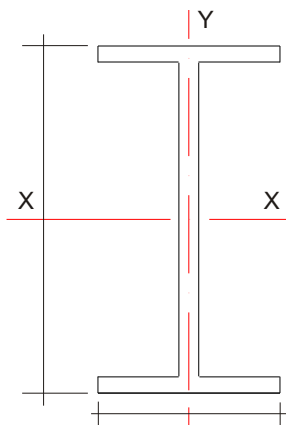
Momentos $M_x = 36.450$ Kg . cm

Momentos $M_y = 0$ Kg . m

Propiedades de la sección. Tabla SIDOR. (Para luz 3,00 se estila SIDOR IPN 8).

Resistencia F_y	2.500 Kg/cm ²
Módulo Sección S_x	19,4cm ³
Módulo Sección S_y	3,61cm ³
Esfuerzo admisible $F_b =$	$0,72 \times F_y = 1.800$ Kg/cm ²
$(M_x / S_x) / F_b + (M_y / S_y) / F_b = N < 1$	

$[(36450 / 19,4) / 1800] \approx 1,04 > 1$ ok

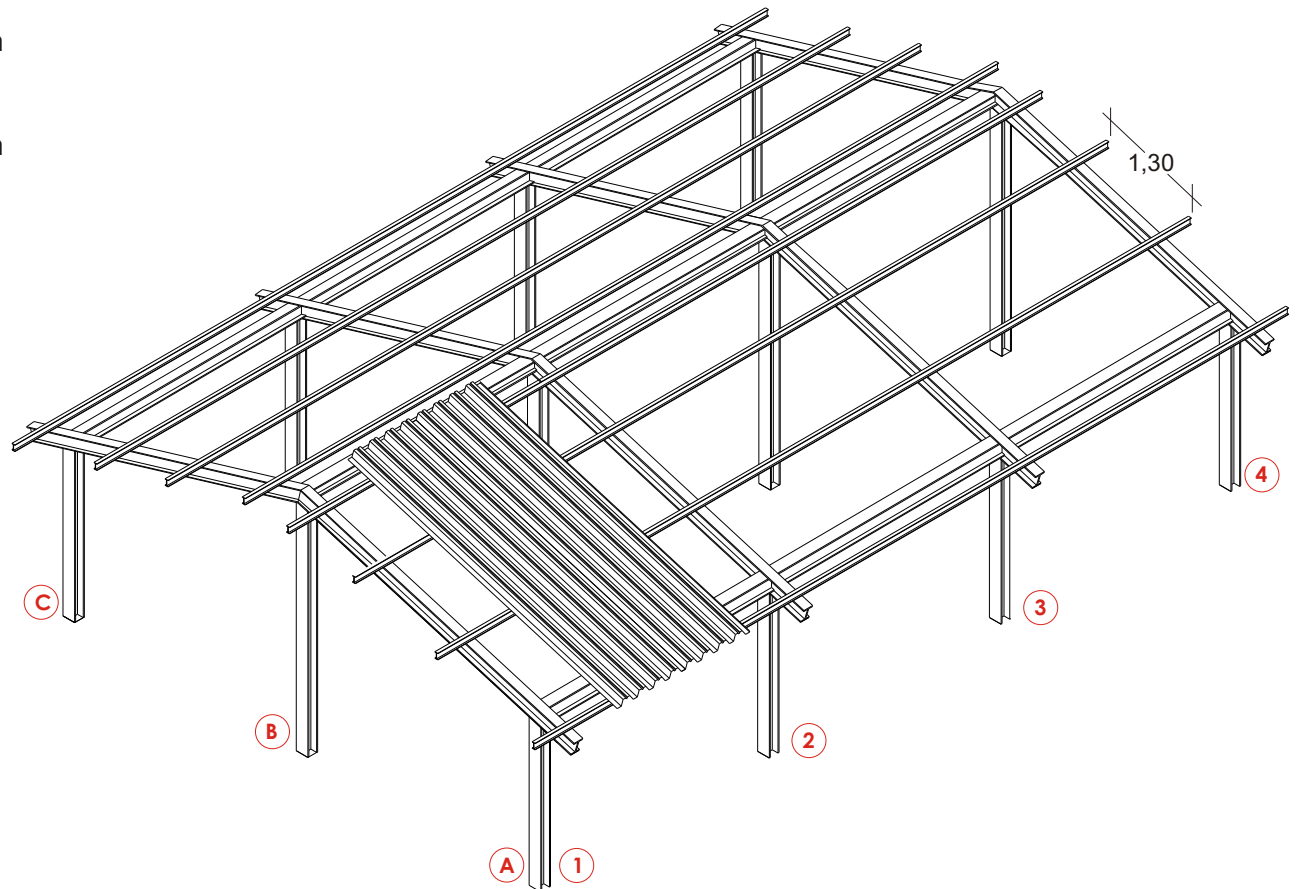
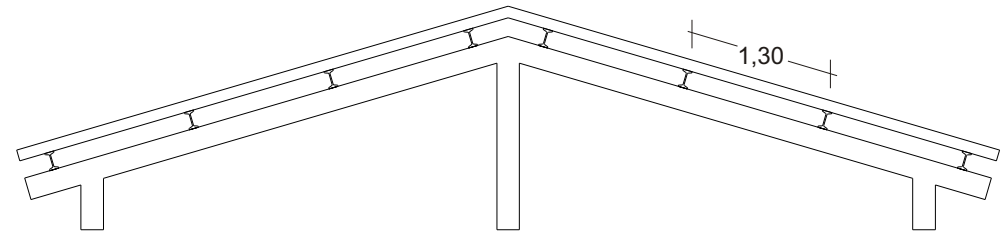


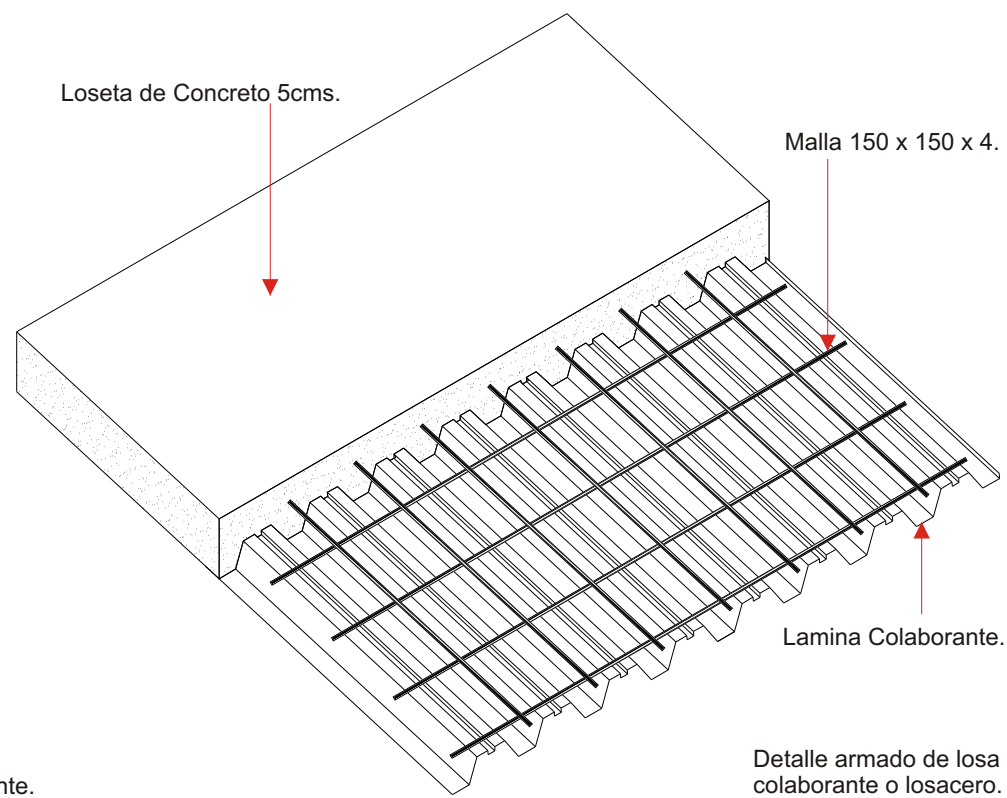
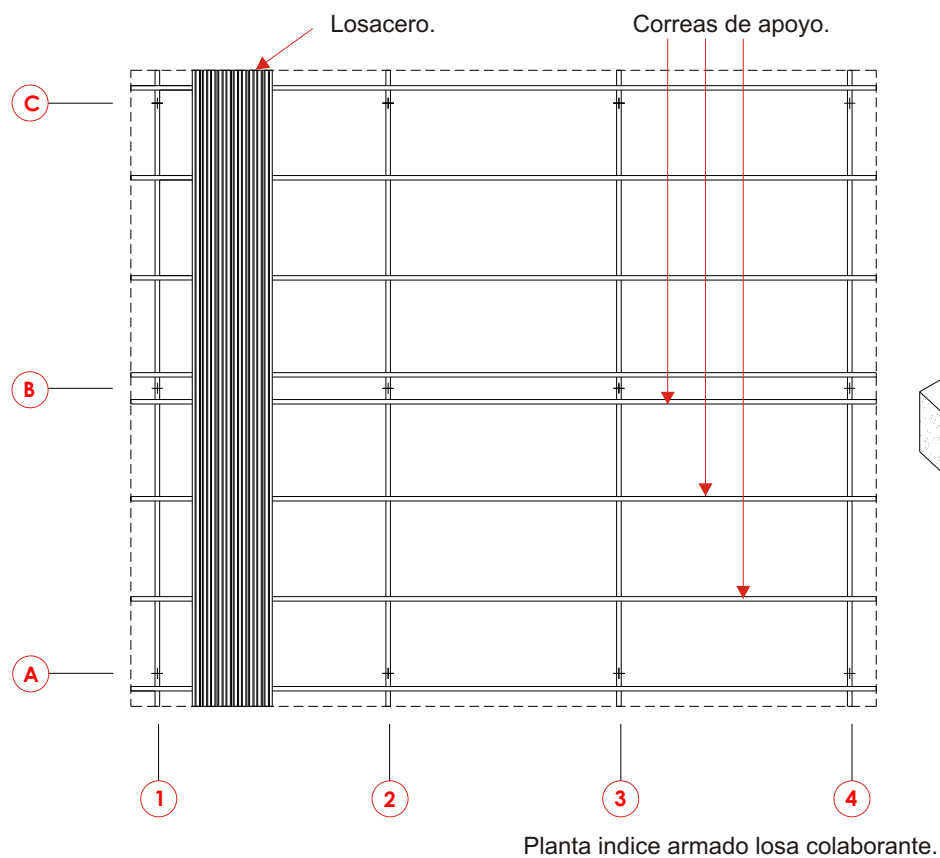
Losa de techo colaborante, losacero ó similar.

Los ejes 1, 2, 3 y 4 corresponden a las vigas de carga de las correas, separadas a 1,30 m; sobre estas se apoyan las láminas colaborantes.

Las vigas 2 y 3 por ser intermedias cargan más que las 1 y 4.

Las Vigas A, B y C son de amarre no reciben carga de los nervios.





Según tabla, carga para losa colaborante, Losacero ó similar.

$$W = 395 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{\text{nervio}} = 395 \times 1,30 = 513,50 \text{ kg/m}$$

Donde 1,30 es la separación entre nervios.

Para el cálculo de fuerzas cortantes, reacciones y momentos por ser una losa de tramos iguales, empleamos los coeficientes de cálculo (Tablas 1.16 y 1.17 MINDUR 1.985 *pág. 88-89*).

Fuerza Cortante. $V = C_v \times W \times L$

$$V_1 = V_4 = 0,40 \times 513,50 \times 3 = 616,20 \text{ Kg.}$$

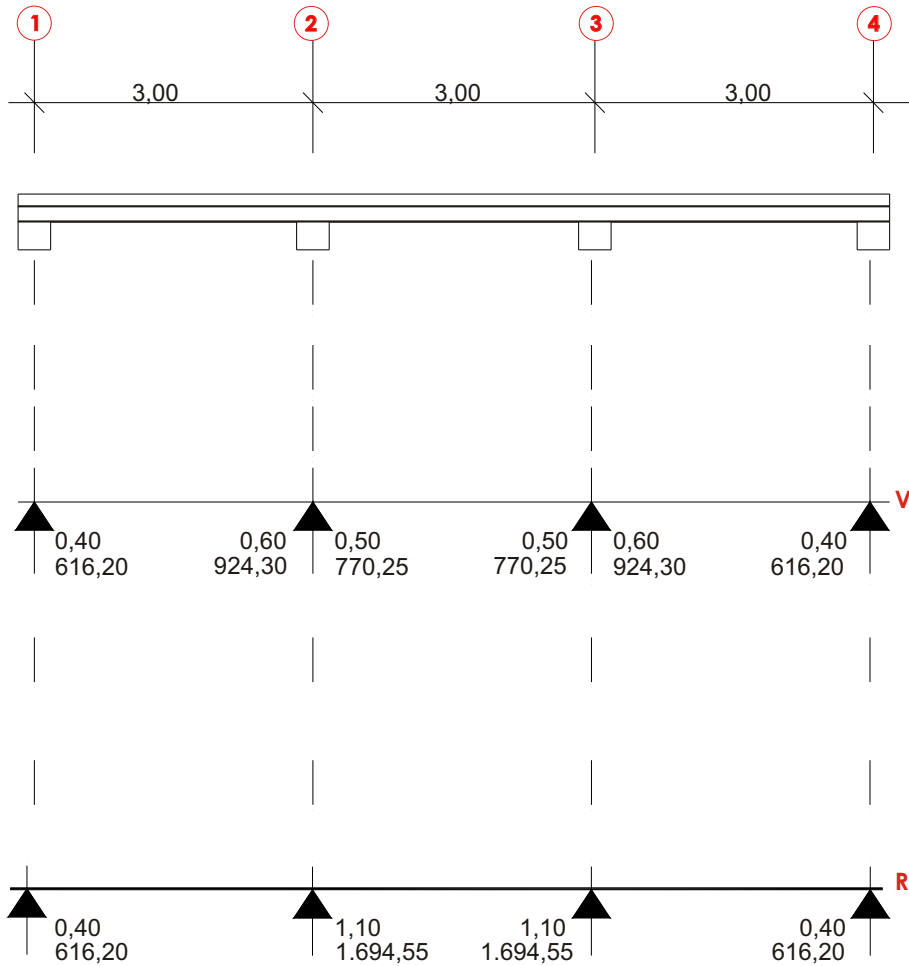
$$V_2 = V_3 = 0,60 \times 513,50 \times 3 = 924,30 \text{ Kg.}$$

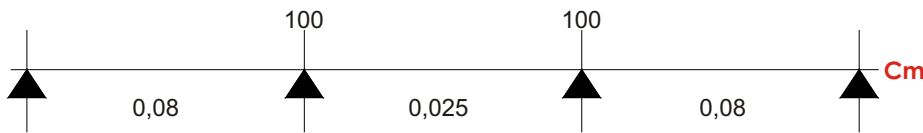
$$V_2 = V_3 = 0,50 \times 513,50 \times 3 = 770,25 \text{ Kg.}$$

Reacciones. $R = C_r \times W \times L$

$$R_1 = R_4 = 0,40 \times 513,50 \times 3 = 616,20 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = R_3 = 1,10 \times 513,50 \times 3 = 1.694,55 \text{ Kg.}$$



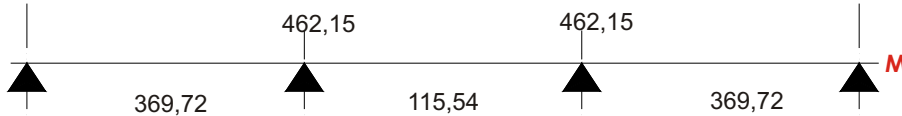


Momentos. $M = C_m \times W \times L^2$

$$M_{1-2} = M_{3-4} = 0,080 \times 513,50 \times 3^2 = 369,72 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{2-3} = 0,025 \times 513,50 \times 3^2 = 115,54 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = M_3 = 0,100 \times 513,50 \times 3^2 = 462,15 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$



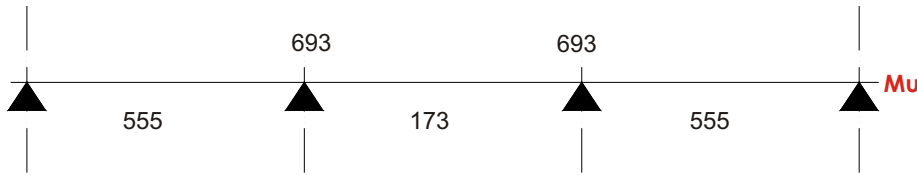
Momentos M_u mayorados (multiplicados por 1,5)

$$369,72 \times 1,5 = 550,36 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$462,15 \times 1,5 = 693,23 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

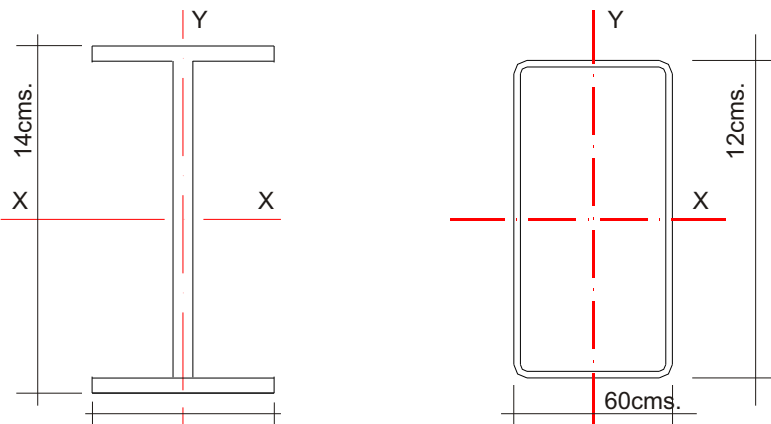
$$115,54 \times 1,5 = 173,31 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Evaluando un perfil SIDOR IPN 14 sujeto y a flexión.
Momentos $x = 693,23 \text{ Kg} \cdot \text{m}$ y/o $69.323 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$
(Diseñamos para el mayor)
Momentos $y = 0 \text{ Kg} \cdot \text{m}$



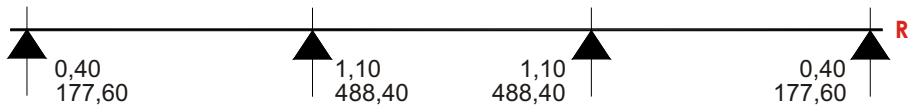
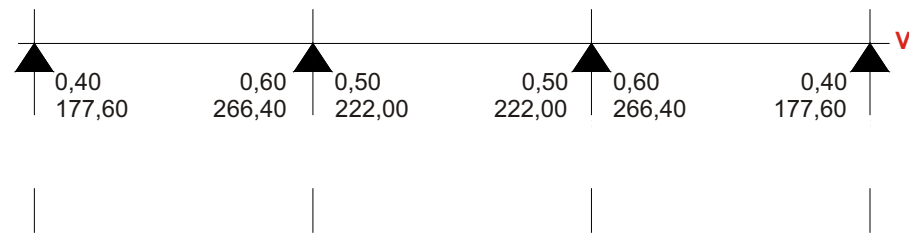
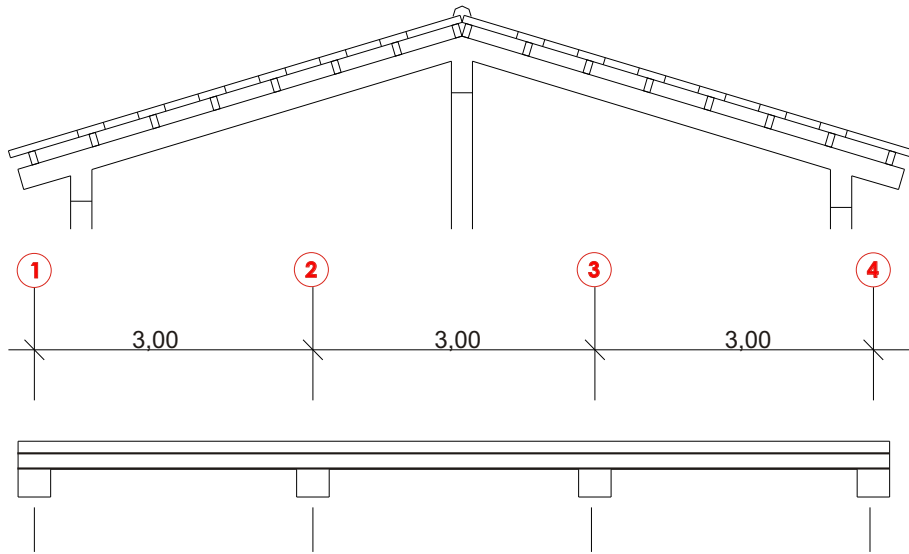
Propiedades de la sección IPN14 Seleccionado (pag. 123).

Resistencia F_y	2.500 Kg/cm^2
Módulo Sección S_x	54,7 cm^3
Módulo Sección S_y	7,41 cm^3
Esfuerzo admisible $F_b = 0,72$	$F_b = 1.800 \text{ Kg}/\text{cm}^2$
$(M_x/S_x)/F_b + (M_y/S_y)/F_b < 1 = 0,70 < 1 \text{ Ok.}$	



Evaluando perfil de sección rectangular Conduven.
Propiedades de la sección (120 x 60 mm)

Resistencia F_y	3.515 Kg/cm^2
Módulo Sección S_x	26,9 cm^3
Módulo Sección S_y	18,4 cm^3
Esfuerzo admisible $F_b = 0,72 \times F_y = 2.530 \text{ Kg}/\text{cm}^2$	
$(M_x/S_x)/F_b + (M_y/S_y)/F_b = N < 1$	
$(69.323/26,9) / 2530 = 1,01 \approx 1$	



Según tabla, carga para lámina plana plycem.

$$W = 242 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{\text{nervio}} = 242 \times 0,61 = 148 \text{ kg/m.}$$

Donde 0,60 es la separación entre correas.

Para el cálculo de fuerzas cortantes, reacciones y momentos por ser una losa de tramos iguales, empleamos los coeficientes de cálculo (Tablas 1.16 y 1.17 MINDUR 1.985 *pág. 88-89*).

Fuerza Cortante. $V = C_v \times W \times L$

$$V_1 = V_4 = 0,40 \times 148 \times 3 = 177,60 \text{ Kg.}$$

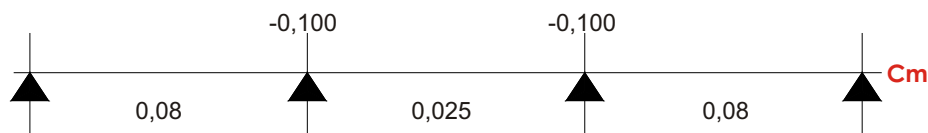
$$V_2 = V_3 = 0,50 \times 148 \times 3 = 222,00 \text{ Kg.}$$

$$V_2 = V_3 = 0,60 \times 148 \times 3 = 266,40 \text{ Kg.}$$

Reacciones. $R = C_r \times W \times L$

$$R_1 = R_4 = 0,40 \times 148 \times 3 = 177,60 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = R_3 = 1,10 \times 148 \times 3 = 488,40 \text{ Kg.}$$

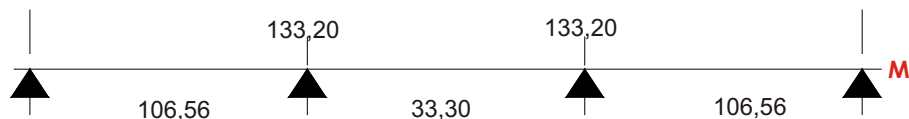


Momentos. $M = C_m \times W \times L^2$

$$M_{1-2} = M_{3-4} = 0,080 \times 148 \times 3^2 = 106,56 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{2-3} = 0,025 \times 148 \times 3^2 = 33,30 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = M_3 = 0,100 \times 148 \times 3^2 = 133,20 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

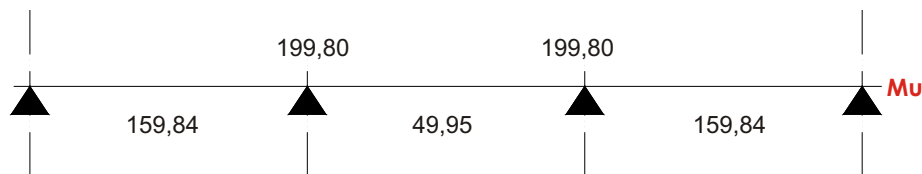


Momentos M_u mayorados (multiplicados por 1,5)

$$106,56 \times 1,5 = 159,84 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$133,20 \times 1,5 = 199,80 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$33,30 \times 1,5 = 49,95 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

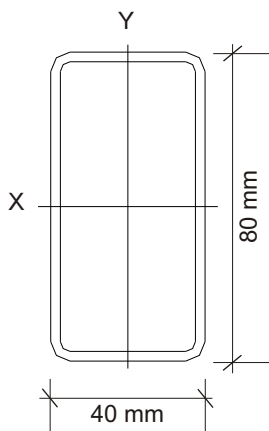


Selección de perfil.
Debe admitir el esfuerzo producido por el momento máximo 199,80 Kg . m
equivale a 19.980 Kg . cm

Miembro sujeto a flexión.
Momentos $M_x = 19.980 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$

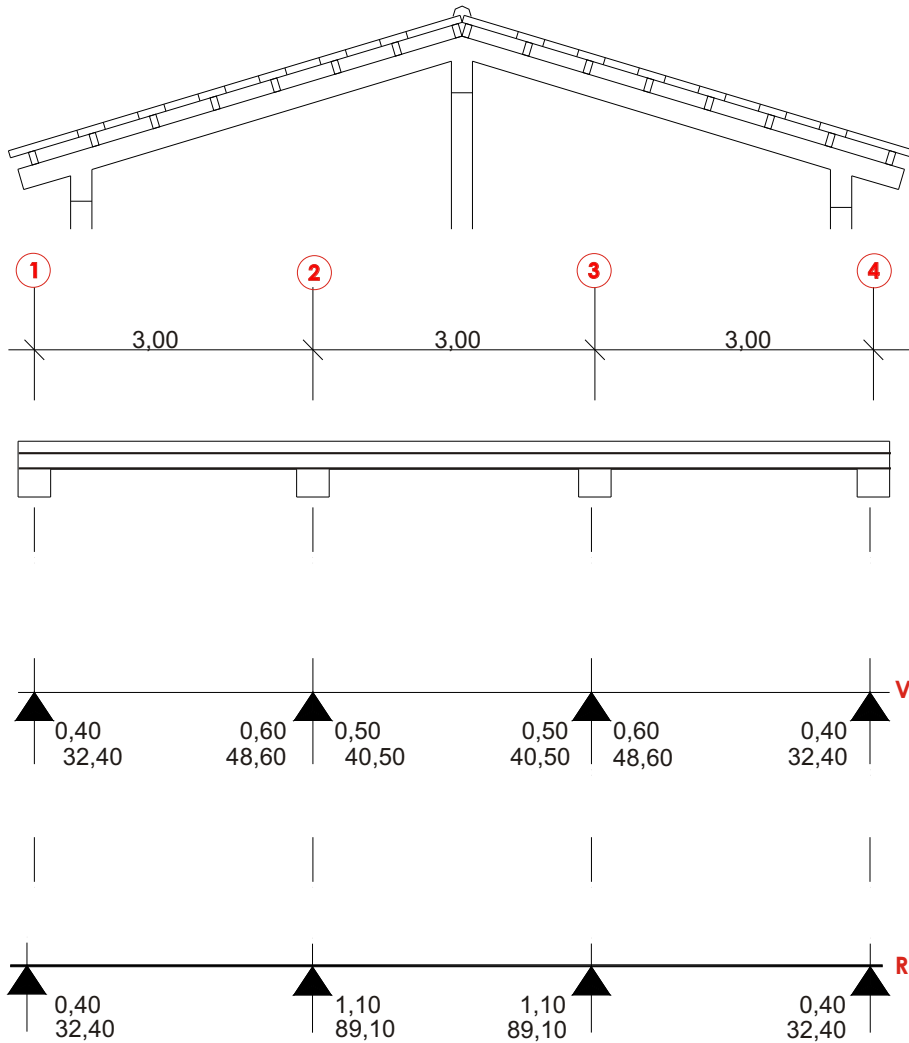
Momentos $M_y = 0 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Propiedades perfil de sección rectangular Conduven (80 x 40)mm, (pag. 123).



Resistencia $F_y = 3.515 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo Sección $S_x = 10,15 \text{ cm}^3$
Módulo Sección $S_y = 6,92 \text{ cm}^3$
Esfuerzo admisible $F_b = 0,72 \times F_y > 2.530 \text{ Kg/cm}^2$
 $(M_x / S_x) / F_b + (M_y / S_y) / F_b = N < 1$

$$[(19.980 / 10,15) / 2530] = 0,77 < 1$$



Según tabla, carga para lámina plana plycem.

$$W = 65 \text{ Kg/m}^2$$

$$W \text{ nervio} = 65 \times 0,41 = 27 \text{ kg/m.}$$

Donde 0,41 es la separación entre correas.

Para el cálculo de fuerzas cortantes, reacciones y momentos por ser una losa de tramos iguales, empleamos los coeficientes de cálculo (Tablas 1.16 y 1.17 MINDUR 1.985 *pág. 88-89*).

Fuerza Cortante. $V = C_v \times W \times L$

$$V_1 = V_4 = 0,40 \times 27 \times 3 = 32,40 \text{ Kg.}$$

$$V_2 = V_3 = 0,50 \times 27 \times 3 = 40,50 \text{ Kg.}$$

$$V_2 = V_3 = 0,60 \times 27 \times 3 = 48,60 \text{ Kg.}$$

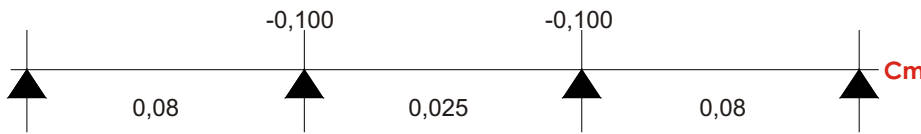
.

Reacciones. $R = C_r \times W \times L$

$$R_1 = R_4 = 0,40 \times 27 \times 3 = 32,40 \text{ Kg.}$$

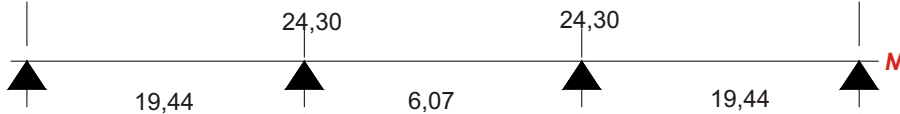
$$R_2 = R_3 = 1,10 \times 27 \times 3 = 89,10 \text{ Kg.}$$

Cubiertas para Techos.
Lámina Ondulada de Plycem.



Momentos. $M = C_m \times W \times L^2$

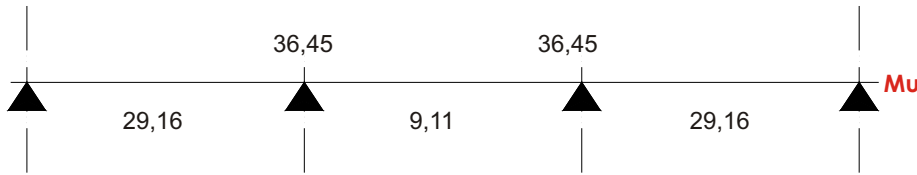
$M_{1-2} = M_{3-4}$	$= 0,080 \times 27 \times 3^2 =$	19,44 Kg . m
M_{2-3}	$= 0,025 \times 27 \times 3^2 =$	6,07 Kg . m
$M_2 = M_3$	$= 0,100 \times 27 \times 3^2 =$	24,30 Kg . m



Momentos M_u mayorados (multiplicados por 1,5)

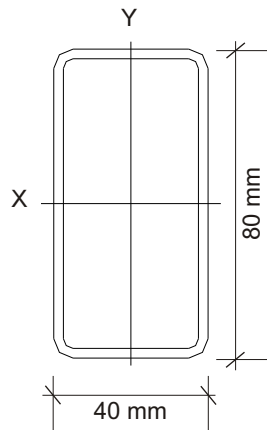
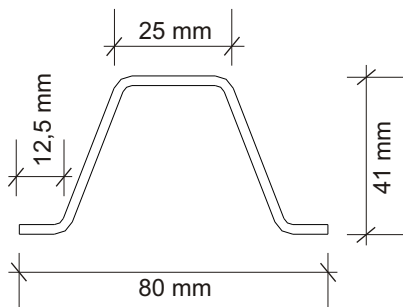
$19,44 \times 1,5 =$	29,16 Kg . m
$24,30 \times 1,5 =$	36,45 Kg . m
$6,07 \times 1,5 =$	9,11 Kg . m

Evaluando un perfil rectangular Conduven 80 x 40 mm.
Momentos $M_x = 36,45$ Kg . m
Diseñamos para el mayor momento
Momentos $M_y = 0$ Kg . m



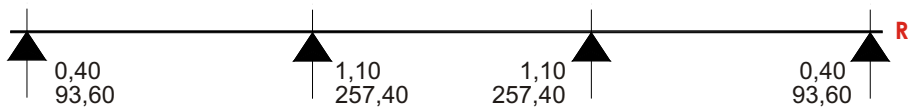
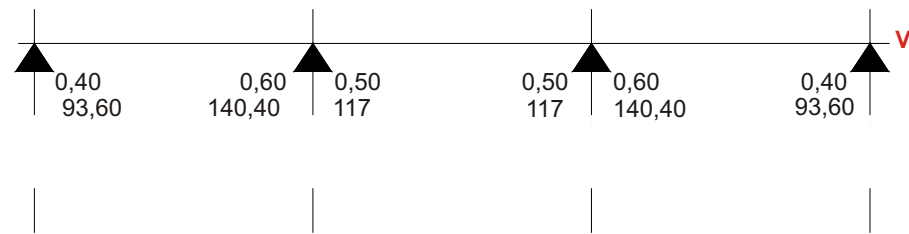
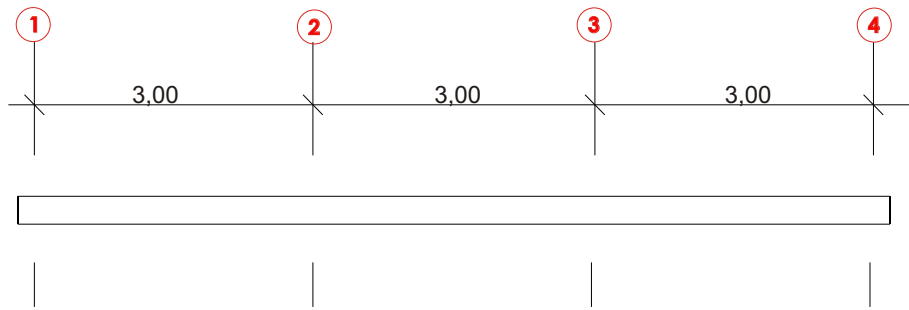
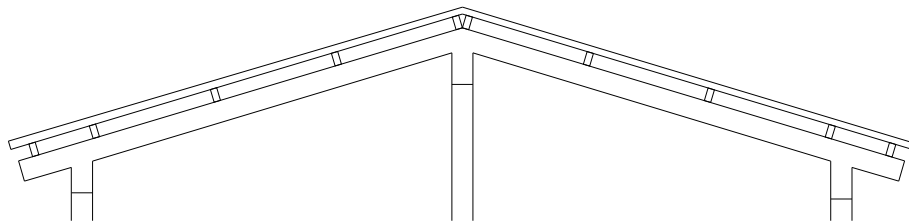
Propiedades de la sección rectangular Conduven (80 x 40)mm, (pag. 123).

Resistencia F_y	3.515 Kg/cm ²
Módulo Sección S_x	10,15 cm ³
Módulo Sección S_y	6,92 cm ³
Esfuerzo admisible $F_b = 0,72 \times F_y$	$F_y > 2.530$ Kg/cm ²
$(M_x / S_x) / F_b + (M_y / S_y) / F_b = N < 1$	
$[(3,645 / 10,15) / 2530] = 0,14 < 1$	



Evaluando un perfil omega 80 x 41 e= 3,5 mm

Resistencia F_y	2.500 Kg/cm ²
Módulo Sección S_x	4,9 cm ³
Esfuerzo admisible $F_b = 0,72 \times F_y$	$F_y > 1.800$ Kg/cm ²
$(M_x / S_x) / F_b + (M_y / S_y) / F_b = N < 1$	
$[(3,645 / 4,90) / 1800] = 0,41 < 1$	



Según tabla, carga para lámina ondulada acerolit.

$$W = 65 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{\text{nervio}} = 1,20 \times 65 = 78 \text{ kg/m.}$$

Donde 1,20 es la separación entre correas.

Para el cálculo de fuerzas cortantes, reacciones y momentos por ser una losa de tramos iguales, empleamos los coeficientes de cálculo (Tablas 1.16 y 1.17 MINDUR 1985 *pág.* 88-89).

Fuerza Cortante. $V = C_v \times W \times L$

$$V_1 = V_4 = 0,40 \times 78 \times 3 = 93,60 \text{ Kg.}$$

$$V_2 = V_3 = 0,50 \times 78 \times 3 = 117,00 \text{ Kg.}$$

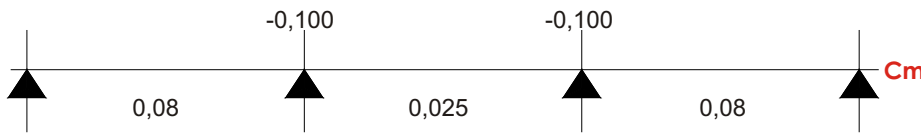
$$V_2 = V_3 = 0,60 \times 78 \times 3 = 140,40 \text{ Kg.}$$

Reacciones. $R = C_r \times W \times L$

$$R_1 = R_4 = 0,40 \times 78 \times 3 = 93,60 \text{ Kg.}$$

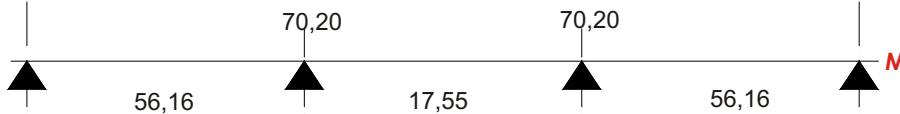
$$R_2 = R_3 = 1,10 \times 78 \times 3 = 257,40 \text{ Kg.}$$

Cubiertas para Techos.
Lámina Ondulada de Acerolit.



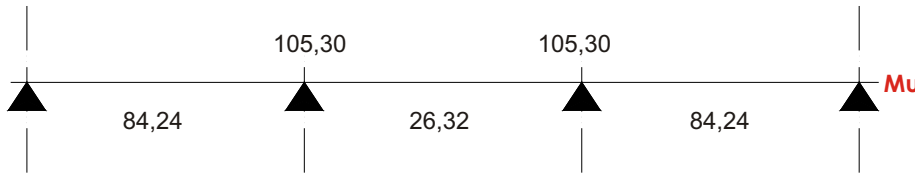
Momentos. $M = C_m \times W \times L^2$

$M1-2 = M3-4$	$= 0,080 \times 78 \times 3^2 =$	56,16 Kg . m
$M2-3$	$= 0,025 \times 78 \times 3^2 =$	17,55 Kg . m
$M2 = M3$	$= 0,100 \times 78 \times 3^2 =$	70,20 Kg . m



Momentos M_u mayorados (multiplicados por 1,5)

$56,16 \times 1,5 =$	84,24 Kg . m
$70,20 \times 1,5 =$	105,30 Kg . m
$17,55 \times 1,5 =$	26,32 Kg . m



Selección del perfil.
Debe admitir el esfuerzo producido por el momento máximo 105,30 Kg . m.

Miembro sujeto a flexión

Momentos $M_x = 105,30$ Kg . m

Propiedades del perfil omega (100 x 41)mm $e=3,5$ mm (pag. 123).

Resistencia $F_y = 2.500$ Kg/cm²
 Módulo Sección $S_x = 5,2$ cm³
 Esfuerzo admisible $F_b = 0,72 \times F_y > 1.800$ Kg/cm²
 $(M_x / S_x) / F_b + (M_y / S_y) / F_b = N < 1$

$[(105,30 / 5,2) / 1.800] = 1,13 > 1$. Como no cumple con los requisitos por tratarse del perfil con el módulo de sección mas alto, podríamos determinar la separación máxima entre correas.

El momento mayorado (M_u) se puede determinar si $(M_u / 5,2) / 1.800 = 1$

$M_u = 1.800 \times 5,2 = 9.360$ Kg . cm.

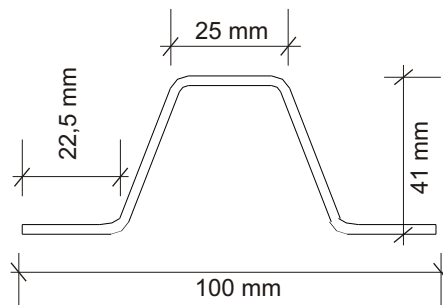
$M_u = M \times 1,5 \quad M = M_u / 1,5$

$M = 9.360 / 1,5 = 6.240$ Kg/cm.

$M = 62,40$ Kg/m.

$W = 62,40 / 0,100 \times 9 = 69,33$

$D = 69,33 / 65 = 1,06$ m.



Cubiertas para Techos.
Madera Machihembrado.

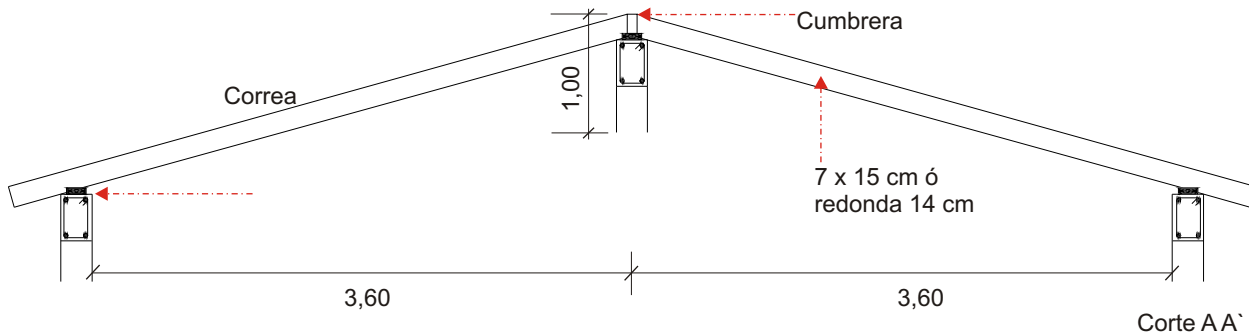


Tabla 148 Manual M.O.P. 1.959

Carga = 150 Kg/m³ de peso propio, más 50 Kg. verticales de presión de viento.

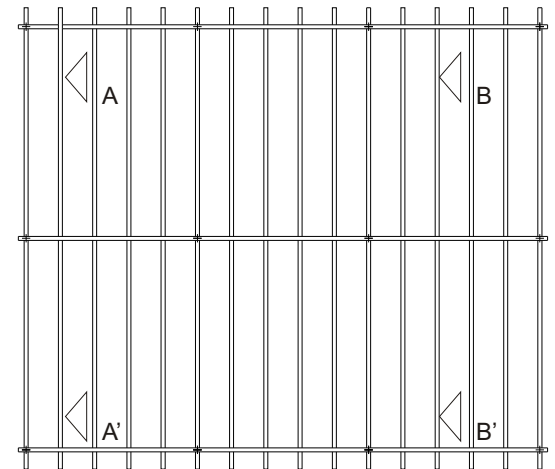
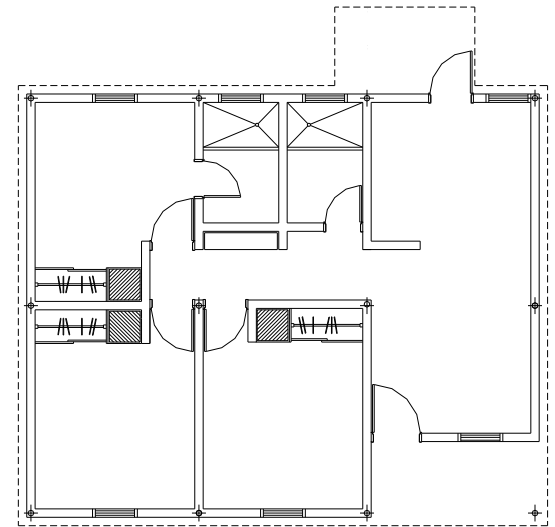
Separación de correas o costillas = 0,50 m.

Madera de sección rectangular Rmc = 75 Kg/cm² resistencia al corte.

Madera redonda (vigüeta) Rmc = 100 Kg/cm² resistencia al

Luz L m.	Secciones	
	Rectangular a x b cm.	Redonda D cm.
1,5	5 x 7	7
1,75	5 x 8	8
2	5 x 9	8
2,25	6 x 10	9
2,5	6 x 11	10
2,75	6 x 12	10
3	7 x 12	11
3,25	7 x 13	12
3,5	7 x 14	13
3,75	7 x 15	14
4	7 x 16	15
4,25	7 x 16	16

Luz L m.	Secciones Rectangular a x b cm.
	4,5
4,75	7 x 18
5	7 x 19
5,25	7 x 20
5,5	7 x 21
5,75	8 x 22
6	8 x 23
6,25	8 x 24
6,5	9 x 25
6,75	9 x 26
7	9 x 27
7,25	9 x 27



Cubiertas para Techos.
Madera Machihembrado.

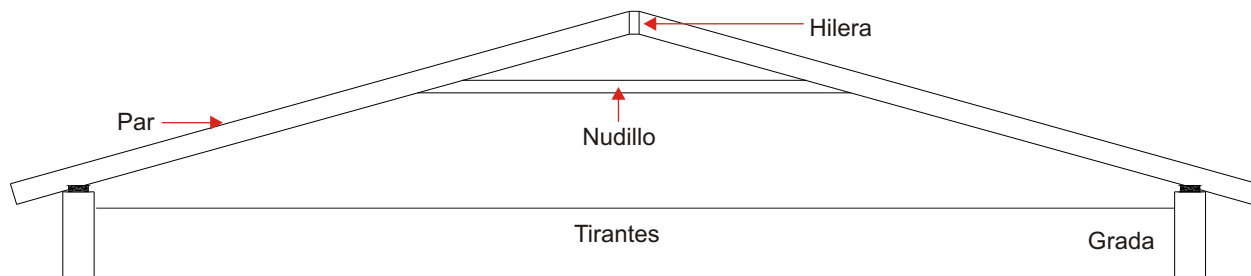


Tabla 146 Manual M.O.P. 1.959

Carga = 150 Kg/m² de peso propio, mas 50 Kg verticales de viento.

Separación de correas o costillas = 0,50 m

Gradas y Viguetas Rmc = 100 Kg/cm²

Otras piezas Rmc = 75 Kg/cm²

Luz m	Separación Tirantes m	Secciones				
		Grada cm	Tirante cm	Par cm	Hilera cm	Nudillo cm
4	2	9 x 18	Ø 3/4"			
	2,5	10 x 20	Ø 3/4"	5 x 7		5 x 5
	3	12 x 23	Ø 7/8"	o	6 x 9	o
	3,5	15 x 24	Ø 7/8"	D = 7		D = 7
	4	19 x 24	Ø 1"			
4,5	2	10 x 18	Ø 3/4"			
	2,5	11 x 21	Ø 3/4"	5 x 8		5 x 5
	3	12 x 24	Ø 7/8"	o	6 x 10	o
	3,5	16 x 24	Ø 1"	D = 8		D = 7
	4	21 x 24	Ø 1"			
5	2	10 x 19	Ø 3/4"			
	2,5	12 x 21	Ø 7/8"	5 x 9		5 x 5
	3	13 x 24	Ø 7/8"	o	6 x 11	o
	3,5	18 x 24	Ø 1"	D = 8		D = 7
	4	23 x 24	Ø 1 1/8" o 2 3/4"			
5,5	2	10 x 20	Ø 3/4"			
	2,5	12 x 22	Ø 7/8"	5 x 10		5 x 6
	3	15 x 24	Ø 1"	o	6 x 12	o
	3,5	20 x 24	Ø 1"	D = 9		D = 7
	4	16 x 32	Ø 1 1/8" o 2 3/4"			

Luz m	Separación Tirantes m	Secciones				
		Grada cm	Tirante cm	Par cm	Hilera cm	Nudillo cm
6	2	10 x 20	Ø 7/8"			
	2,5	12 x 23	Ø 7/8"	6 x 10		6 x 6
	3	16 x 24	Ø 1"	o	6 x 12	o
	3,5	22 x 24	Ø 1 1/8" o 2 3/4"	D = 9		D = 7
	4	17 x 32	Ø 1 1/8" o 2 7/8"			
6,5	2	11 x 20	Ø 7/8"			
	2,5	12 x 24	Ø 7/8"	6 x 11		6 x 6
	3	17 x 24	Ø 1"	o	6 x 13	o
	3,5	23 x 24	Ø 1 1/8" o 2 7/8"	D = 10		D = 7
	4	17 x 23	Ø 1 1/8" o 2 7/8"			
7	2	11 x 21	Ø 7/8"			
	2,5	13 x 24	Ø 1"	7 x 11		7 x 7
	3	19 x 24	Ø 1 1/8" o 2 3/4"	o	6 x 13	o
	3,5	16 x 30	Ø 1 1/8" o 2 7/8"	D = 10		D = 7
	4	17 x 34	Ø 1 1/4" o 2 7/8"			
7,5	2	11 x 22	Ø 7/8"			
	2,5	13 x 26	Ø 1"	7 x 12		7 x 7
	3	15 x 28	Ø 1 1/8" o 2 3/4"	o	6 x 14	o
	3,5	16 x 32	Ø 1 1/4" o 2 7/8"	D = 11		D = 7
	4	18 x 34	Ø 1 1/4" o 2 7/8"			

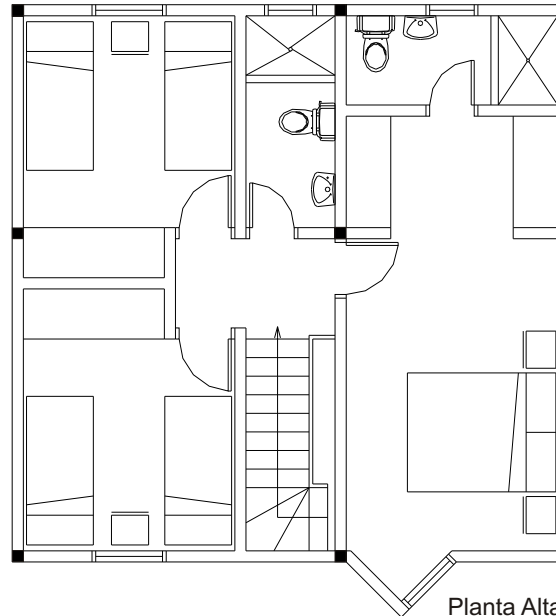
Cálculo de una vivienda de pequeño formato de 2 plantas, de acuerdo a las rutas de las cargas.

Techo Segundo Nivel.

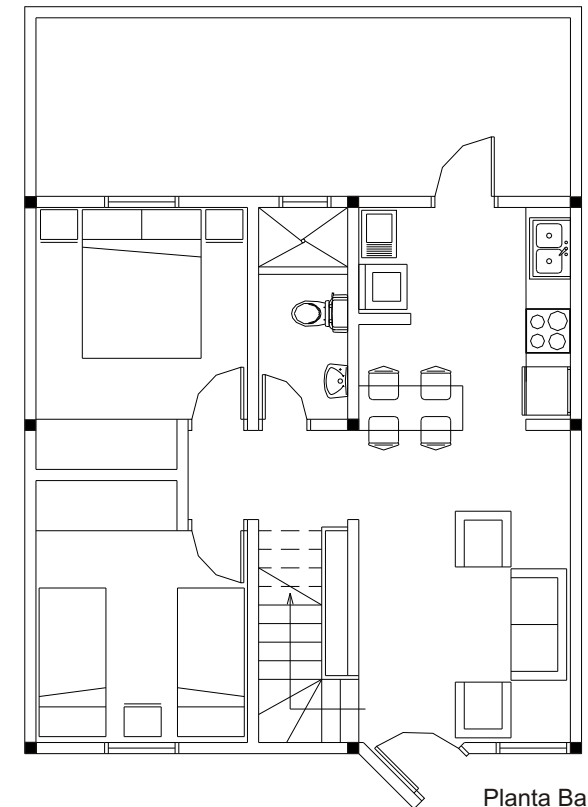
- 1.- Losa techo.
- 2.- Vigas techo.
- 3.- Cargas de las columnas.

Entrepiso.

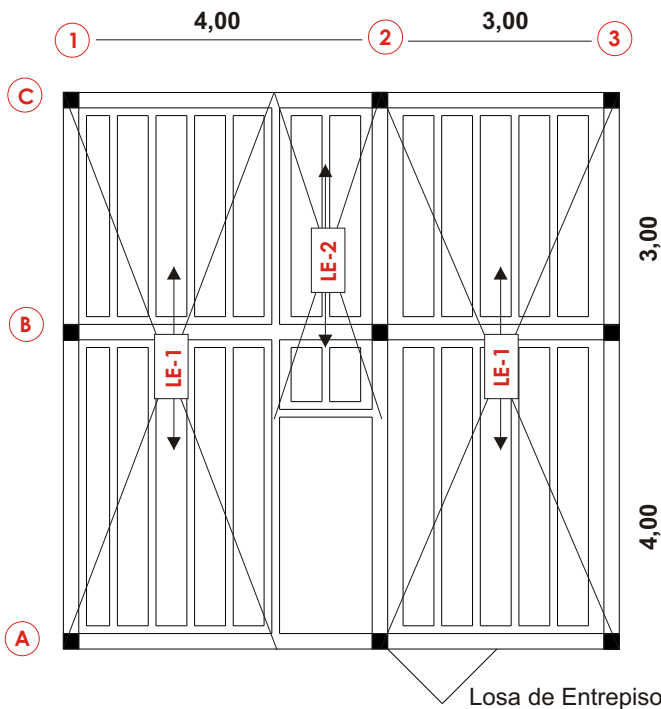
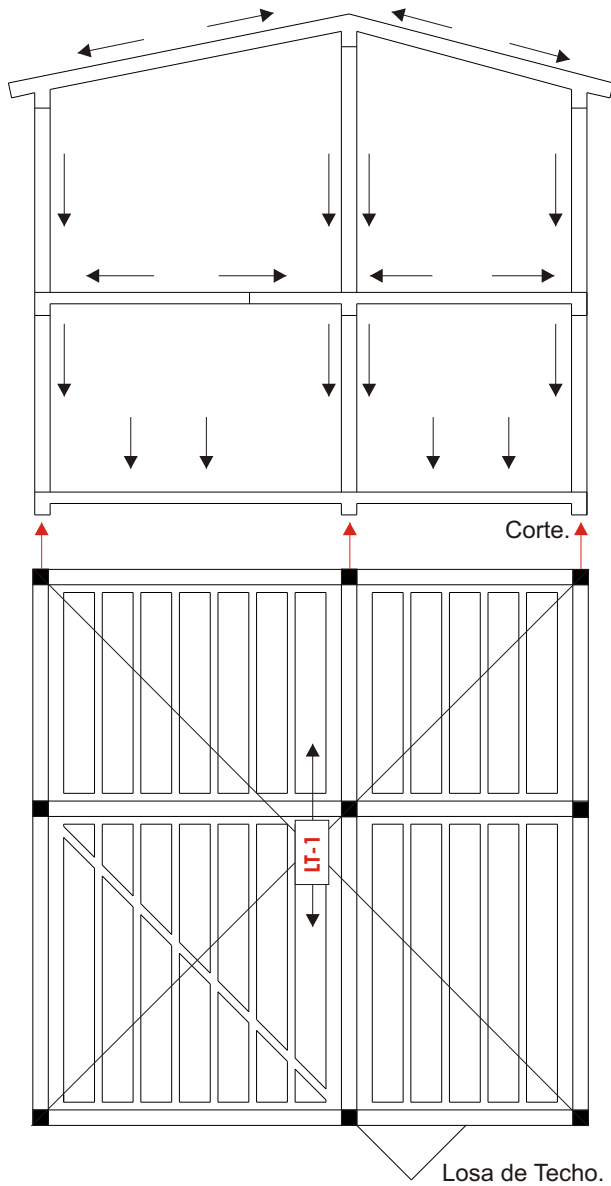
- 1.- Losa entrepiso.
- 2.- Vigas entrepiso.
- 3.- Carga de las columnas.
- 4.- Suman carga columnas techo más entrepiso.
- 5.- Determina refuerzo de las columnas.
- 6.- Cálculo de las fundaciones.



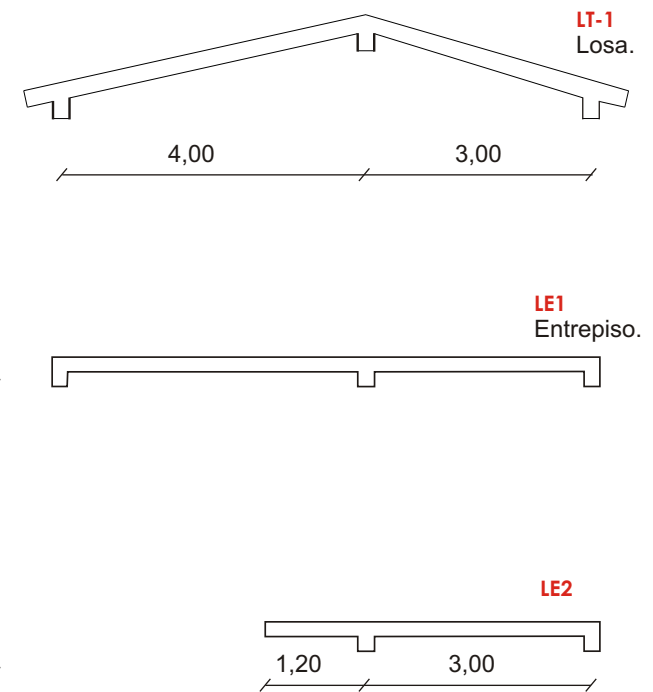
Planta Alta.

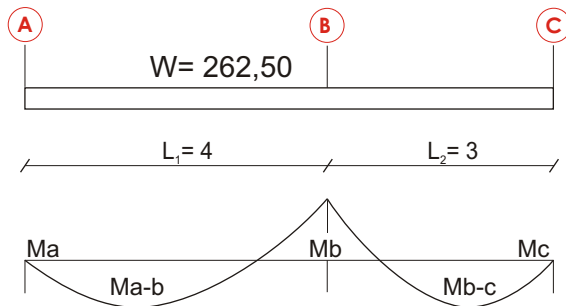


Planta Baja.



Al analizar los planos índices de las losas. En techo, **LT1** es de 2 tramos inclinados desiguales y en el entepiso, la **LE1** es de 2 tramos desiguales y **LE2** de un tramo de 3,00 m con un volado de 1,20 m.





$$Ma = Mc = 0 \text{ se estila } WL^2/24$$

$$Mb = -\frac{W(L_1^3 + L_2^3)}{8(L_1 + L_2)}$$

$$Ma-b = \frac{1}{2W} \left(\frac{WL_1}{2} - \frac{Mb}{L_1} \right)^2$$

$$Mb-c = \frac{1}{2W} \left(\frac{WL_2}{2} - \frac{Mb}{L_2} \right)^2$$



$$Ra = \frac{WL_1}{2} - \frac{Mb}{L_1}$$

$$Rc = \frac{WL_2}{2} - \frac{Mb}{L_2}$$

$$Rb = (WL_1 + WL_2) - Ra - Rc$$

Según tabla carga para losa nervada de techo.

$W = 525 \text{ Kg/m}^2$ por ser de 0,20 m. su espesor.

Espesor = Luz/20 = 4,00/20 = 0,20 m.

$W \text{ nervio} = 525 \times 0,50 = 262,50 \text{ Kg/m}$

Para el cálculo de Fuerza Constante, Reacciones y Momentos pero por ser una losa nervada de tramos desiguales empleamos las fórmulas, primero calculamos los momentos y luego las reacciones y cortes.

$$Ma = WL^2/24 = 262,50 \times 4^2/24 = 175 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$Mc = WL^2/24 = 262,50 \times 3^2/24 = 98,44 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$Mb = -\frac{262,50 \times (4^3 + 3^3)}{8(4 + 3)} = -426,56 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$Ma-b = \frac{1}{525} \left(\frac{262,5 \times 4}{2} - \frac{426,56}{4} \right)^2 = 333,38 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$Mb-c = \frac{1}{525} \left(\frac{262,5 \times 3}{2} - \frac{426,56}{3} \right)^2 = 120,54 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Para el cálculo del acero se mayoran los momentos multiplicando por 1,5 los calculados.

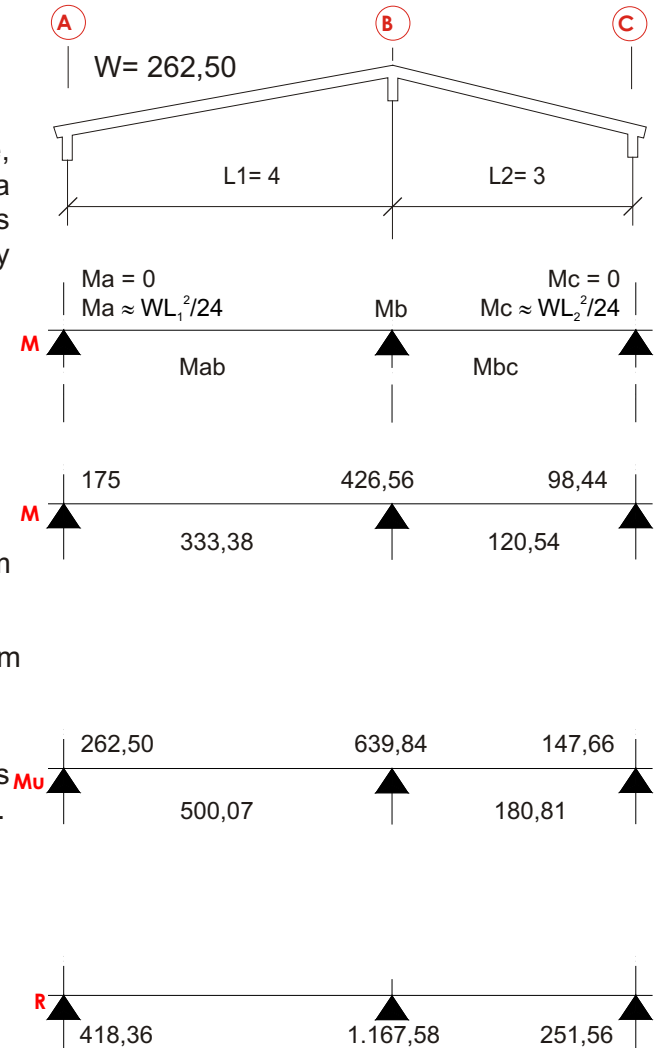
Ejemplo: $120,54 \times 1,5 = 180,81 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

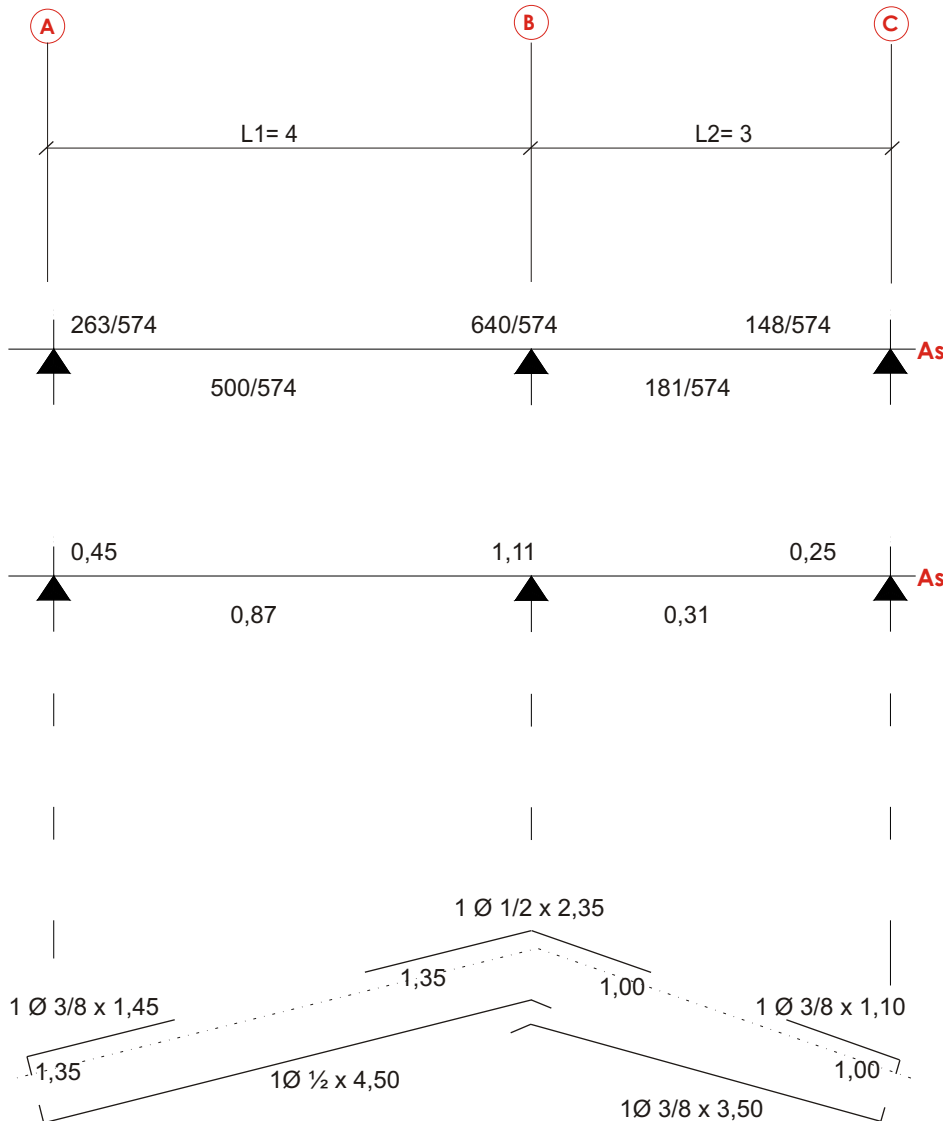
Cálculo de reacciones.

$$Ra = \frac{262,5 \times 4}{2} - \frac{426,56}{4} = 418,36 \text{ Kg}.$$

$$Rc = \frac{262,5 \times 3}{2} - \frac{426,56}{3} = 251,56 \text{ Kg}.$$

$$Rb = (262,5 \times 4) + (262,5 \times 3) - 418,36 - 251,56 = 1.167,58$$





El área de acero se calcula con la (tabla 4-4 MINDUR 1.985 pag. 92)
 $R_{c28} = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Un nervio $0,10 \times 0,20$ resiste un momento $837 \text{ Kg} \cdot \text{m} > 639,84 \text{ Kg} \cdot \text{m}$.
El área de acero se determina dividiendo los momentos **MU** entre **F** = 380
si el acero es de 2.800 Kg/cm^2 y **F** = 574 para aceros 4.200 Kg/cm^2 de
resistencia.

$$As_a = 262,5 / 574 = 0,45 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8 = 0,71 > 0,45$$

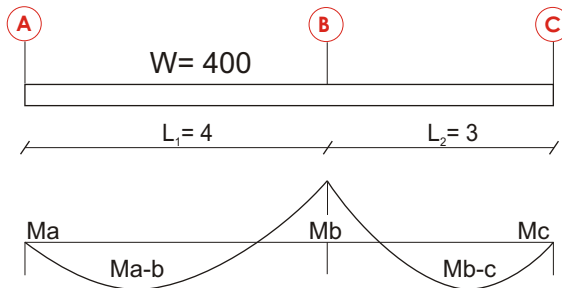
$$As_{a-b} = 500,07 / 574 = 0,87 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2 = 1,27 > 0,87$$

$$As_b = 639,84 / 574 = 1,11 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2 = 1,27 > 1,11$$

$$As_{b-c} = 180,81 / 574 = 0,31 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8 = 0,71 > 0,31$$

$$As_c = 147,66 / 574 = 0,25 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8 = 0,71 > 0,25$$

La longitud de los refuerzos superiores se estila $1/3$ de la luz a ambos
lados del apoyo ($4/3 = 1,33$); ($3/3 = 1$).



$$Ma = Mc = 0 \text{ se estila } WL^2/24$$

$$Mb = -\frac{W(L_1^3 + L_2^3)}{8(L_1 + L_2)}$$

$$Ma-b = \frac{1}{2W} \left(\frac{WL_1}{2} - \frac{Mb}{L_1} \right)^2$$

$$Mb-c = \frac{1}{2W} \left(\frac{WL_2}{2} - \frac{Mb}{L_2} \right)^2$$



$$Ra = \frac{WL_1}{2} - \frac{Mb}{L_1}$$

$$Rc = \frac{WL_2}{2} - \frac{Mb}{L_2}$$

$$Rb = (WL_1 + WL_2) - Ra - Rc$$

Según tabla carga para losa nervada entre-piso.

$W = 800 \text{ Kg/m}^2$ por ser su espesor = 0,25 m.
 $W \text{ nervio} = 800 \times 0,50 = 400 \text{ Kg/m}$

Para el cálculo de Fuerzas Cortantes, Reacciones y Momentos por ser una losa nervada de tramos desiguales empleamos las fórmulas, primero calculamos los momentos y luego las reacciones y cortes.

$$Ma = WL^2/24 = 400 \times 4^2/24 = 266,66 \text{ Kg.m}$$

$$Mc = WL^2/24 = 400 \times 3^2/24 = 150 \text{ Kg.m}$$

$$Mb = -\frac{400 \times 4^3 + 3^3}{8(4 + 3)} = 650 \text{ Kg.m}$$

$$Ma-b = \frac{1}{800} \left(\frac{400 \times 4}{2} - \frac{650}{4} \right)^2 = 508 \text{ Kg.m}$$

$$Mb-c = \frac{1}{800} \left(\frac{400 \times 3}{2} - \frac{650}{3} \right)^2 = 183,68 \text{ Kg.m}$$

Para el cálculo del acero se mayoran los M_u momentos multiplicando por 1,5 los calculados.

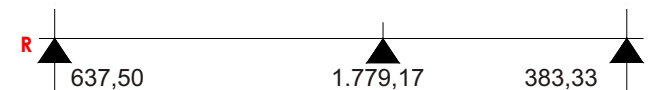
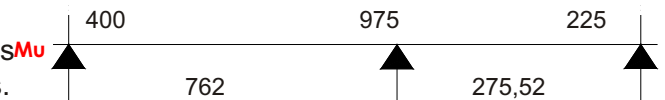
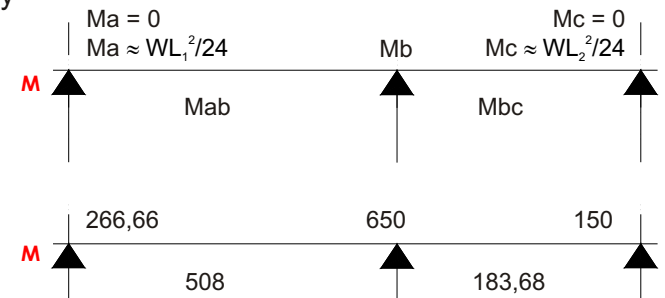
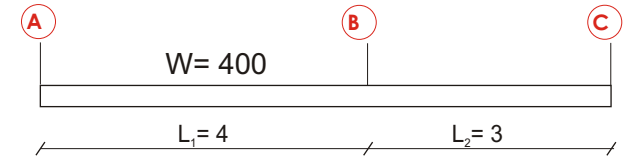
Ejemplo: $183,68 \times 1,5 = 275,52 \text{ Kg.m}$

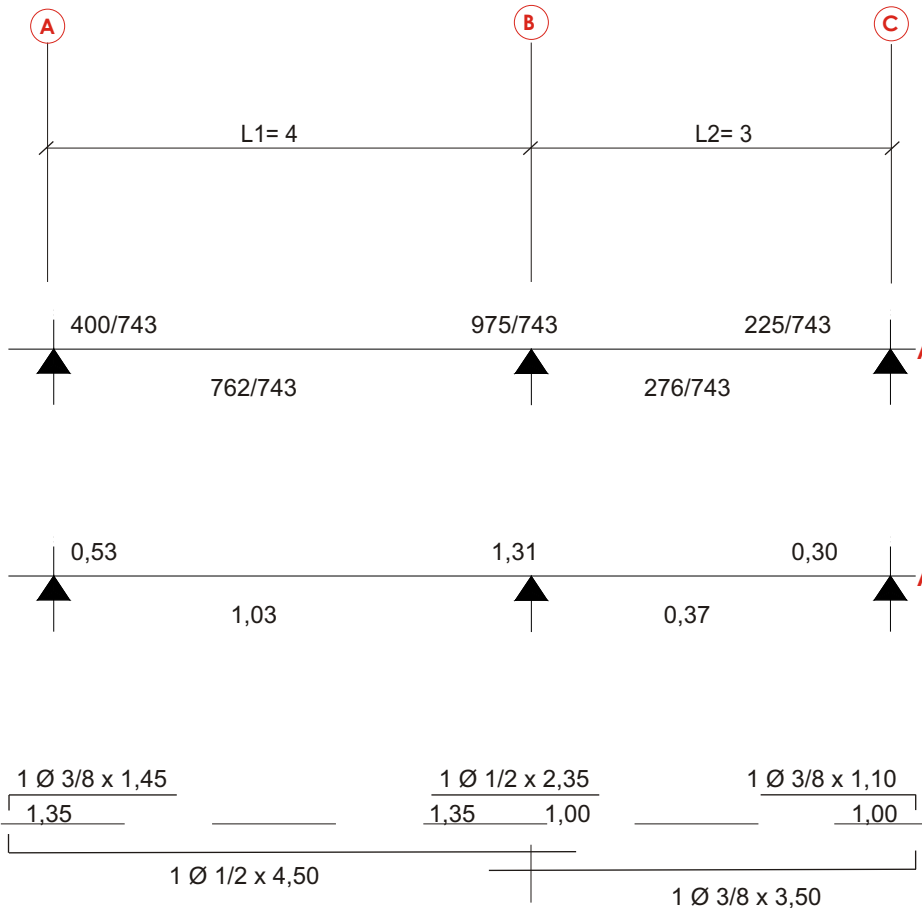
Cálculo de reacciones.

$$Ra = \frac{400 \times 4}{2} - \frac{650}{4} = 637,50 \text{ Kg.}$$

$$Rc = \frac{400 \times 3}{2} - \frac{650}{3} = 383,33 \text{ Kg.}$$

$$Rb = (400 \times 4) + (400 \times 3) - 637,5 - 383,33 = 1.779,17 \text{ Kg.}$$





El área de acero se calcula con la (tabla 4-4 MINDUR 1.985 pag. 92)
 $R_{c28} = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Un nervio 0,10 x 0,25 resiste un momento 1.402 Kg . m > 975 Kg . m.

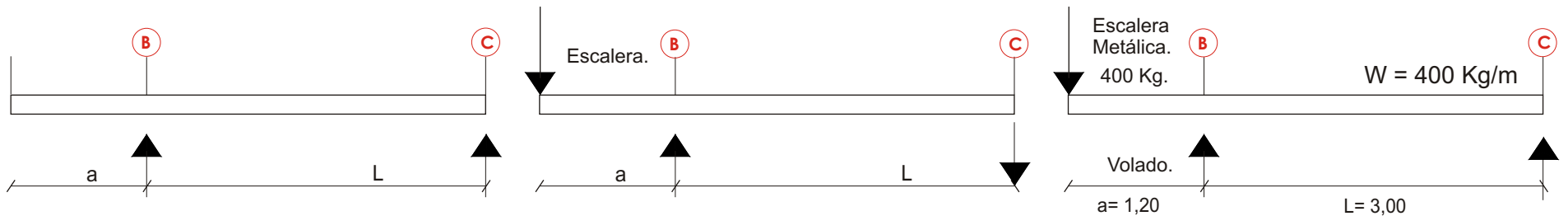
El área de acero se determina dividiendo los momentos M_u entre $F = 496$ si el acero es de 2.800 Kg/cm^2 y $F = 743$ para aceros 4.200 Kg/cm^2 de resistencia.

$As_a = 400 / 743 = 0,53 \text{ cm}^2$ $1 \text{ } \emptyset 3/8 = 0,71 > 0,53$
 $As_{a-b} = 762 / 743 = 1,03 \text{ cm}^2$ $1 \text{ } \emptyset 1/2 = 1,27 > 1,03$
 $As_b = 975 / 743 = 1,31 \text{ cm}^2$ $1 \text{ } \emptyset 1/2 = 1,27 = 1,31$
 $As_{b-c} = 276 / 743 = 0,37 \text{ cm}^2$ $1 \text{ } \emptyset 3/8 = 0,71 > 0,37$
 $As_c = 225 / 743 = 0,30 \text{ cm}^2$ $1 \text{ } \emptyset 3/8 = 0,71 > 0,30$

La longitud de los refuerzos superiores se estila 1/3 de la luz a ambos lados del apoyo. ($4/3 = 1,33$); ($3/3 = 1$).

Nota: siempre asumiremos macizado mínimo 0,10 a la cara de la viga.

Fórmulas para carga uniformemente repartida y para carga concentrada.



Reacciones.

$$R_b = \frac{W}{2L} (L + a)^2$$

$$R_c = \frac{W}{2L} (L^2 - a^2)$$

Momentos.

$$M_b = \frac{Wa^2}{2}$$

$$M_{b-c} = \frac{W}{8L^2} (L + a)^2 (L - a)^2$$

$$M_c = 0 \text{ se estila } ML^2/24$$

Reacciones por carga concentrada de la escalera.

$$R_{b_{esc}} = \frac{P}{L} (L + a)$$

$$R_{c_{esc}} = -\frac{Pa}{L}$$

Momentos por carga concentrada de la escalera.

$$M_{b_{esc}} = P \times a$$

Según tabla de cargas para losa entrepiso
 $W = 800 \text{ Kg.m}^2$ por ser su espesor 0,25.
 $W \text{ nervio} = 0,50 \times 800 = 400 \text{ Kg.m.}$

La carga concentrada en el volado por la escalera metálica es de 400 Kg

$$R_b = \frac{400}{2 \times 3} (3 + 1,2)^2 = 1176$$

$$R_{b_{esc}} = \frac{400}{3} (3 + 1,2) = 560,00$$

1.736 = R_b

$$R_c = \frac{400}{2 \times 3} (3^2 - 1,2^2) = 504$$

$$R_{c_{esc}} = \frac{-400 \times 1,2}{3} = -160,00$$

344 = R_c

$$M_b = \frac{400 \times 1,2^2}{2} = 288$$

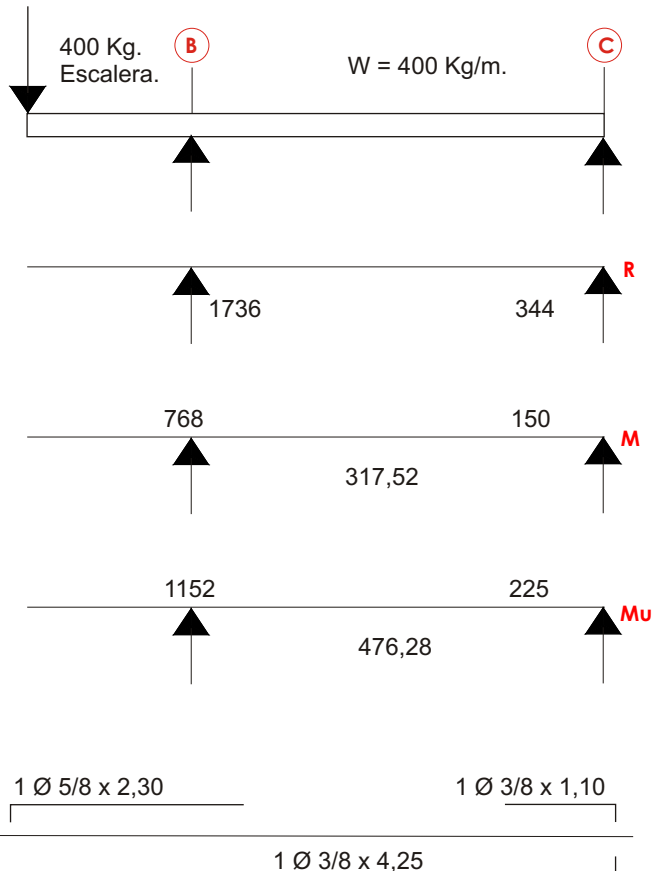
$$M_{b_{esc}} = 400 \times 1,2 = 480,00$$

768 Kg.m = M_b

$$M_{b-c} = \frac{400}{8 \times 3^2} (3 + 1,2)^2 (3 - 1,2)^2 = 317,52 \text{ Kg.m}$$

$$M_c = 0 \text{ se estila } ML^2/24$$

$$(400 \times 9) / 24 = 150 \text{ Kg.m} = M_c$$



El área de acero se calcula con la (Tabla 4-4 MINDUR 1.985 pag. 92)
 $R_{c28} = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Un nervio 0,10 x 0,25 resiste un momento $1.402 \text{ Kg} \cdot \text{m} > 1.152 \text{ Kg} \cdot \text{m}$.

El área de acero se determina dividiendo los momentos M_u entre $F = 496$ si el acero es de 2.800 Kg/cm^2 y $F = 743$ para aceros 4.200 Kg/cm^2 de resistencia.

$$A_{s_b} = 1152 / 743 = 1,55 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ Ø } 5/8 = 1,97 > 1,55$$

$$A_{s_{b-c}} = 476,28 / 743 = 0,64 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ Ø } 3/8 = 0,71 > 0,64$$

$$A_{s_c} = 225 / 743 = 0,30 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ Ø } 3/8 = 0,71 > 0,30$$

La longitud de los refuerzos superiores se estila $1/3$ de la luz a ambos lados del apoyo ($3/3 = 1$)

Nota: siempre asumiremos macizado mínimo 0,10 a la cara de la viga.

Pórticos.

Denominación que se le da a la agrupación en el mismo eje de las columnas de planta baja, viga de entrepiso, columnas planta alta y vigas del techo.

Las cargas que actúan sobre las vigas en Kg/m, equivale al doble de la reacción de la losa correspondiente más el peso propio de las vigas.

- (0,20 x 0,40 x 2500 = 200);
- (0,20 x 0,35 x 2500 = 175);
- (0,30 x 0,45 x 2500 = 338);
- (0,30 x 0,50 x 2500 = 375);
- (0,20 x 0,30 x 2500 = 150)

Carga (W) Pórticos:

Pórtico A.

$$\begin{aligned} \text{Techo} &= (418 \times 2) + 175 = 1.011 \\ \text{Entrepiso} &= (638 \times 2) + 200 = 1.476 \end{aligned}$$

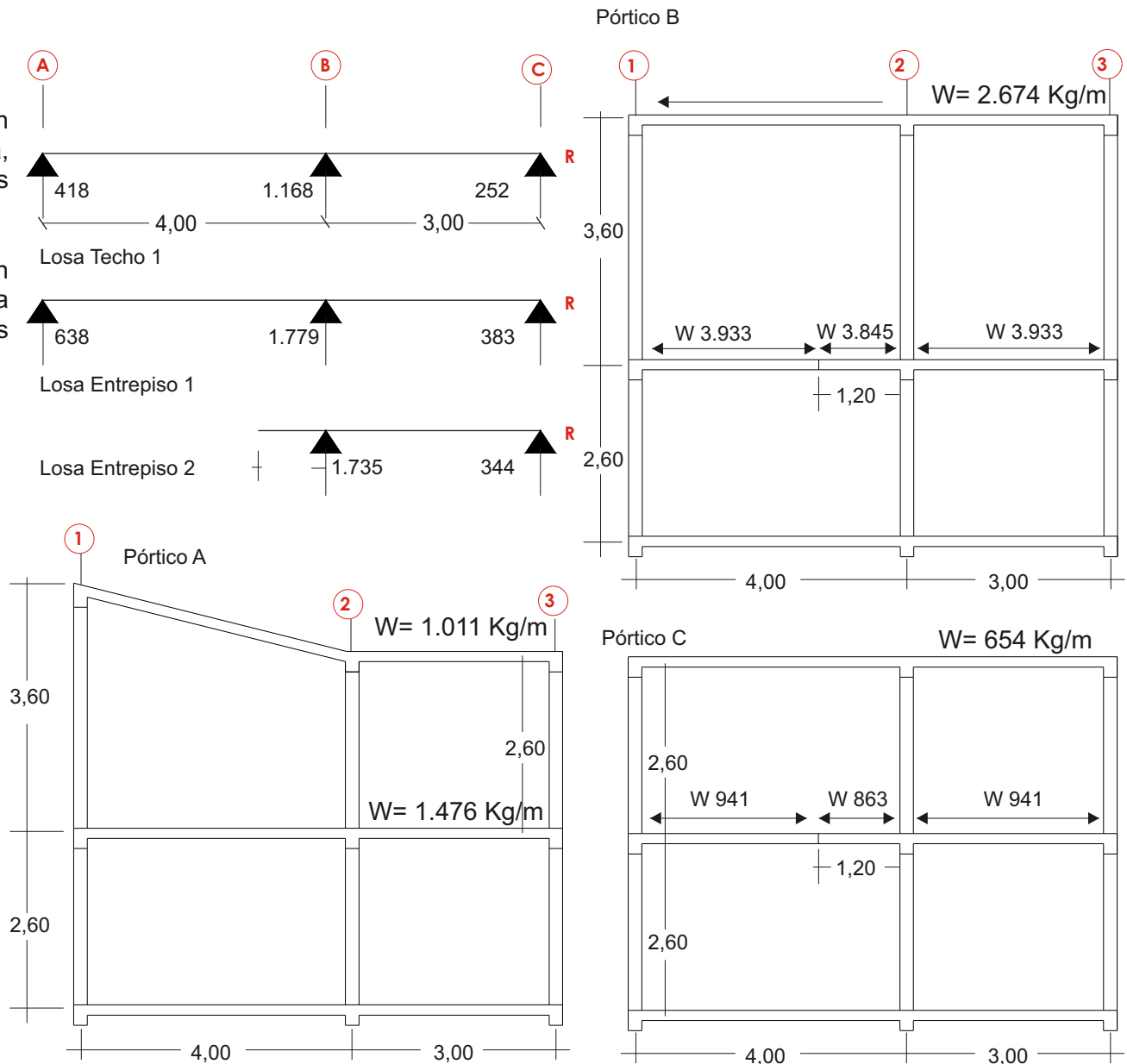
Pórtico B.

$$\begin{aligned} \text{Techo} &= (1.168 \times 2) + 338 = 2.674 \\ \text{Entrepiso} &= (1.779 \times 2) + 375 = 3.933 \\ &= (1.735 \times 2) + 375 = 3.845 \end{aligned}$$

Pórtico C.

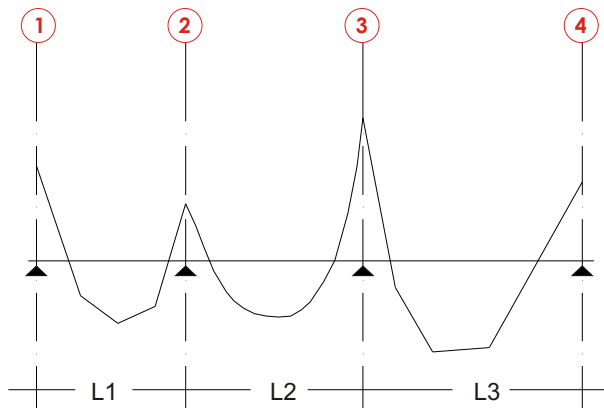
$$\begin{aligned} \text{Techo} &= (252 \times 2) + 150 = 654 \\ \text{Entrepiso} &= (383 \times 2) + 175 = 941 \\ &= (344 \times 2) + 175 = 863 \end{aligned}$$

Se asume la mayor.



Teorema de los Tres Momentos:

Para el cálculo de vigas continuas es de uso general el teorema de los tres momentos o de Clapeyron.

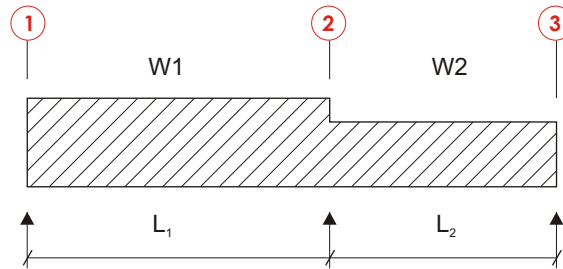


Si 1-2 y 2-3 son dos tramos de una viga continua, según dicho teorema:

$$M_1 L_1 + 2M_2 (L_1 + L_2) + M_3 L_2 = K_1 + K_2$$

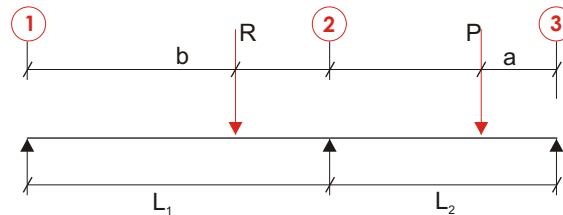
Los valores K1 y K2 del segundo miembro se indican para los distintos casos de carga en los dos tramos.

Para carga uniformemente repartida:



$$K_1 = - \frac{W_1 L_1^3}{4} \quad K_2 = - \frac{W_2 L_2^3}{4}$$

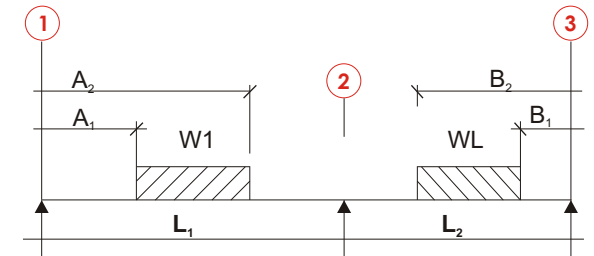
Para carga concentradas:



$$K_1 = - \frac{1}{L_1} [P \times a (L_1 - a) (L_1 + a)]$$

$$K_2 = - \frac{1}{L_2} [R \times b (L_2 - b) (2L_2 + b)]$$

Para fracción de carga:

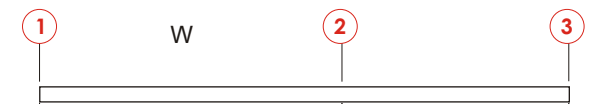


$$K_1 = - \frac{W_1}{4L_1} (A_2^2 - A_1^2) (2L_1^2 - A_2^2 - A_1^2)$$

$$K_2 = - \frac{W_2}{4L_2} (B_2^2 - B_1^2) (2L_2^2 - B_2^2 - B_1^2)$$

El uso de estas ecuaciones resulta cómodo para el cálculo vigas de 2 y 3 tramos.

Para el caso de vigas de 2 tramos con cargas uniformemente repartidas iguales.



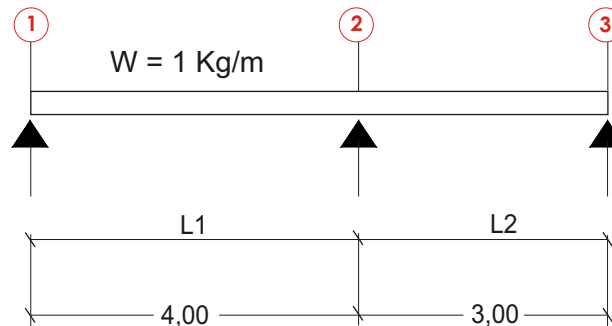
Como los momentos en 1 y 3 son cero $M_1 = M_3 = 0$

La ecuación $2M_2 (L_1 + L_2) =$

$$M_2 = - \frac{W (L_1^3 + L_2^3)}{8 (L_1 + L_2)} = - \frac{W L_1^3 + W L_2^3}{4}$$

Una herramienta de cálculo de vigas, cuando el proceso se repite es hacerlo para una carga unitaria (1 Kg/m). Los valores obtenidos, los utilizamos como coeficientes.

Cr = Coeficiente de reacciones.
Cm = Coeficiente de momentos.
Cmu = Coeficiente de momento último.
(Mayorado por 1,5)



Fórmulas:

$$M2 = - \frac{W (L1^3 + L2^3)}{8 (L1 + L2)}$$

$$M1-2 = \frac{1}{2W} \left(\frac{WL1}{2} - \frac{M2}{L1} \right)^2$$

$$M2-3 = \frac{1}{2W} \left(\frac{WL2}{2} - \frac{M2}{L2} \right)^2$$

$$R1 = \frac{WL1}{2} - \frac{M2}{L1}$$

$$R3 = \frac{WL2}{2} - \frac{M2}{L2}$$

$$R2 = W (L1 + L2) - R1 - R3$$

$$M2 = - \frac{1 (4^3 + 3^3)}{8 (4 + 3)} = 1,625 = -1,63$$

$$M1-2 = \frac{1}{2} \left(\frac{4}{2} - \frac{1,63}{4} \right)^2 = 2,90$$

$$M2-3 = \frac{1}{2} \left(\frac{3}{2} - \frac{1,63}{3} \right)^2 = 2,08$$

$$R1 = \frac{4}{2} - \frac{1,63}{4} = 2,41$$

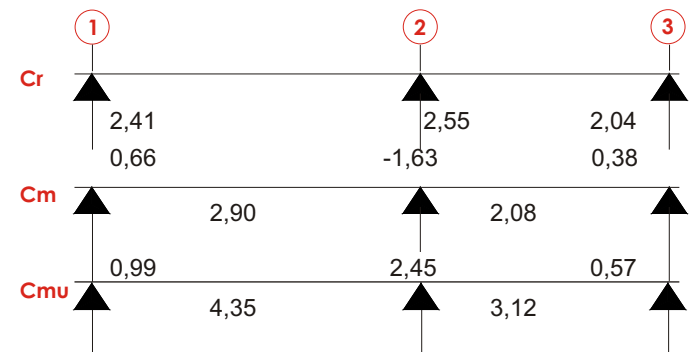
$$R3 = \frac{3}{2} - \frac{1,63}{3} = 2,04$$

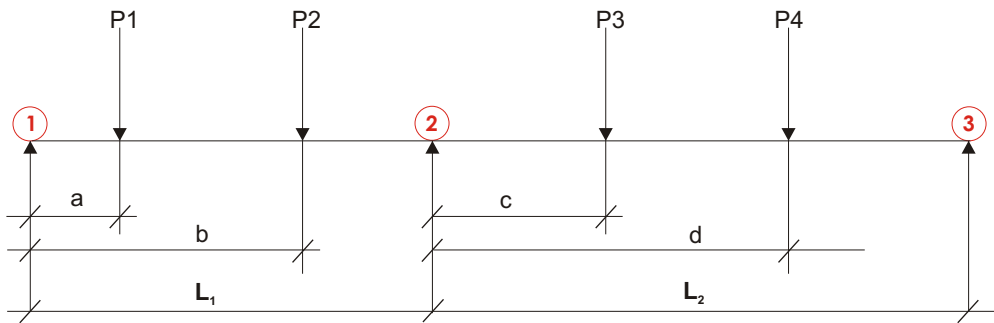
$$R2 = 1 (4 + 3) - 2,41 - 2,04 = 2,55$$

$$M1 = M2 = 0 \gg WL^2/24$$

$$M1 = 1 \times 16/24 = 0,66$$

$$M3 = 1 \times 9/24 = 0,38$$





Se resuelve por medio de la ecuación de los tres momentos.

Los momentos en los apoyos externos 1 y 3 son igual a cero.

$$M_1 = M_3 = M_0$$

De donde:

$$2M_2 (L_1 + L_2) = K_1 + K_2$$

$$K_1 = - \frac{1}{L_1} \{P_1 a (L_1 - a) (L_1 + a) + P_2 b (L_1 - b) (L_1 + b)\}$$

$$K_2 = - \frac{1}{L_2} \{P_3 c (L_2 - c) (2L_2 + c) + P_4 d (L_2 - d) (2L_2 + d)\}$$

Concreto Armado.
Vigas de 2 Tramos Desiguales.

Pórtico A

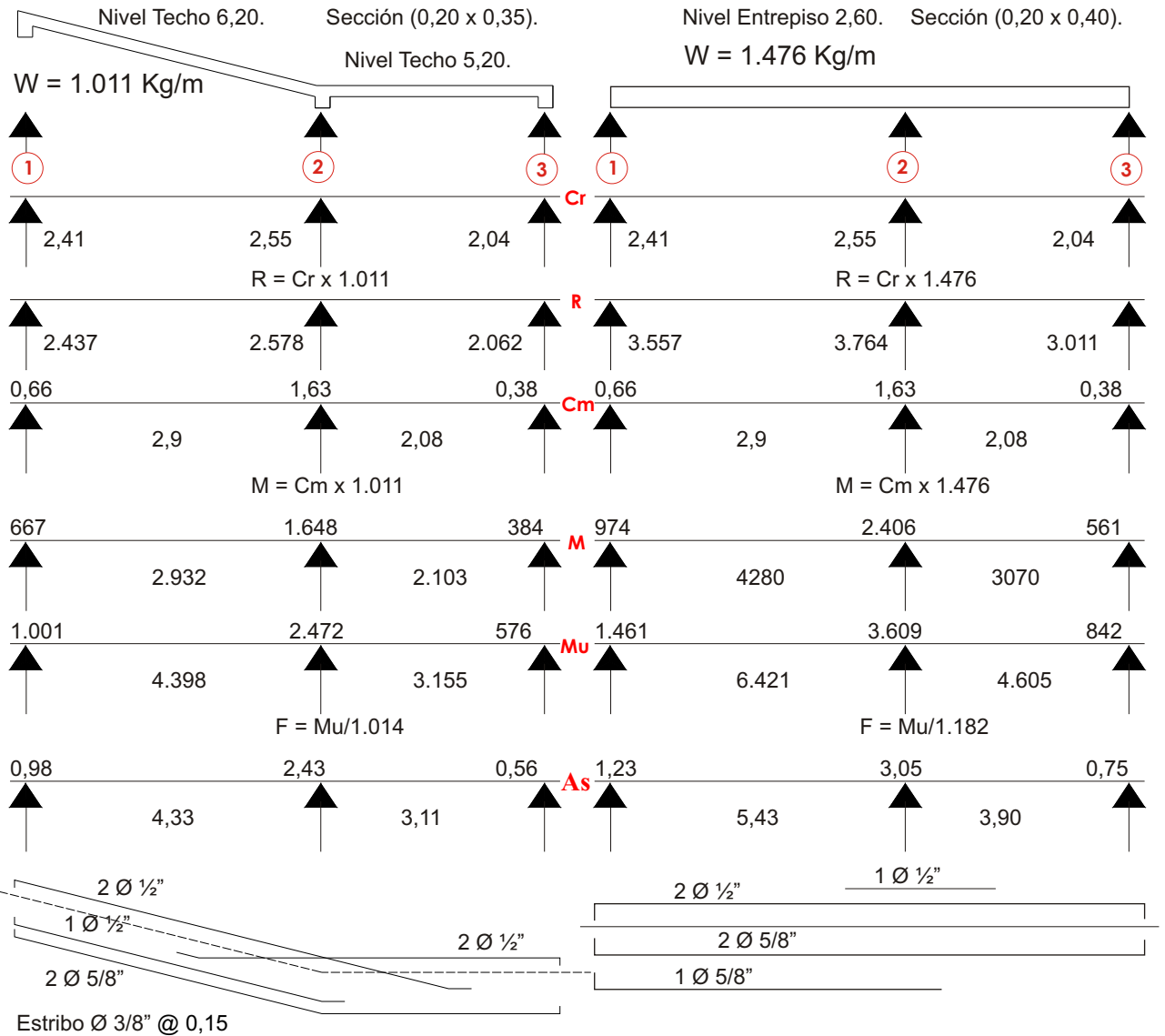
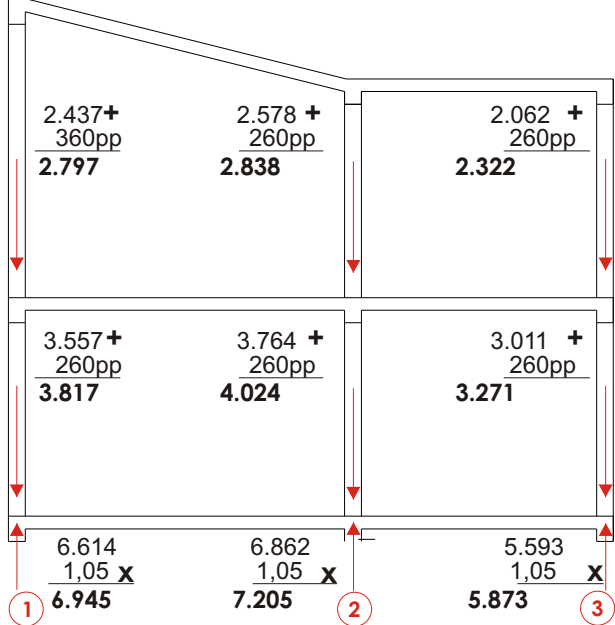
Las reacciones de las vigas pasan a ser las cargas de las columnas, a estas hay que sumarles el (pp) peso propio. La sumatoria total es la carga de la fundación más su peso propio.

Las reacciones y momentos se determinaron multiplicando $W = 1.011 \text{ Kg/m}$ por los coeficientes C_r y M y los momentos obtenidos por 1,5 para determinar M_u . al dividir estos entre 1.014 (Tabla 4,4 Mindur 1985 pág. 92), determinamos el área de acero:

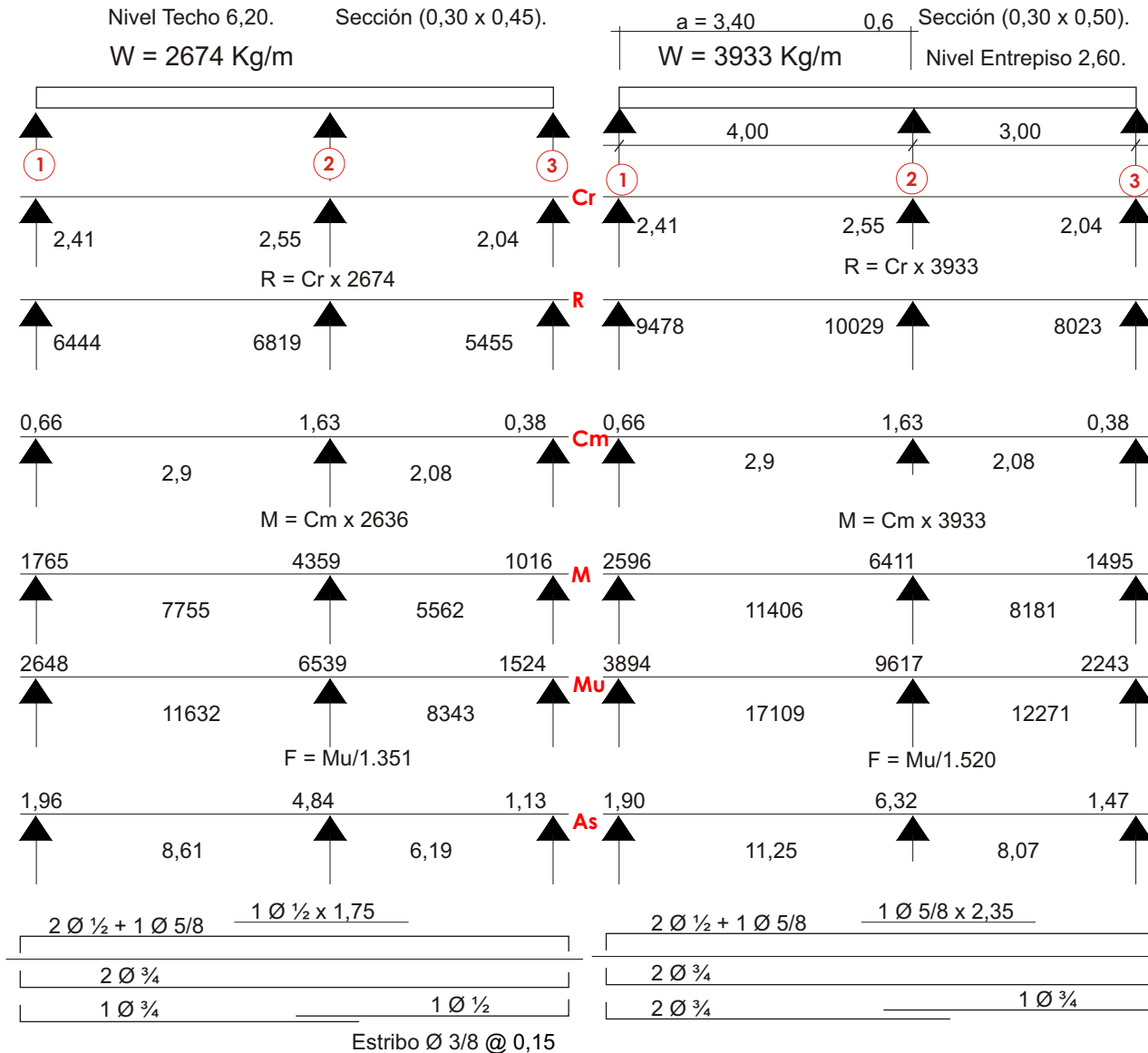
Acero mínimo ($A_s \text{ min}$) = $14 \times b \times d / 4.200$

$A_s \text{ min} = 14 \times 20 \times 30 / 4.200 = 2,00 \text{ cm}^2 \text{ } 2 \text{ } \varnothing 1/2''$

$A_s \text{ min} = 14 \times 20 \times 35 / 4.200 = 2,33 \text{ cm}^2 \text{ } 2 \text{ } \varnothing 1/2''$



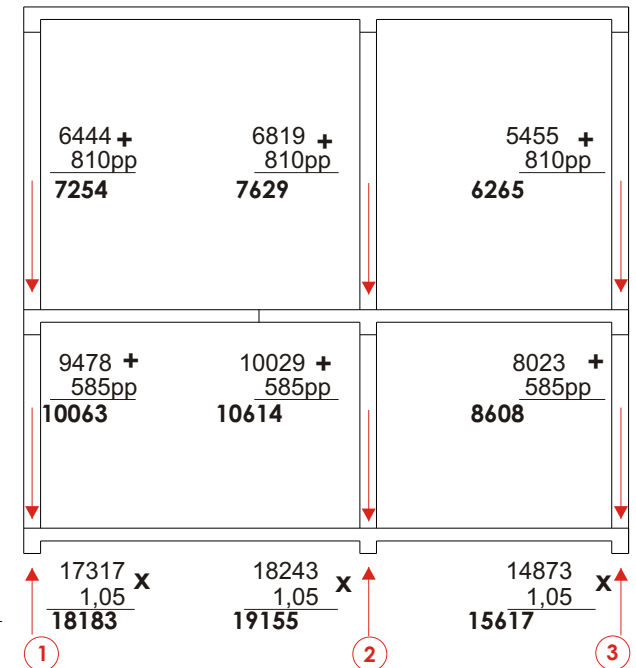
Concreto Armado.
Vigas de 2 Tramos Desiguales.



Pórtico B

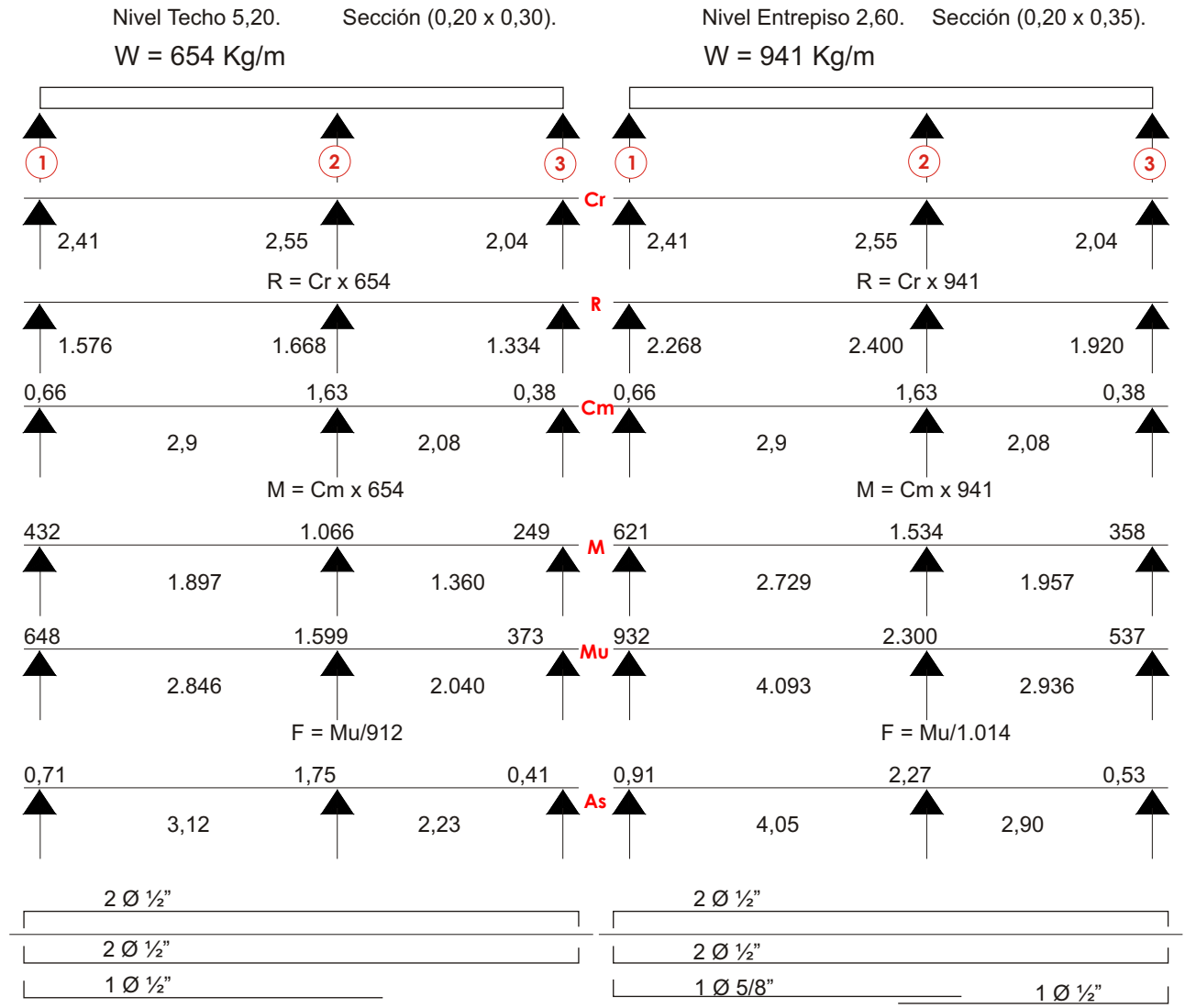
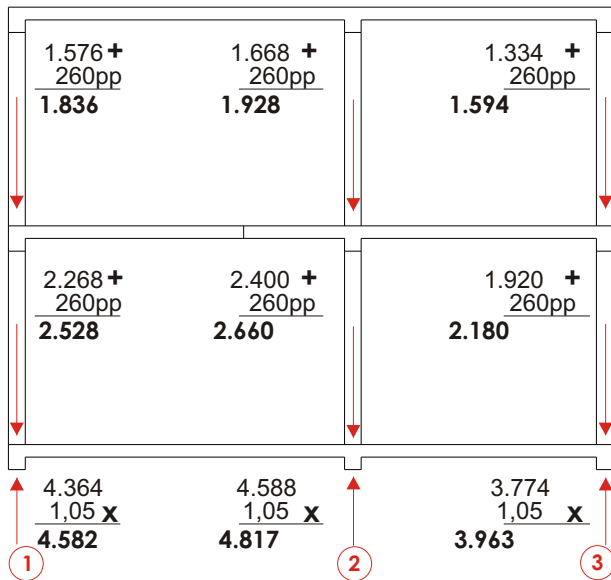
Las reacciones de las vigas pasan a ser las cargas de las columnas, a estas hay que sumarles el (pp) peso propio. La sumatoria total es la carga de la fundación más su peso propio.

As min=
 $14 \times 30 \times 40 / 4200 = 4,00 = 2 \text{ } \varnothing \frac{1}{2} + 1 \text{ } \varnothing \frac{5}{8}$
 As min=



Pórtico C

Las reacciones de las vigas pasan a ser las cargas de las columnas, a estas hay que sumarles el (pp) peso propio . La sumatoria total es la carga de la fundación más su peso propio.

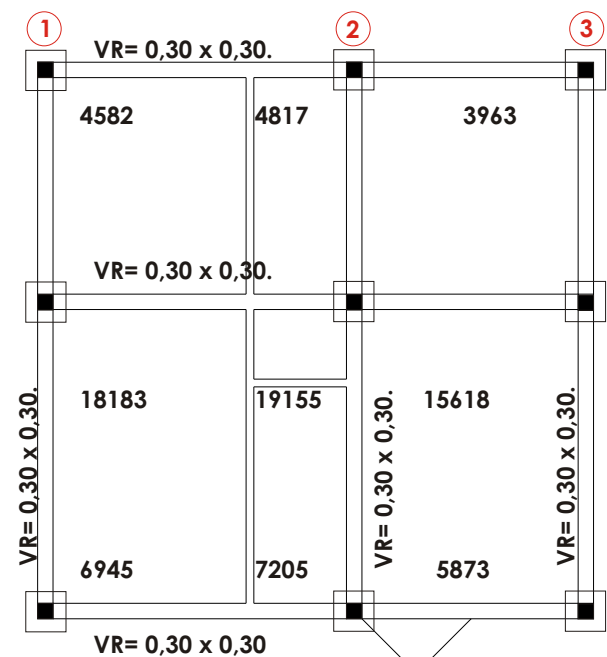
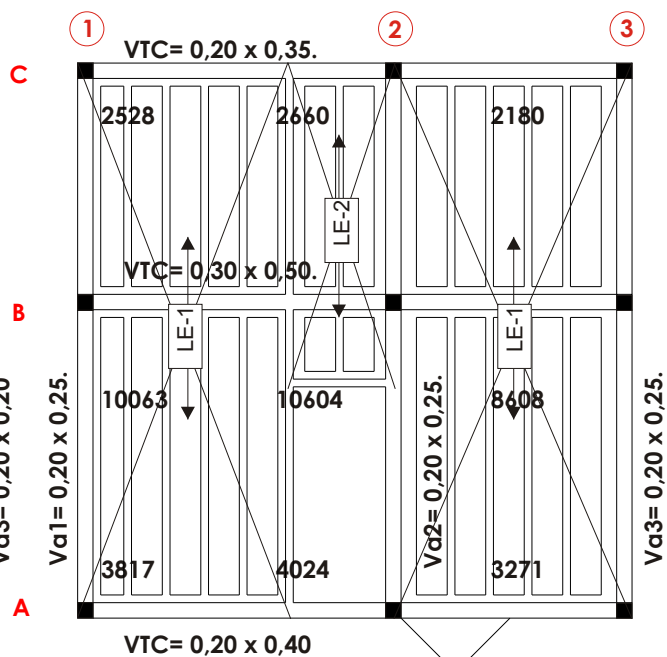
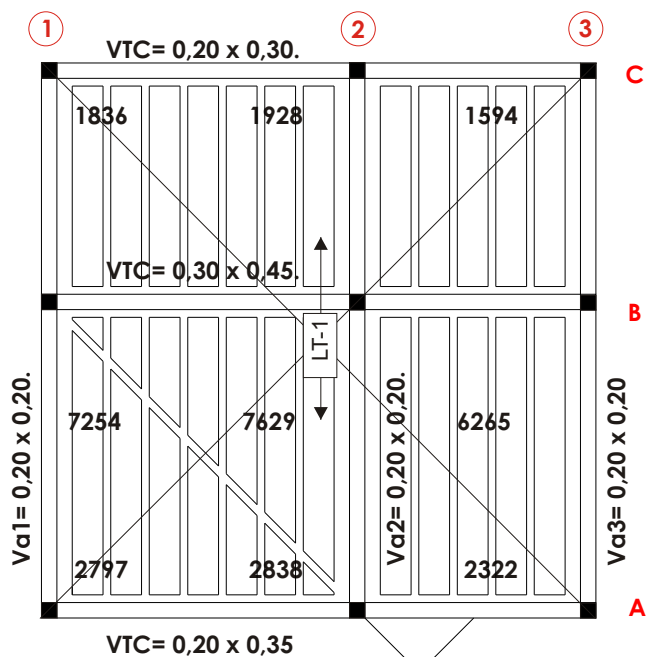


Estribo $\varnothing \frac{3}{8}'' @ 0,15$

Concreto Armado.
Vigas de 2 Tramos Desiguales.

Cálculo de Fundaciones según (Tabla 9,16 MINDUR 1.985. pag. 113)

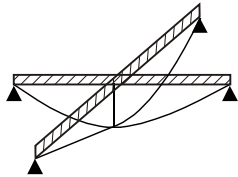
Ubicación	Carga P ton	Base		Escalón		Pedestal	Cabillas de la base (c/s)			Volumen de concreto m ³	Peso de cabillas kg
		Lado cm	Alt cm	Lado cm	Alt cm		Acero flexión cm ²	Cantidad y Diámetro	Largo m		
C1, C2, C3 A1, A2, A3	7,2	100	30			30	1,4	5 Ø 3/8"	1,15	0,30	6,4
B3	15,61	130	30			35	3,2	5 Ø 3/8"	1,40	0,51	7,8
B1	18,18	140	30			35	4,3	6 Ø 3/8"	1,50	0,59	10,1
B2	19,15	150	30			40	5,0	8 Ø 3/8"	1,60	0,68	14,3



Placas de cimentación y entrepisos.

En el caso de terrenos de escasa resistencia o de previsibles asientos diferenciales, la cimentación o fundación puede estar constituida por una placa rigidizada o no por un emparrillado de vigas, según sea la forma en la cual descansan las columnas sobre la placa. Se aplican los mismos criterios de cálculo de placas o losas macizas para entrepisos; normas para el cálculo de estructuras de concreto armado para edificios. M.O.P. 1.965.

Se denominan placas y no losas, a toda pieza de pequeño espesor y que por sus condiciones especiales de apoyo estén sometidos a un estado de doble flexión.



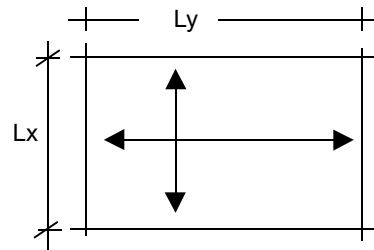
Placas rectangulares sobre apoyos continuos:

Las prescripciones establecidas en estas normas se aplicaran en los casos en los que la placa maciza, reposen sobre una línea continua de apoyo, materializada por muros de contorno o vigas de sustentación.

Espesor mínimo:

Para placas de entrepiso rectangulares se considera que en condiciones normales, ocho (8) centímetros es el mínimo espesor compatible con una correcta ejecución.

Cálculo de los momentos flectores.



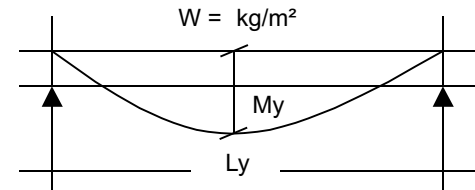
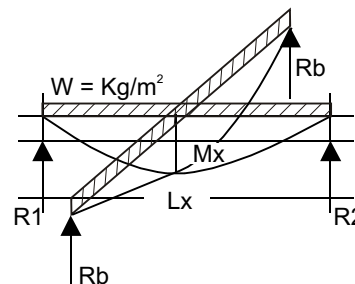
L_x = Luz menor.

L_y = Luz mayor.

Cuando $L_x/L_y < 0,40$

Se asume como luz de cálculo (L_x) y el momento es $M = W \times L_x^2/8$

Cuando $L_x/L_y > 0,40$ los momentos flectores podrán calcularse por las fórmulas:

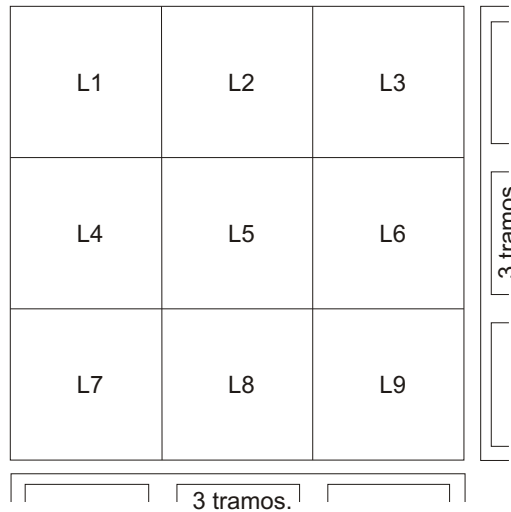


$M_x = B_x \times W \times L_x^2$
 $M_y = B_y \times M_x$

Siendo W la carga uniformemente repartida y B_x y B_y los coeficientes que figuran en la tabla.

L_x/L_y	B_x	B_y
0,400	0,111	0,245
0,450	0,103	0,286
0,500	0,097	0,323
0,550	0,091	0,377
0,600	0,084	0,433
0,650	0,079	0,492
0,700	0,073	0,550
0,750	0,068	0,612
0,800	0,062	0,684
0,850	0,056	0,757
0,900	0,051	0,831
0,950	0,047	0,915
1,000	0,043	1,000

Concreto Armado.
Placas de Cimentación y Entrepisos.



Cuando las luces de los sucesivos tramos son distintas, se asumirá como momento el mayor, a los efectos de cálculo de la armadura.

En las publicaciones: Manual para cálculos de edificios M.O.P 1.959 y el Manual para el proyecto de estructuras de concreto armado para edificaciones MINDUR 1.985, presentan ejemplos y tablas con coeficientes de cálculo de momentos y reacciones para losas macizas armadas en dos direcciones; del Manual de MINDUR 1.985 hemos tomado como referencia tablas que incluyen valores de momentos resistentes y aceros para diferentes espesores de losas y resistencia de concreto.

Cuando forman parte de un conjunto de placas continuas los valores de los momentos positivos podrán reducirse entre el 15% y el 25%.

$$15\% M_x = 0,85 M_x \quad M_y = 0,85 M_y$$

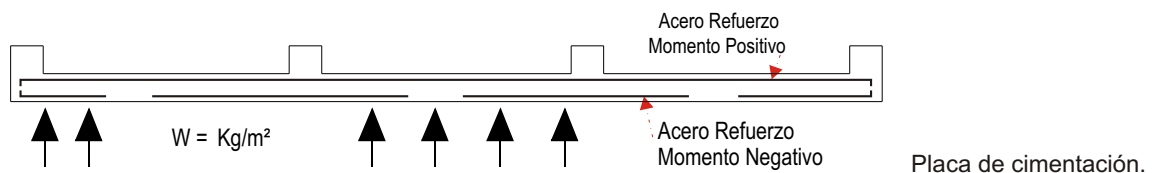
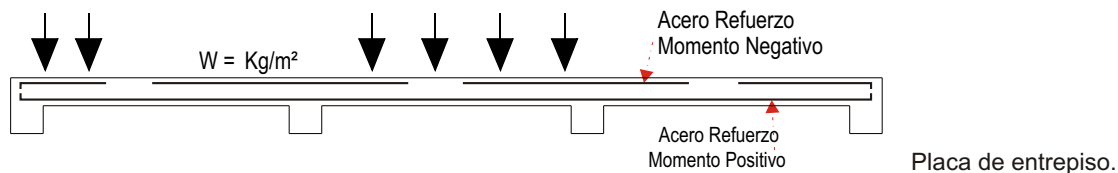
$$25\% M_x = 0,75 M_x \quad M_y = 0,75 M_y$$

Y los momentos negativos de los apoyos pueden suponerse iguales al 50 % de los positivos, calculados con los valores B_x y B_y de la tabla.

$$50\% M_x = -0,50 M_x \quad M_y = -0,5 M_y$$

Y el 30% en el caso de losas empotradas.

La diferencia entre la placa de entrepiso y la placa de cimentación está en el armado de los refuerzos de acero.



Concreto Armado.
Placas de Cimentación y Entrepisos.

Momentos Resistentes en kg-m y Aceros en cm² por m. de Ancho

f' c kg/cm ²	Pmim P máx. q=0,18 P Máx. q=0,20 P máx= 0,50 b' P máx. = 0,75 b	Fy= 2.800 kg/cm ²															
		B=100 cm.										h,d,d' en cm.					
		8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30	h	
		6	8	10	12	12	13	15	17	19	21	22	23	25	27	d	
		2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	d'	
200	0,0020	179	318	402	714	714	972	1116	1433	1790	2186	2400	2623	3098	3614	Mu	
		1,2	1,6	1,8	2,4	2,4	2,8	3	3,4	3,8	4,2	4,4	4,6	5	5,4	As	
	0,0129	1043	1854	2346	4171	4171	5676	6516	8370	10455	12771	4017	15320	18100	21112	Mu	
		7,7	10,3	11,6	15,4	15,4	18,0	19,3	21,9	24,4	27,0	28,3	29,6	32,1	34,7	As	
	0,0143	1144	2033	2572	4573	4573	6224	7145	9177	11463	14003	5368	16797	19845	23148	Mu	
		8,6	11,4	12,9	17,1	17,1	20,0	21,4	24,3	27,1	30,0	31,4	32,9	35,7	38,6	As	
	0,0179	1382	2456	3109	5526	5526	7522	8635	11091	13854	16924	18574	20301	23985	27976	Mu	
		10,7	14,3	16,1	21,4	21,4	25,0	26,8	30,4	33,9	37,5	39,3	41,1	44,7	48,2	As	
	0,0250	1800	3200	4050	7199	7199	9799	11248	14448	18047	22046	24196	26445	31245	36444	Mu	
		15,0	20,0	22,5	30,0	30,0	35,0	37,5	42,5	47,5	52,5	55,0	57,5	62,5	67,5	As	
	250	0,0020	180	319	403	717	717	975	1120	1438	1796	2194	2408	2631	3109	3626	Mu
			1,2	1,6	1,8	2,4	2,4	2,8	3,0	3,4	3,8	4,2	4,4	4,6	5	5,4	As
0,0161		1304	2317	2933	5213	5213	7095	8145	10462	13068	15964	17521	19150	22625	26390	Mu	
		9,6	12,9	14,5	19,3	19,3	22,5	24,1	27,3	30,5	33,8	35,4	37,0	40,2	43,4	As	
0,0179		1429	2541	3215	5716	5716	7780	8931	11471	14329	17504	19210	20997	24807	28935	Mu	
		10,7	14,3	16,1	21,4	21,4	25,0	26,8	30,4	33,9	37,5	39,3	41,1	44,6	48,2	As	
0,0223		1727	3070	3886	6908	6908	9402	10793	13863	17317	21155	23217	25376	29981	34969	Mu	
		13,4	17,9	20,1	26,8	26,8	31,3	33,5	38,0	42,4	46,9	49,1	51,4	55,8	60,3	As	
0,0250		1894	3366	4260	7574	7574	10309	11834	15200	18986	23194	24455	27822	32871	38340	Mu	
		15,0	20,0	22,5	30,0	30,0	35,0	37,5	42,5	47,5	52,5	55,0	57,5	62,5	67,4	As	

Concreto Armado.
Placas de Cimentación y Entrepisos.

Momentos Resistentes en kg-m y Aceros en cm² por m. de Ancho

f' c kg/cm ²	Pmim Pmax, q=0,18 Pmax, q=0,20 Pmax = 0,50 b' Pmax = 0,75 b	fy= 4200 kg/cm ²															
		b=100cm										h,d,d' en cm					
		8	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26	28	30	h	
		6	8	10	12	12	13	15	17	19	21	22	23	25	27	d	
		2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	d'	
200	0,0018	240	426	539	958	958	1304	1497	1923	2402	2934	3220	3520	4158	4850	Mu	
		1,1	1,4	1,6	2,2	2,2	2,5	2,7	3,1	3,4	3,8	4	4,1	4,5	4,9	As	
	0,0086	1043	1854	2346	4171	4171	5676	6516	8370	10455	12771	14017	15320	18100	21112	Mu	
		5,1	6,9	7,7	10,3	10,3	12,0	12,9	14,6	16,3	18,0	18,9	19,7	21,4	23,1	As	
	0,0095	1144	20,33	2572	4573	4573	6224	7145	9177	11463	14003	15368	16797	19845	23148	Mu	
		5,7	7,6	8,6	11,4	11,4	13,3	14,3	16,2	18,1	20,0	21	21,9	23,8	25,7	As	
	0,0103	1225	2178	2757	4900	4900	6670	7656	9834	12284	15006	16469	18000	21267	24805	Mu	
		6,2	8,3	9,3	12,4	12,4	14,5	15,5	17,5	19,6	21,7	22,7	23,7	25,8	27,9	As	
	0,0155	1703	3027	3832	6811	6811	92,71	10642	13669	17075	20858	22892	25020	29561	34480	Mu	
		9,3	12,4	13,9	18,6	18,6	21,7	23,2	26,3	29,4	32,5	34,1	35,6	38,7	41,8	As	
	250	0,0018	241	428	542	963	963	1310	1504	1932	2413	2948	3235	3536	4177	4872	Mu
			1,1	1,4	1,6	2,2	2,2	2,5	2,7	3,1	3,4	3,8	4	4,1	4,5	4,9	As
0,0129		1304	2317	2933	5213	5213	7095	8145	10462	13068	15694	17521	19150	22625	26390	Mu	
		6,4	8,6	9,6	12,9	12,9	15,0	16,1	18,2	20,4	22,5	23,6	24,6	26,8	28,9	As	
0,0143		1429	2541	3215	5716	5716	7780	8931	11471	14329	17504	19210	20997	24807	28935	Mu	
		7,1	9,5	10,7	14,3	14,3	16,7	17,9	20,2	22,6	25,0	26,2	27,4	29,8	32,1	As	
0,0153		1532	2723	3446	6125	6125	8337	9570	12292	15355	18757	20586	22500	26583	31006	Mu	
		7,7	10,3	11,6	15,5	15,5	18,1	19,4	21,9	24,5	27,1	28,4	29,7	32,3	34,8	As	
0,0230		2129	3784	4789	8514	8514	11588	13303	17086	21343	26073	28615	31275	36951	43099	Mu	
		11,6	15,5	17,4	23,2	23,2	27,1	29,0	32,9	36,8	40,6	42,6	44,5	48,4	52,3	As	

Mampostería Confinada es el nombre técnico de la construcción con machones, vigas de corona y paredes de carga de bloques de concreto, de arcilla ó de adobes estabilizados y prensados.

Las paredes o muros deben estar sometidos a carga axial, por lo tanto debe haber continuidad de las paredes de la planta alta con la planta baja y no contemplarse volados que transmitan momentos de flexión al muro.

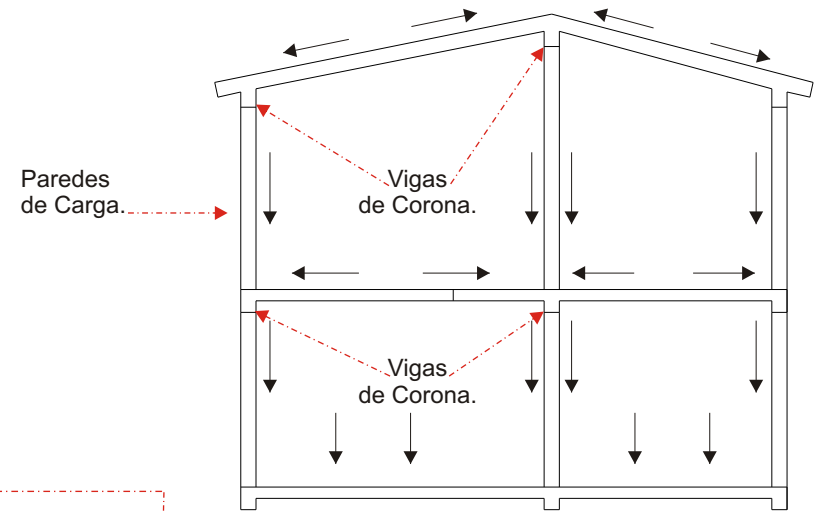
Las paredes deben quedar confinadas entre: piso, vigas de riostra, machones y vigas de corona.

Los machones no actúan como columnas recibiendo cargas de vigas, su función al igual que las vigas de corona es de refuerzo de las paredes o muros de carga.

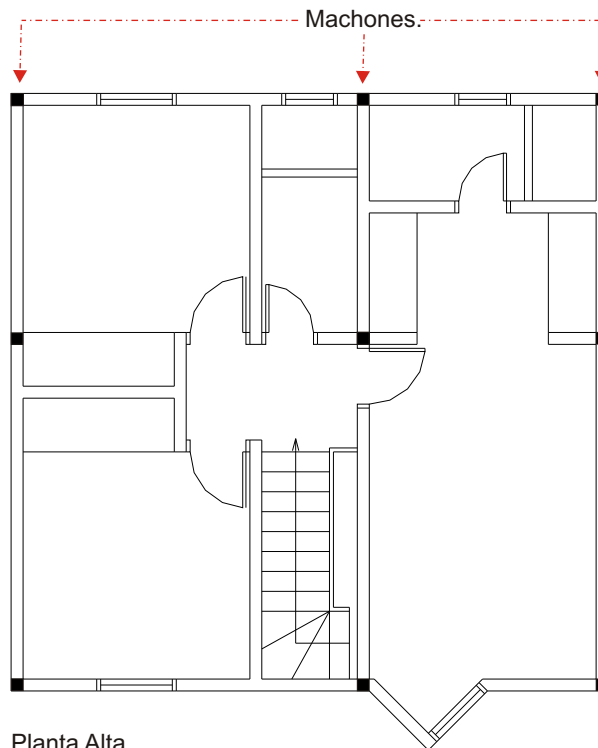
Dimensiones Mínimas.

En Venezuela no hay reglamentación a pesar que el sistema es empleado en los barrios por familias de bajos ingresos.

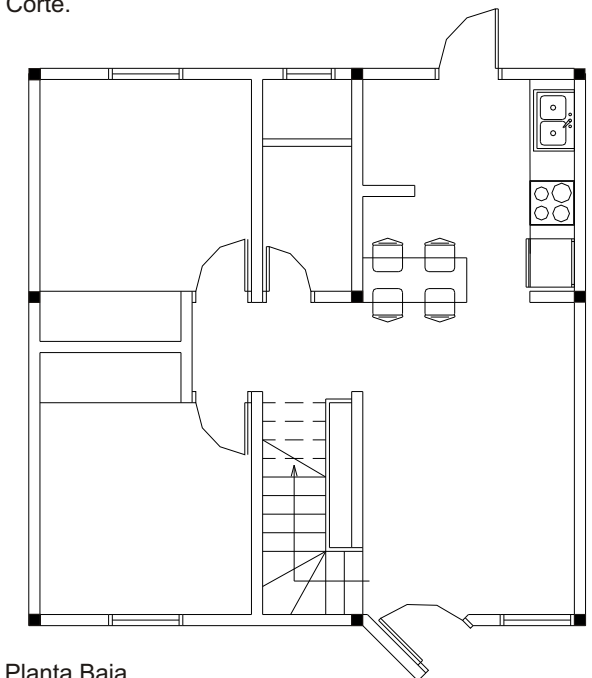
En México se especifican requisitos mínimos para las paredes, machones y vigas corona.



Corte.

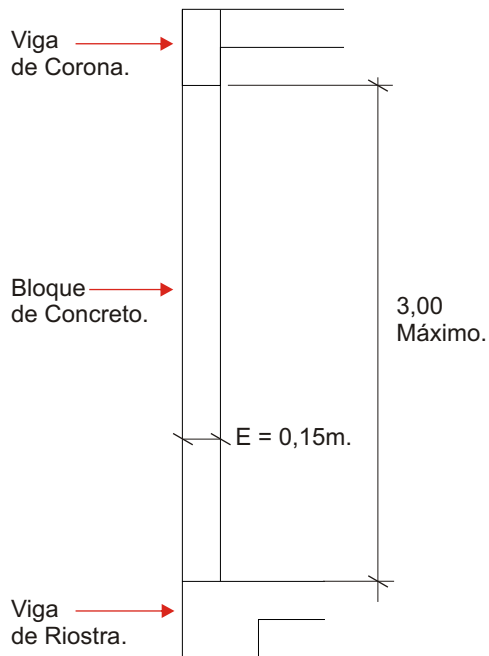
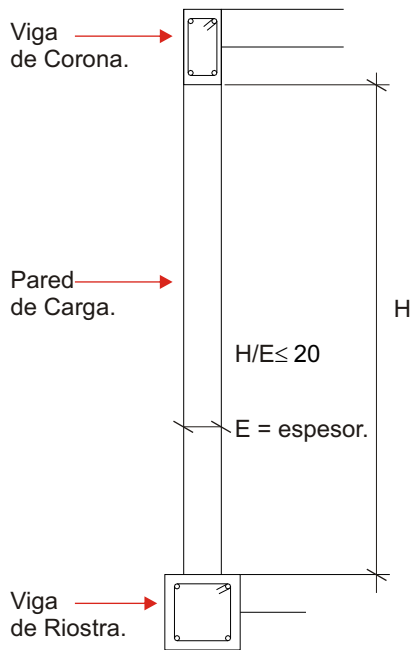


Planta Alta.



Planta Baja.

Concreto Armado. Requisitos Mínimos.



La proporción altura de la pared entre el espesor no debe ser mayor a 20.

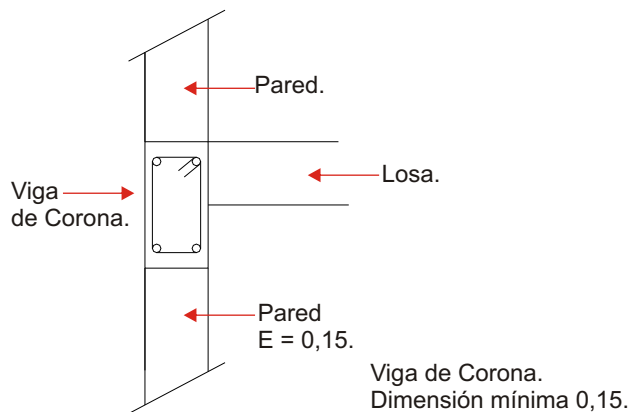
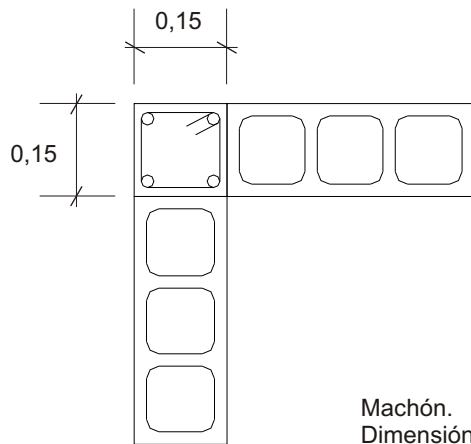
$$H/E = 20 ; 3,00/0,15 = 20$$

Paredes de bloques de concreto de 0,15 m la altura máxima de la pared es 3,00 m.

Machones y Vigas de Corona.

La dimensión mínima será igual o mayor al espesor de la pared teniendo el concreto una resistencia no menor a $Rc28 = 150 \text{ Kg/cm}^2$.

El acero de refuerzo estará formado por lo menos por 4 cabillas corrugadas de acero. El límite de fluencia del acero $Fy = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$; $Fy = 2.800 \text{ Kg/cm}^2$ es una de las variables para el cálculo.



La capacidad de soporte de una pared se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$Pr = Fr \times C \times Fm \times At$$

Pr = Carga vertical resistente de la pared.

Fr = Factor de reducción de la resistencia de la pared se toma 0,60

C = Factor de reducción por excentricidad y esbeltez.

Para paredes interiores 0,70

Para paredes exteriores 0,60

Fm = Resistencia de los bloques de mampostería en Kg/cm^2

At = Área transversal o de la base de la pared en cm^2

Ejemplo:

Datos: Muro de bloques de concreto de 0,15 m

1.- Factor de reducción paredes confinadas.

$$Fr = 0,60$$

2.- Factor de reducción por excentricidad y esbeltez por ser pared inferior.

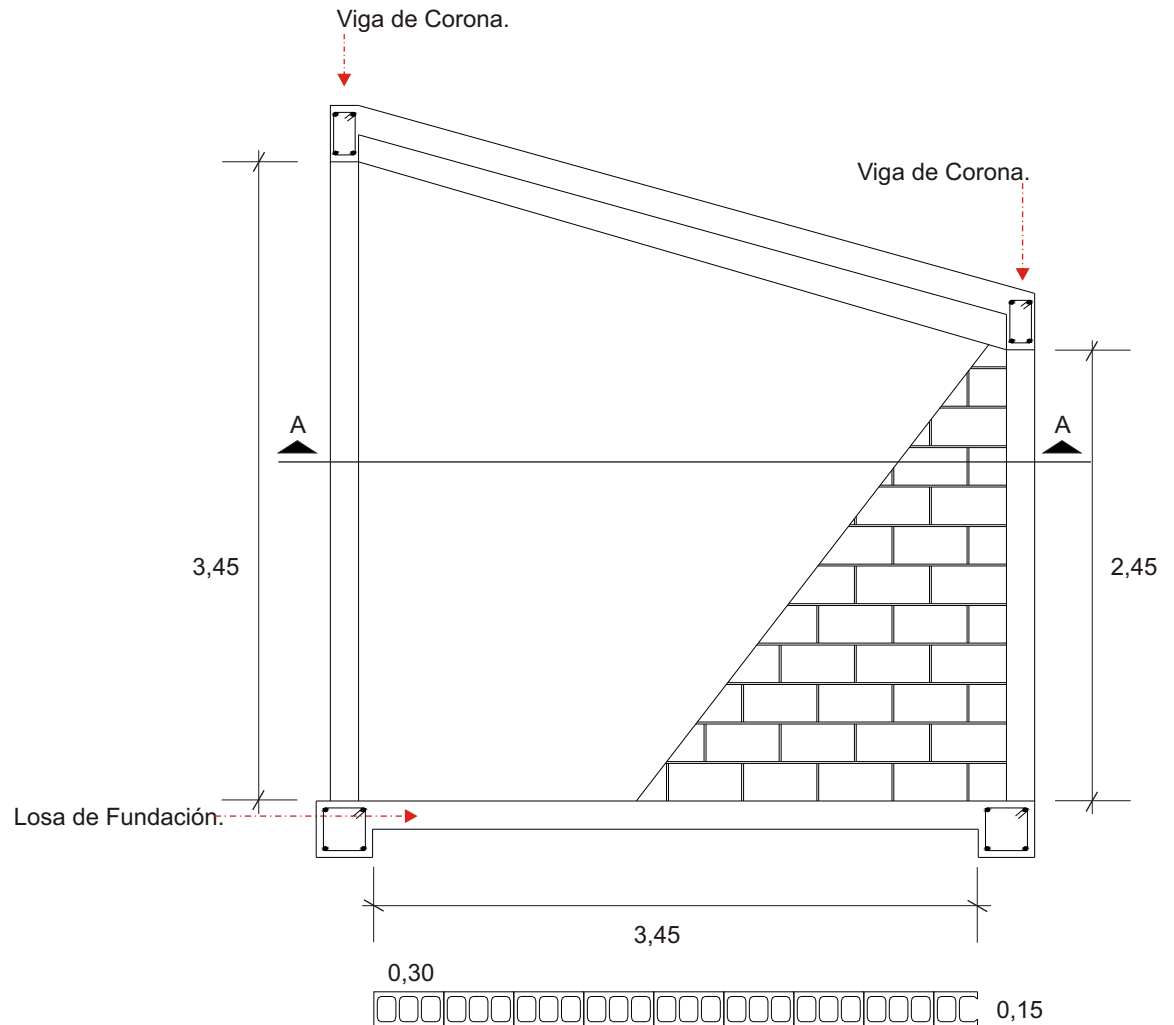
$$C = 0,70$$

3.- Resistencia de bloques de concreto.

$$Fm = 55 Kg/cm^2$$

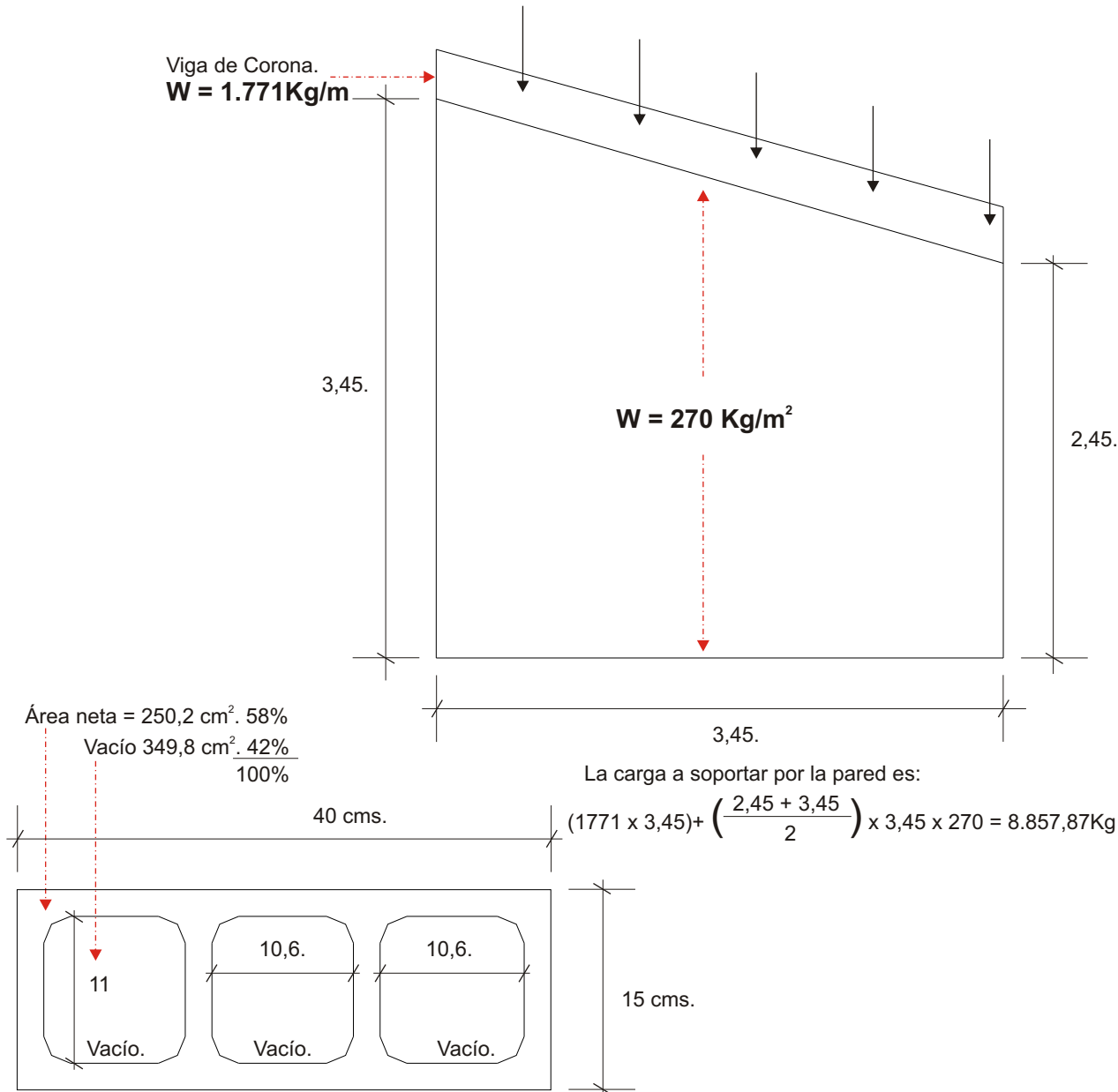
4.- Area transversal de la pared o base

$$At = 3,45 \times 0,15 = 0,52 \text{ m}^2$$



$$AA: (\text{área transversal } 3,45 \times 0,15 = 0,52 \text{ m}^2) \\ 5.200 \text{ cm}^2.$$

Concreto Armado.
Resistencia de las Paredes.



5.- Carga por metro de viga corona.
 $W 1.771 \text{ Kg/m}$.

Para el ejemplo tomaremos la carga por metro de las vigas intermedias ejes 2 y 3 de la vivienda rural 2002-01-02 analizada para techo de losa nervada.

6.- Carga por metro cuadrado de pared incluye acabados:

$Wm 270 \text{ Kg/m}^2$

La Carga a soportar por la pared es la suma de las cargas por la viga de corona más el peso propio de la pared.

La capacidad de soporte de la pared.

$Pr = Fr \times C \times Fm \times At$

$Pr = 0,6 \times 0,7 \times 55 \times 5.200$

$Pr = 120.120 \text{ Kg}$ si la pared fuese maciza.

(5.200 cm^2 en lugar de $0,52 \text{ m}^2$ por estar Fm en Kg/cm^2)

Como los bloques de concreto son huecos la carga a soportar por la pared se reduce al área neta de los bloques.

$(15 \times 40) - (3 \times 11 \times 10,6) = 250,2 \text{ cm}^2$

$\frac{250,2}{15 \times 40} = 0,417 = 42\%$

El área neta de bloque es de $250,2 \text{ cm}^2$, el 42%.

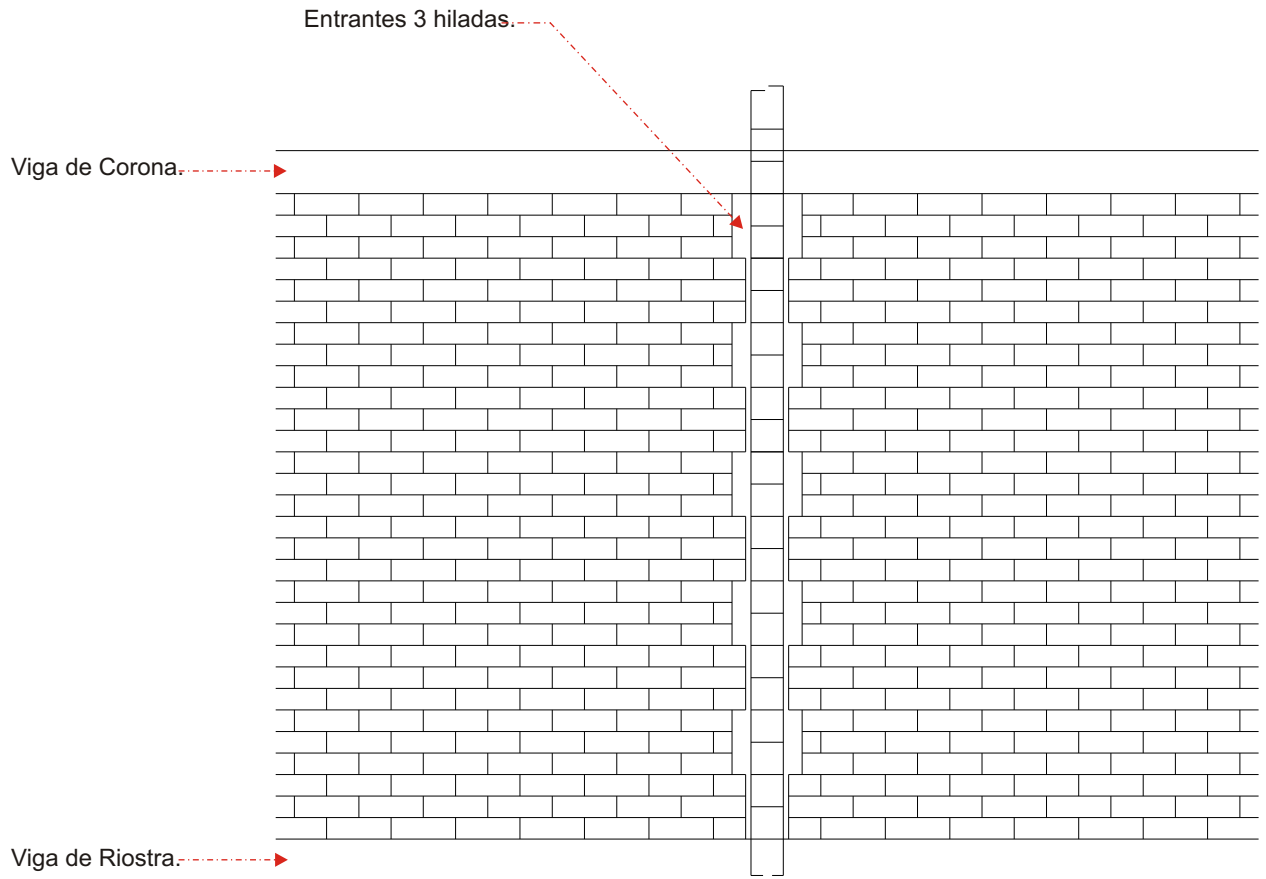
$Pr = 0,42 \times 120.120 = 50.450$

Por ser la capacidad de soporte de la pared 50.450 Kg mayor a la carga total a soportar $8.857,87$ la solución es técnicamente aceptada.

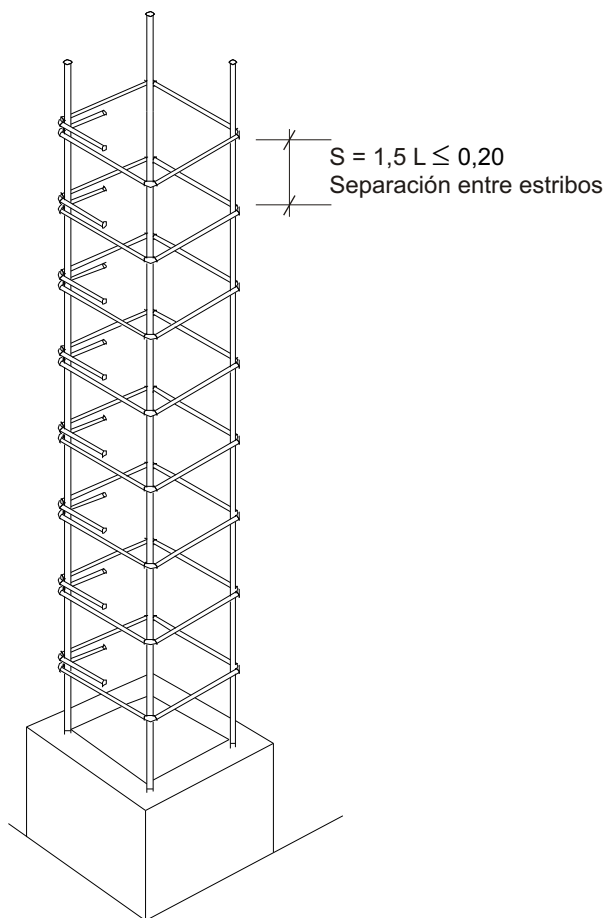
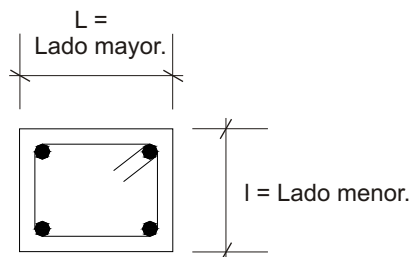
La norma para construcción de edificios M.O.P. 1.945 recomienda para las paredes de mampostería confinada, la siguiente especificación de construcción.

M.O.P. Ministerios de Obras Públicas; hoy en día MINFRA Ministerio de Infraestructura.

Para vaciar los machones se levantará primero las paredes cuidando dejar cada 3 hiladas entrantes no menores a 6 cms, para que sirvan de trabas entre la pared y el machón.



Concreto Armado.
Cálculo de un Machon.



Cálculo del acero de refuerzo A_s ó del (área total de las cabillas)

$$A_s = 0,2 \times \frac{R_{c28}}{R_s} \times A_m$$

A_s = Área total de refuerzo.

R_{c28} = Resistencia del concreto a los 28 días.

R_s = Resistencia del acero 2.800 Kg/cm², 4.200 Kg/cm².

A_m = Área o sección del machón.

Ejemplo:

Área del machón 15 x 15 = 225cm².

R_{c28} = 150 Kg/cm².

R_s = 2800 Kg/cm².

$$A_s = 0,20 \times \frac{150}{2800} \times 225 = 2,41 \text{ cm}^2.$$

Se seleccionan 4 Ø 3/8" por ser el área de las cabillas de 3/8" = 0,71cm².
4 x 0,71 = 2,84 > 2,41 cm²

Estribos:

La separación "S" no será mayor a 1,5 veces el lado menor del machón ni mayor a 20 cms.

El área del estribo no será inferior a

$$A_e = \frac{1000 \times S}{R_s \times a}$$

A_e = Área del estribo.

S = Separación entre estribos.

R_s = Resistencia del acero 2.800 Kg/cm²; 4.200 Kg/cm²

a = Lado menor del machón.

$$A_e = \frac{1000 \times 20}{2800 \times 15} = 0,48 \text{ cm}^2.$$

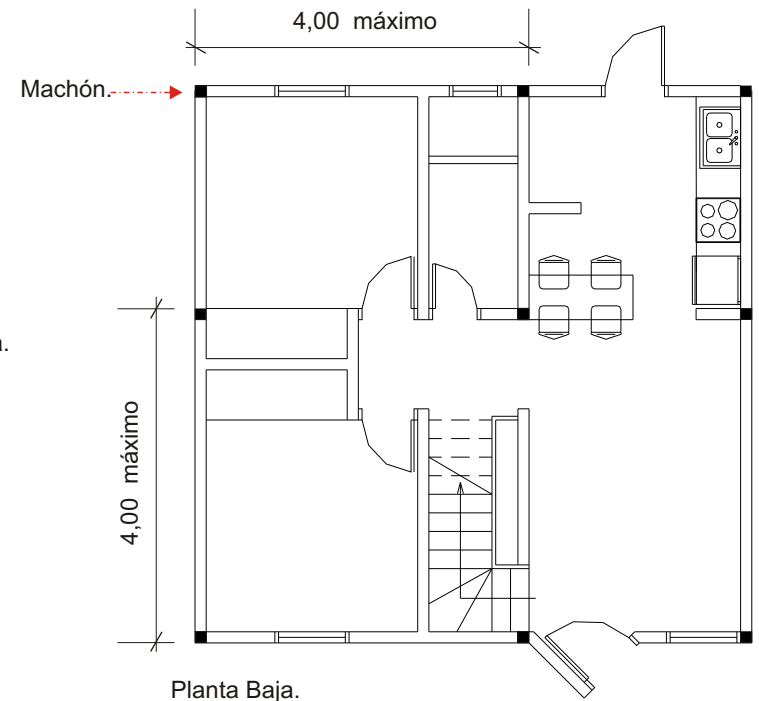
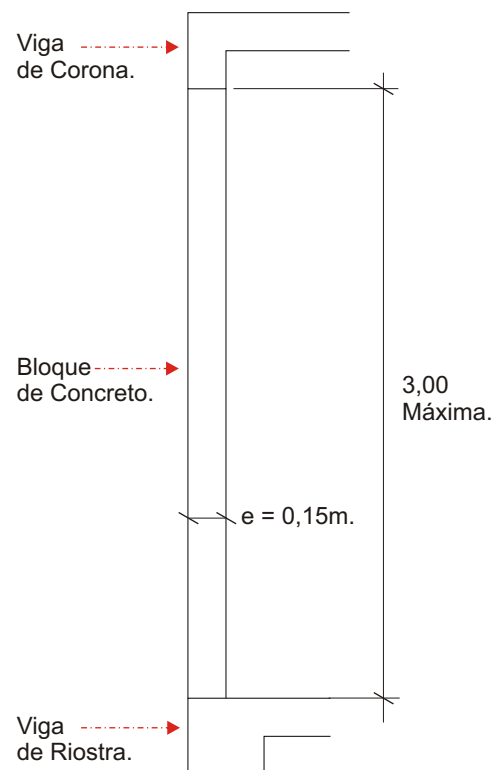
Las cabillas de 1/4" tienen 0,32 cm² tenemos que emplear cabillas de 3/8" (0,71cm²).

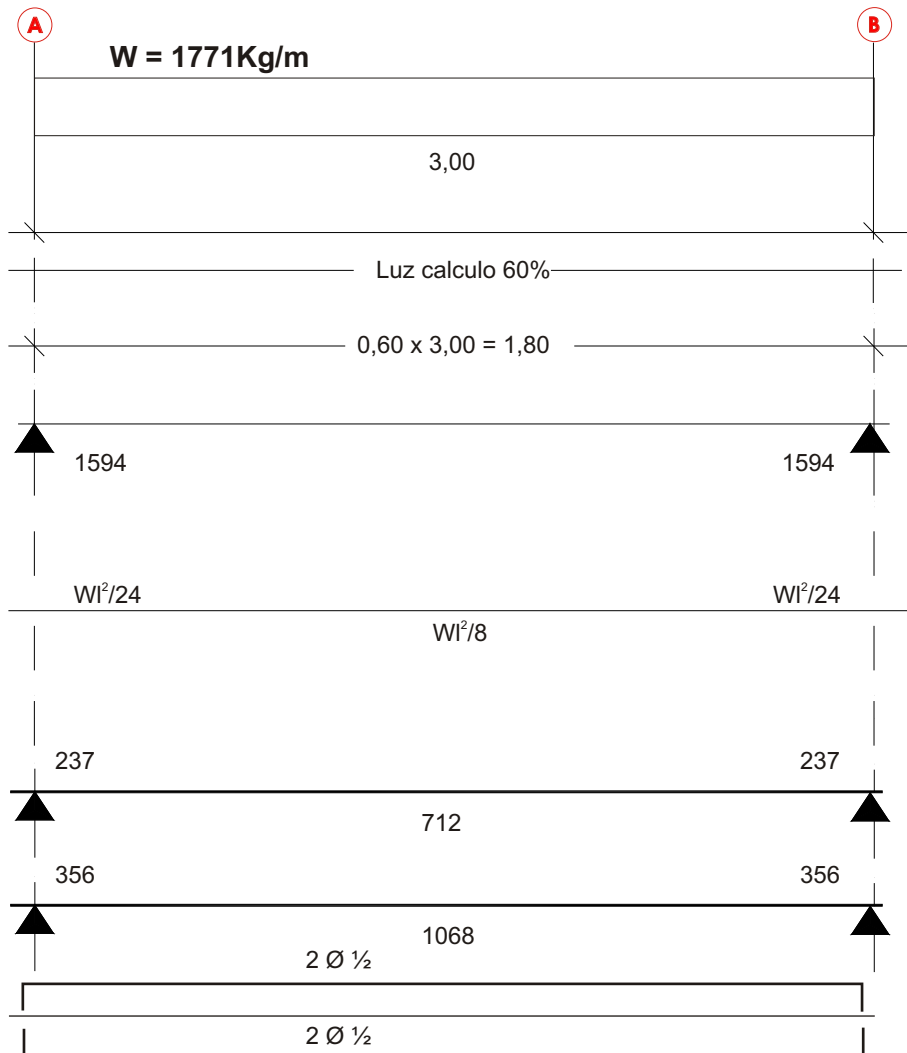
Nota: Los machones no soportan cargas.

Los machones deben colocarse en los extremos de las paredes, en las intersecciones y su separación entre uno y otro, no mayor a una y media ($1\frac{1}{2}$) vez la altura de la pared ni mayor a 4 m.

La separación entre las riostras y las vigas de corona no debe ser mayor a 3,00 m. Su dimensión mínima será igual o mayor al espesor de la pared ($\geq 0,15$).

En viviendas de mampostería estructural o confinada, las vigas de corona reciben cargas de losas. Como estas deben ser vaciadas después de estar levantadas las paredes que son sus apoyos, se deben evaluar los refuerzos.





Son técnicamente aceptados calcularlas como vigas simplemente apoyadas con una luz equivalente al 60% de la separación entre machones y/o como vigas continuas cargadas con el 60% de valor de la carga.

Cálculo de la viga de corona $W = 1.771 \text{ Kg/m}$

Sección $0,15 \times 0,30$

$$\text{Reacciones } R = \frac{WL}{2} = \frac{1771 \times 1,80}{2} = 1.594$$

$$\text{Momento } M = \frac{WL^2}{8} = \frac{1771 \times 1,8^2}{8} = 712,25 \text{ Kg/m}$$

Momento apoyos $M_a = M_b = 0$
Lo usual es $WL^2/24$

M_u Momentos mayorados = $1,5m$

Área de acero: para sección $0,15 \times 0,30$,
 $R_s 2800 \text{ Kg/cm}^2$; $R_c 28 = 150 \text{ Kg/cm}^2$
tabla MINDUR factor divisor = 563

$$A_{sa} = A_{sb} = \frac{356}{563} = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \varnothing \frac{3}{8} = 1,42 > 0,63$$

$$A_{s \text{ ab}} = \frac{1.068}{563} = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \varnothing \frac{1}{2} = 2,54 > 1,89$$

Lo usual son vigas corona armadas con $4 \text{ } \varnothing \frac{1}{2}$ y estribos de $\frac{3}{8}$ a $0,15 \text{ m}$.

Construir con tierra por la disponibilidad inmediata del material nos lleva a pensar en su recuperación como sistema de construcción, está la solución al problema de la vivienda. Pero los sistemas tradicionales con tierra son muy artesanales y hasta en el medio rural se ha perdido la memoria de como construir con tierra, por lo práctico que resulta con materiales que provengan de un proceso industrial.

De estos sistemas tradicionales, cuatro son los mas conocidos.

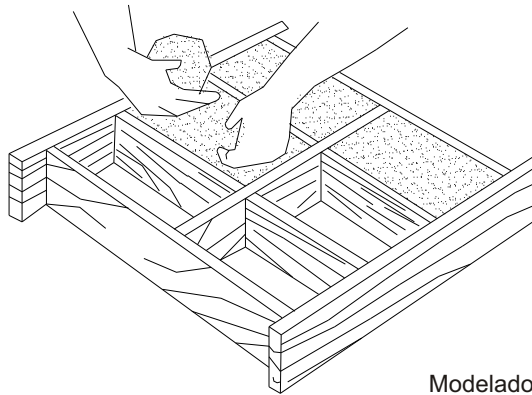
- 1.- Construir con adobes moldeados.
- 2.- Construir con bahareque.
- 3.- Construir con adobes de tierra-cemento prensados.
- 4.- Construir con tapias de tierra pisada.

Adobes de Tierra Moldeados.

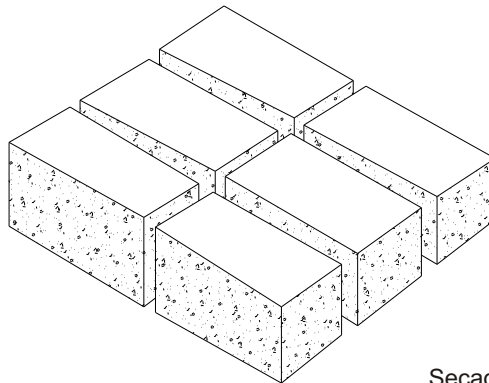
A la tierra cernida se le agrega agua y fibras vegetales *paja, bosta, cáscara de arroz, agujas de pino*, se deja macerar la mezcla el tiempo necesario para que se descompongan los materiales.

Moldeado: Se vierten varias bolsas de barro y con las manos se comprime y se alisa.

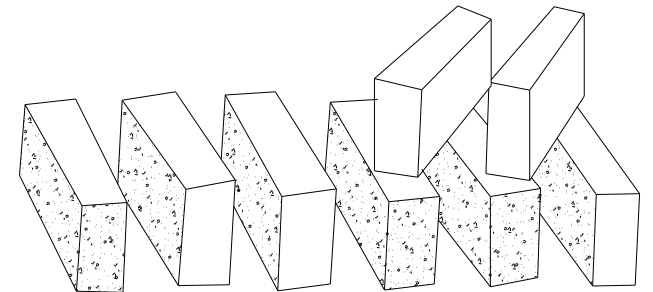
Secado: Se extrae el molde y los adobes se dejan en el sitio y se cubren con paja. A los días se ponen de canto y se dejan secar un mes.



Modelado.

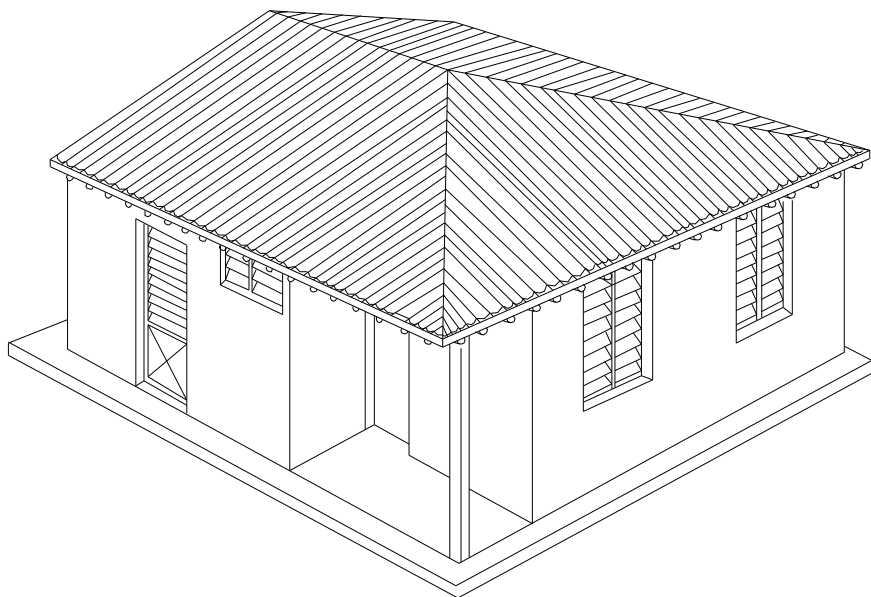


Secado.

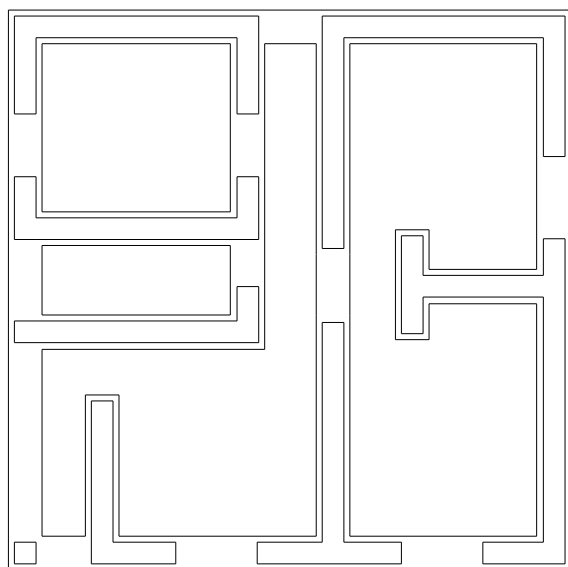


Secado de canto.

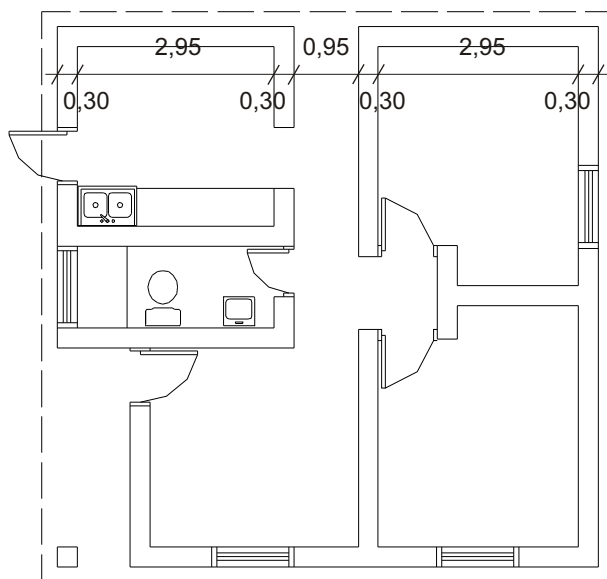
Sistemas Tradicionales. Adobes de Tierra Moldeados.



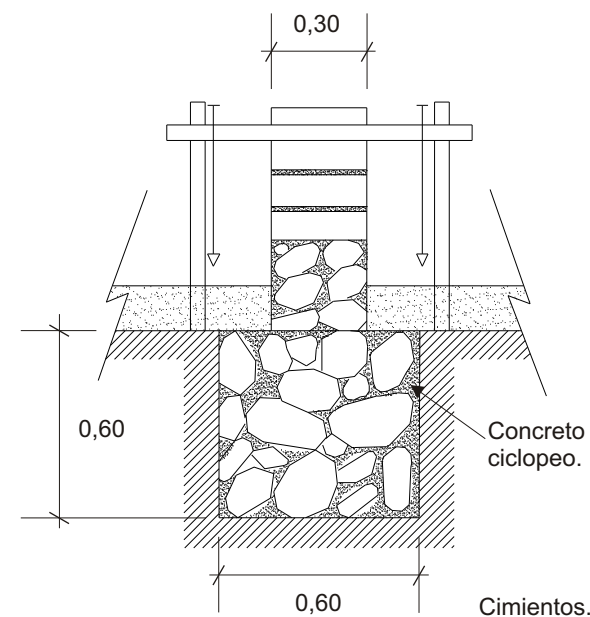
La construcción con adobes de tierra, es un proceso lento. Al tiempo de mezclar la tierra, moldear y secar los adobes, debemos agregar el proceso de construcción con cimientos de 0,60 x 0,60 m , corridas de concreto ciclopeo, paredes de 30 cms de espesor para lograr una vivienda, con poca resistencia a los sismos.



Fundación de concreto ciclopeo bajo cada una de las paredes.



Paredes espesor: 0,30



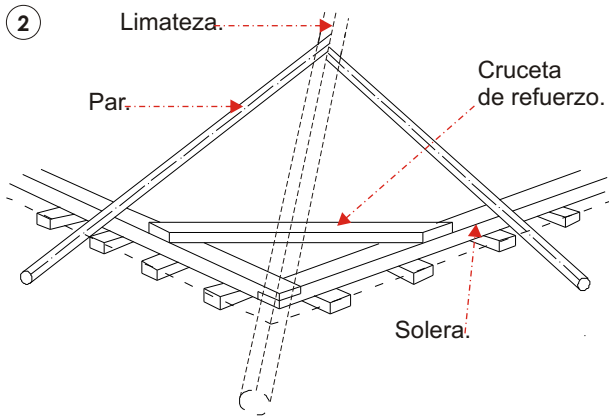
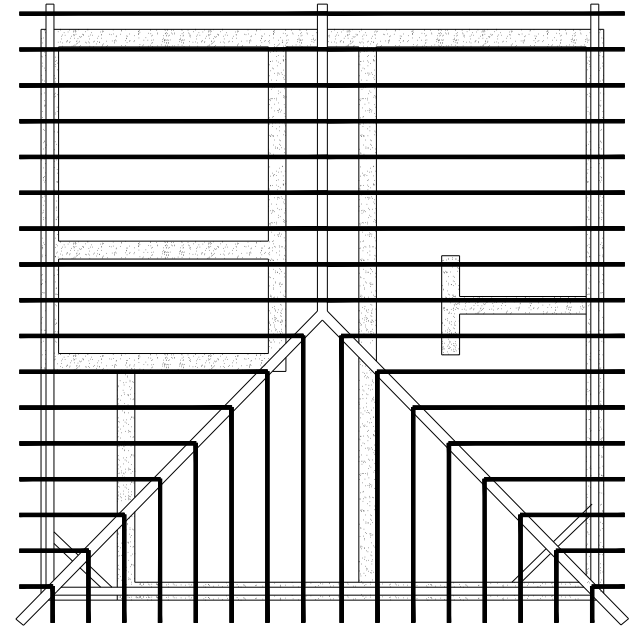
Construir con adobes de tierra moldeada, va acompañada de técnicas olvidadas como:

1.-Techos a 2, 3 y 4 aguas.

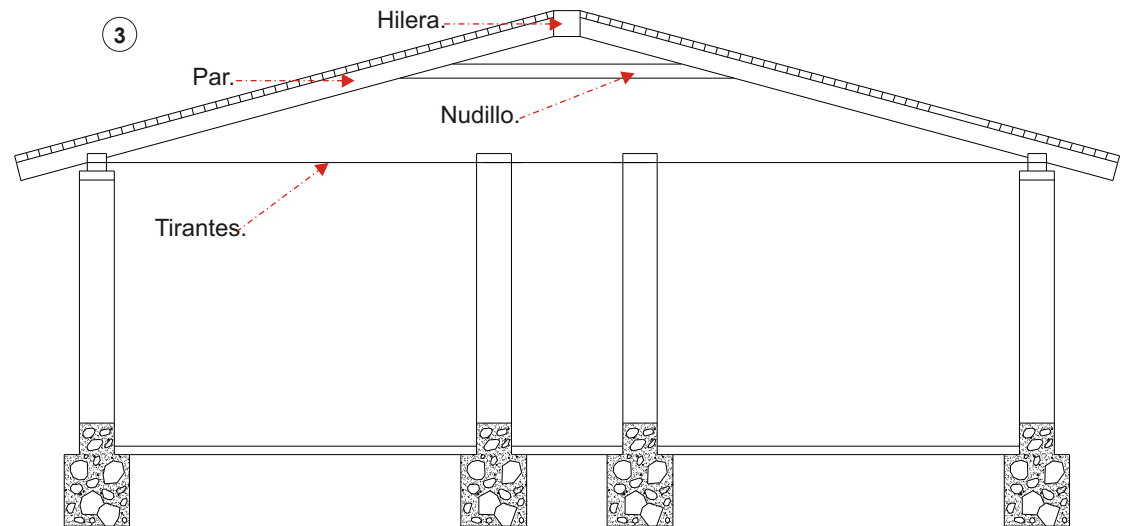
2.-Crucetas de refuerzo en las esquinas y vigas soleras sobre las paredes para apoyar el techo.

3.-Cubierta a base de pares ó correas, hileras, nudillos de madera y tirantes de hierro.

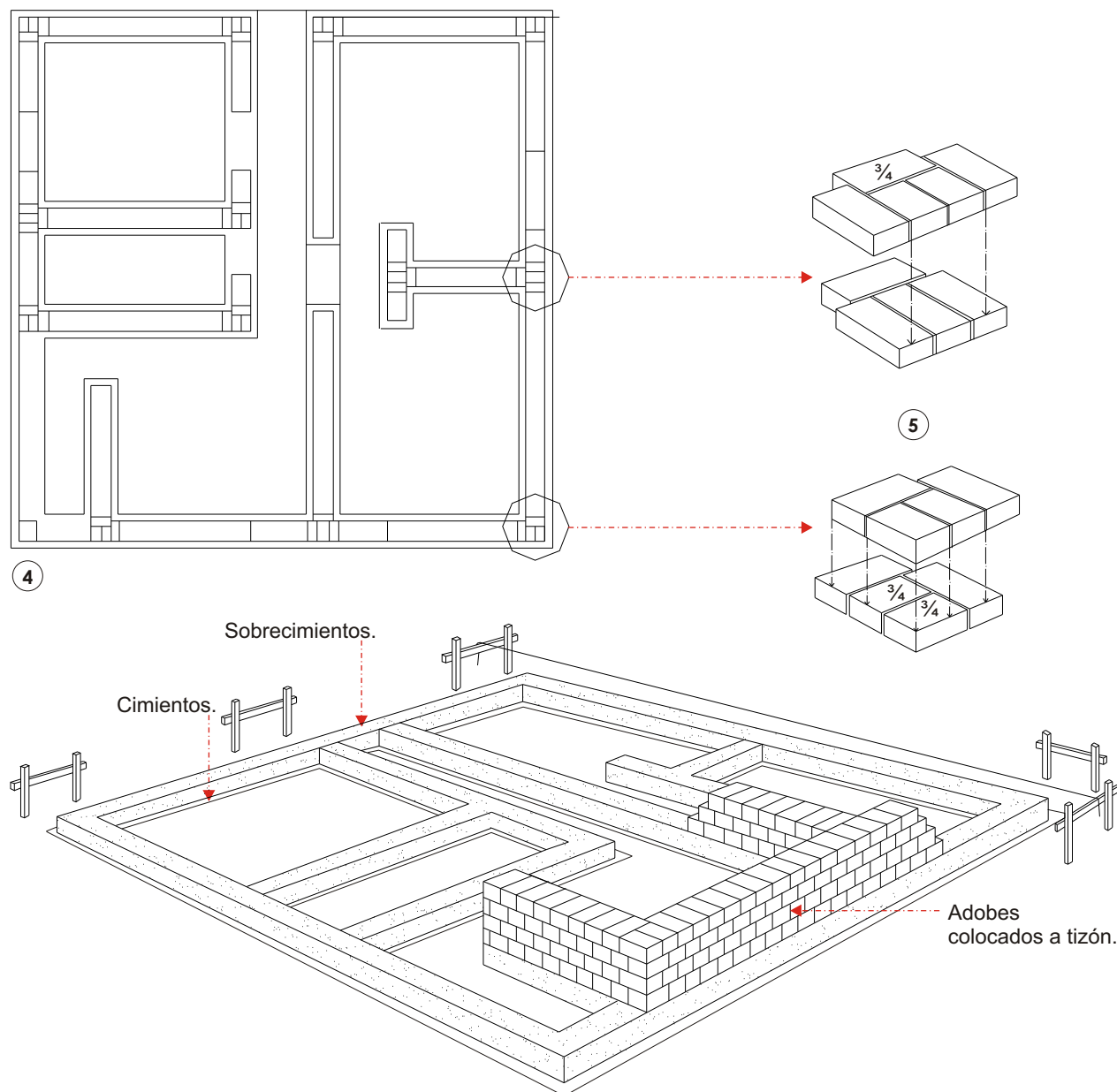
① Cubierta de 3 aguas.



③



Sistemas Tradicionales. Adobes de Tierra Moldeados.

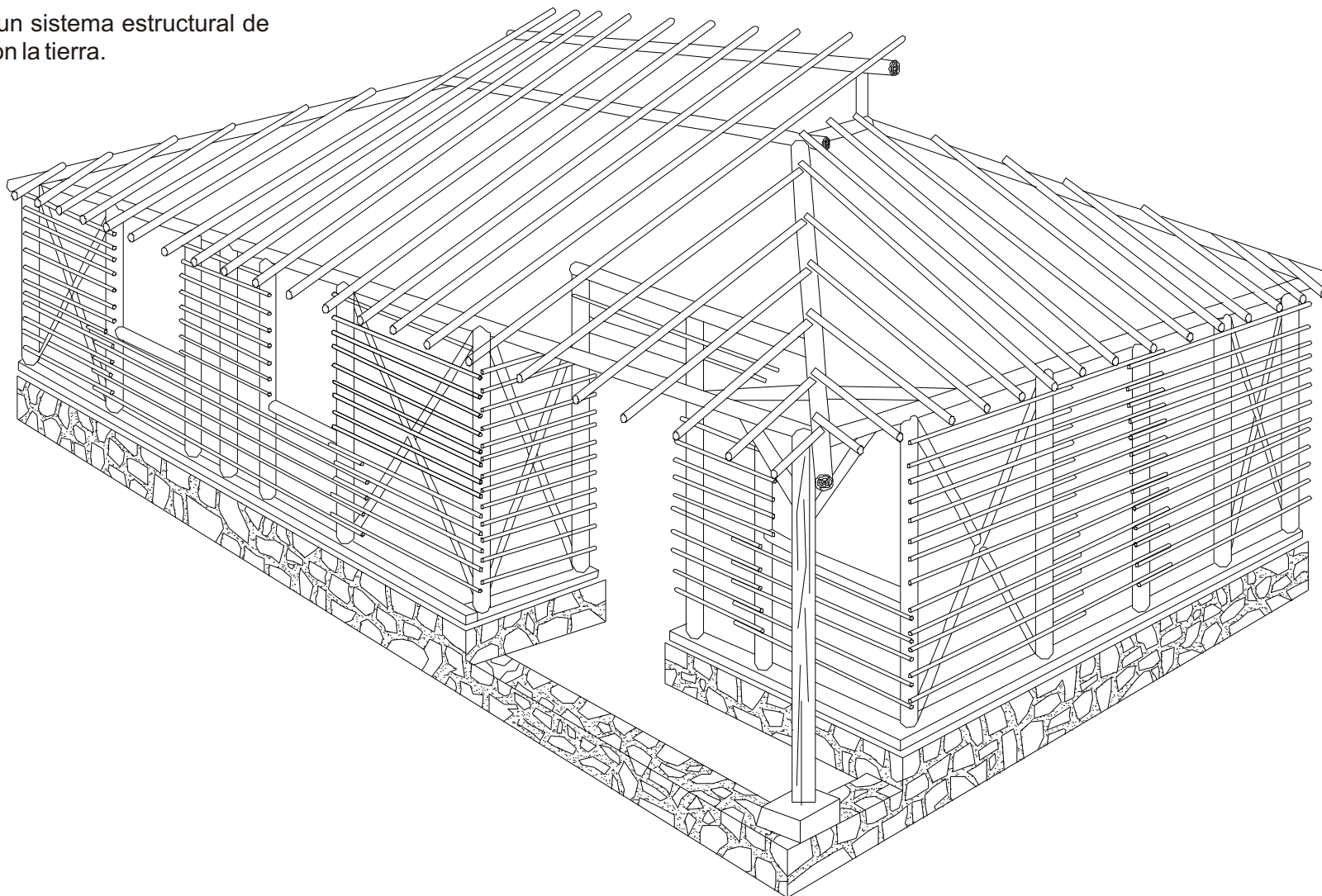


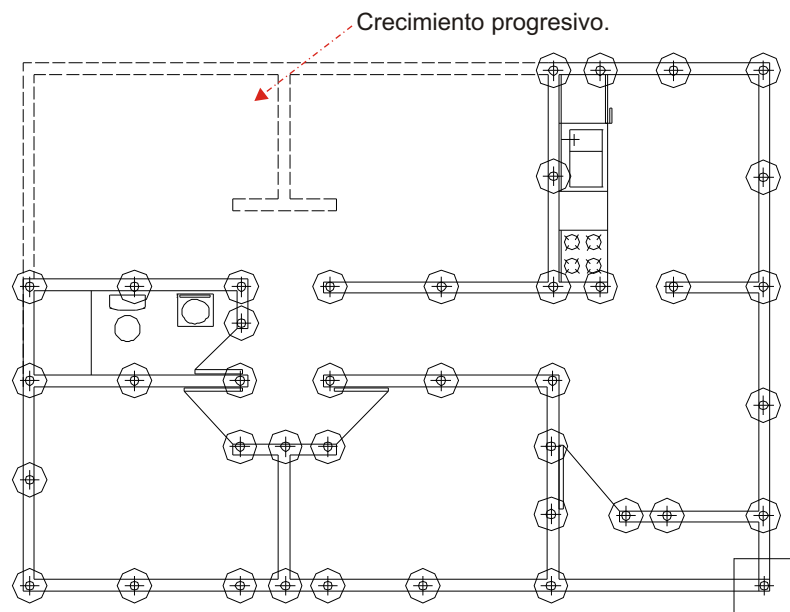
4.-Paredes de adobe de espesor 0,30 a tizón apoyados sobre cimientos y sobrecimientos de concreto ciclopeo.

5.-Los adobes moldeados deben ser de 15 x 30 x 10 centímetros y emplear piezas de $\frac{3}{4}$ de la medida para las trabas de las esquinas.

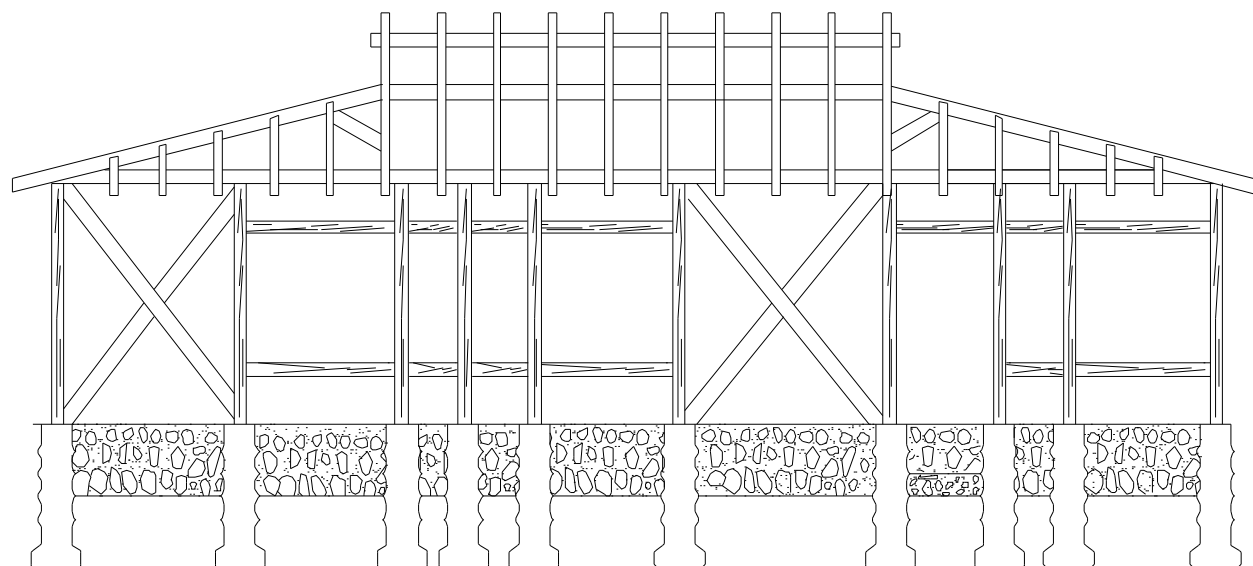
Bahareque.

El Bahareque, es un sistema estructural de madera combinado con la tierra.

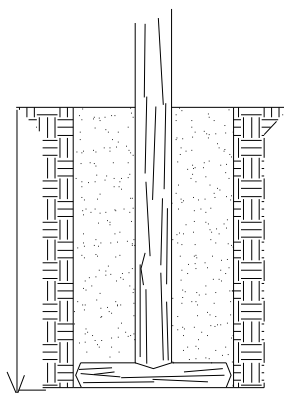




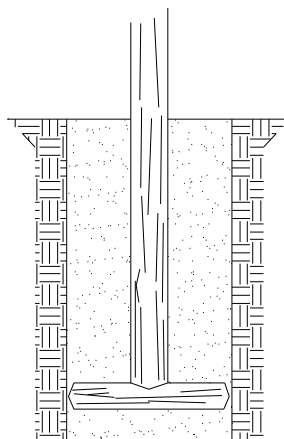
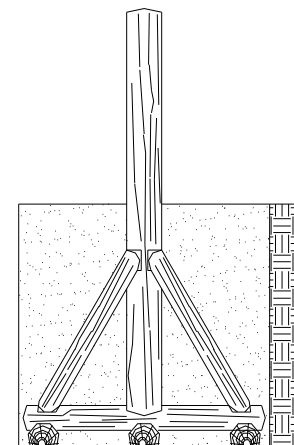
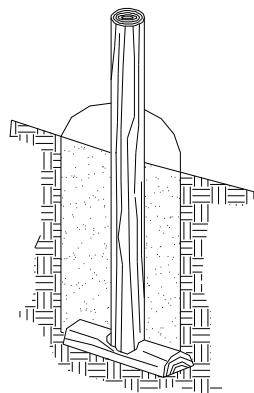
Por ser un sistema de estructura de madera es muy flexible para diseñar viviendas de crecimiento progresivo.



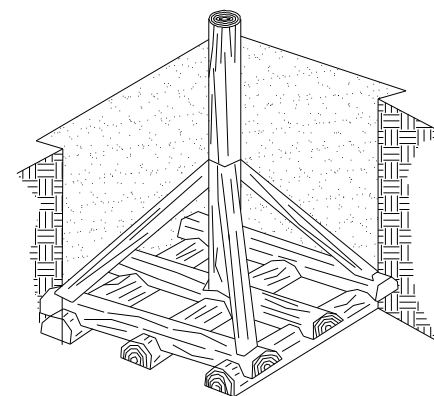
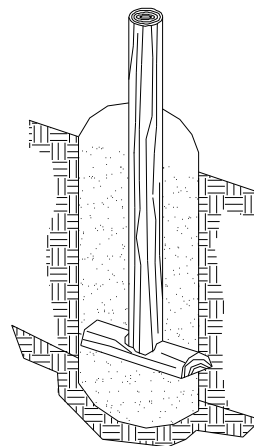
Debemos retomar técnicas para sembrar los horcones, este es el nombre tradicional de las columnas de madera.



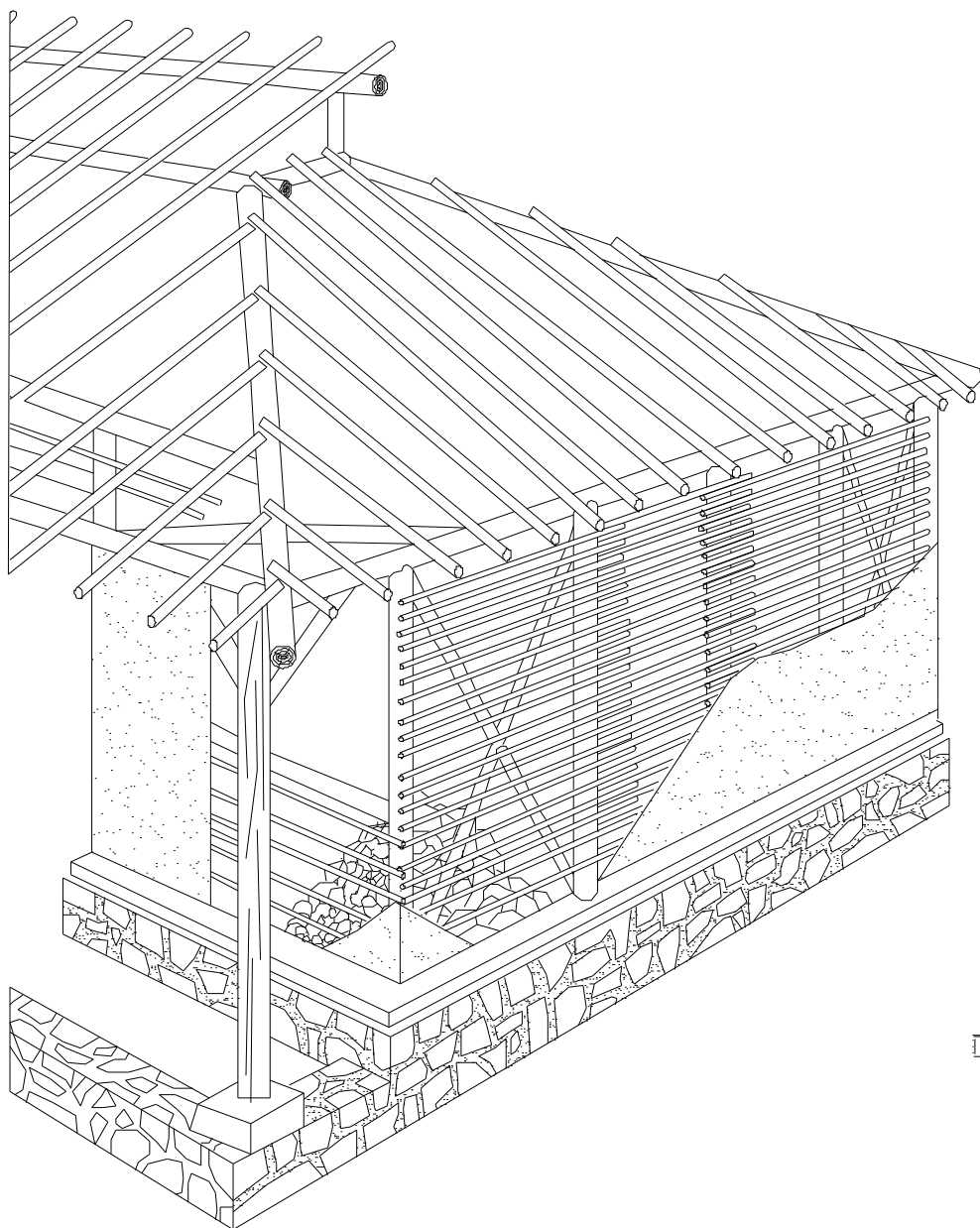
Cimiento de los horcones en terreno duro.



Cimiento de los horcones en terreno medio.

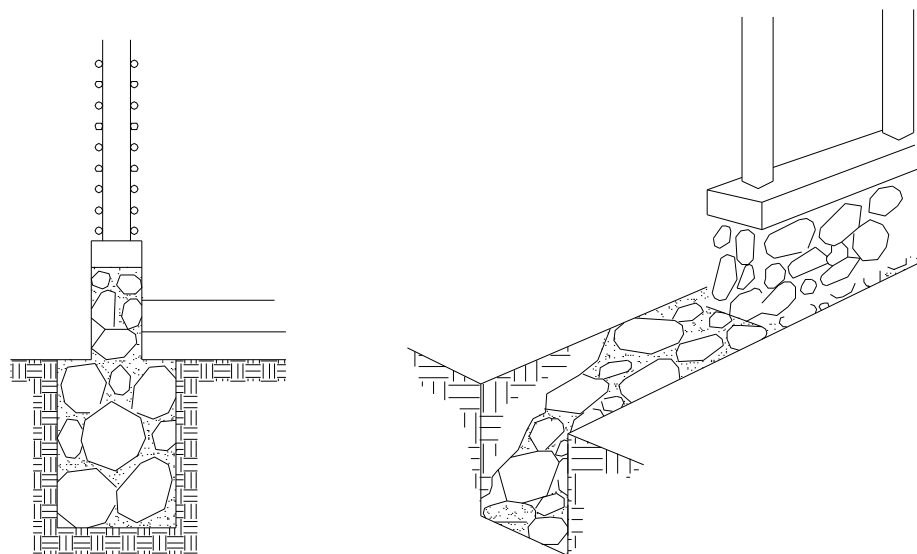


Cimiento de los horcones en terreno blando.



También podemos emplear cimientos y sobre-cimientos de concreto ciclopeo, y apoyar los horcones en una solera de madera.

Las paredes se cierran con una esterilla de carruzo ó caña brava formada con barro, ó mediante el enlatado a base de pelotas de barro con paja.

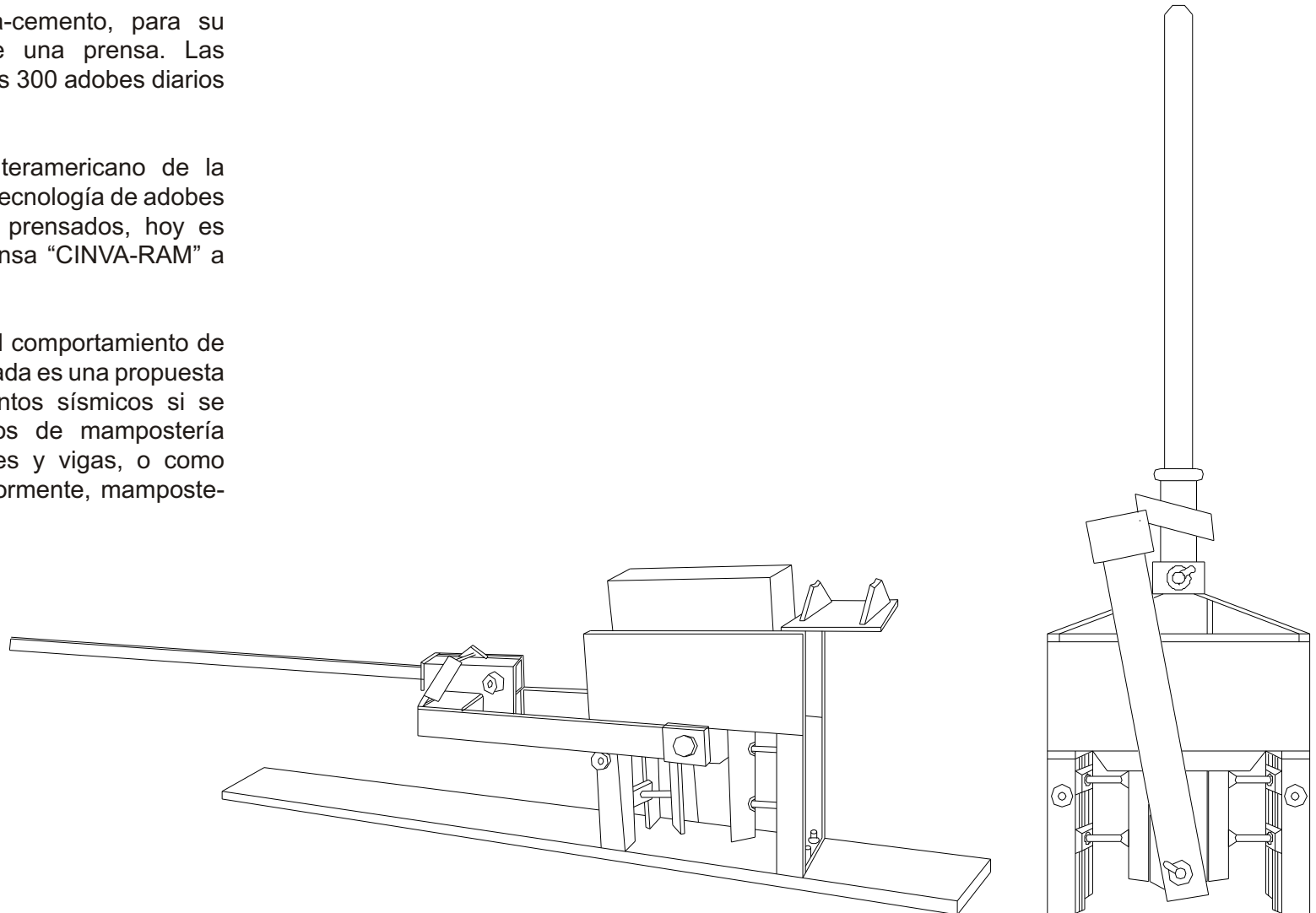


Adobes de tierra-cemento prensados.

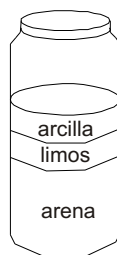
Los adobes de tierra-cemento, para su fabricación necesitan de una prensa. Las prensas no sobrepasan los 300 adobes diarios de producción.

El “CINVA” Centro Interamericano de la Vivienda dio a conocer la tecnología de adobes de tierra estabilizados y prensados, hoy es reconocida junto a la prensa “CINVA-RAM” a nivel mundial.

Cuando observamos el comportamiento de tierra estabilizada y prensada es una propuesta al problema de movimientos sísmicos si se manejan con los criterios de mampostería confinada entre machones y vigas, o como paredes reforzadas interiormente, mampostería reforzada.



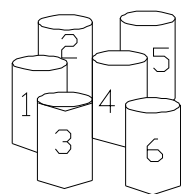
Sistemas Tradicionales. Adobes de Tierra-Cemento Prensados.



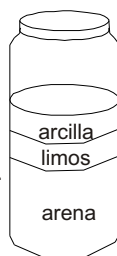
Los mejores suelos deben contener:

Arena 55% al 75%
Limos 10% al 27%
Arcillas 15% al 18%

Un método sencillo para determinar estos contenidos se logra vaciando en una botella una muestra de la tierra cernida, cuatro dedos. Se agita y se deja en reposo 1 hora se vuelve agitar y se deja en reposo 8 horas, se miden las capas y se determinan los porcentajes de arena, limo y arcilla. Si la prueba dio 25% de arena, se debe mezclar 1 parte de cemento con 6 de tierra.



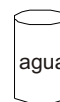
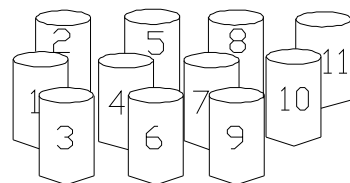
Si se agrega arena empleamos menos cemento.



Agua la suficiente para lograr una mezcla húmeda.



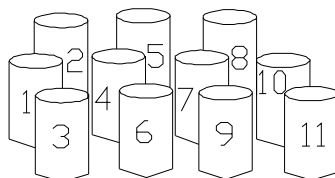
La prueba dio 75% de arena, mezclar 1 parte de cemento con 11 de tierra.



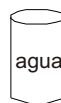
Agua la suficiente para lograr una mezcla húmeda.



La cantidad de cemento como estabilizador depende de la proporción de arena contenida en la

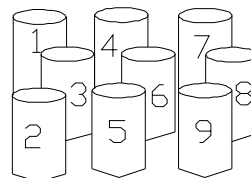
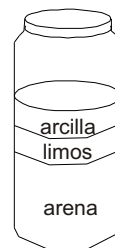


La tierra sin piedras gruesas, raíces, ni tierra vegetal cernida es

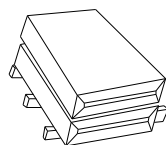
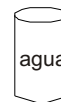


Agua la suficiente para lograr una mezcla húmeda.

La prueba dio 50% de arena, mezclar 1 parte de cemento con 9 de tierra.



Agua la suficiente para lograr una mezcla húmeda.



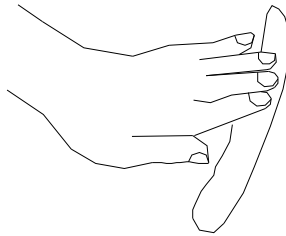
La cal se emplea como estabilizador de las tierras con alto contenido de arcilla, las mezclas con cal se preparan con 7 a 15 días de anticipación así la cal reacciona con la arcilla. La proporción varía entre 1 medida de cal y 10 a 20 medidas de tierra arcillosa.

La proporción 1 de cemento 11 de tierra se puede emplear para cualquier proporción de arena; los adobes más resistentes son aquellos con tierras mas arenosas.

No todas las tierras sirven para fabricar adobes de tierra-cemento, hay que seleccionarla, la prueba de la botella es la más práctica.

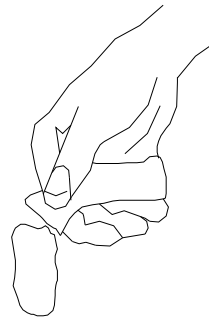
Sistemas Tradicionales. Adobes de Tierra-Cemento Prensados.

A continuación se presentan dos posibilidades rápidas para determinar si la tierra es buena para fabricar adobes.

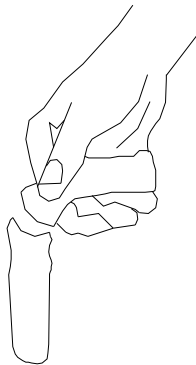


Humedezca la tierra y haga un tabaco con la palma de la

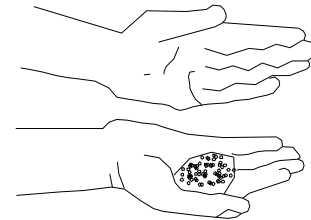
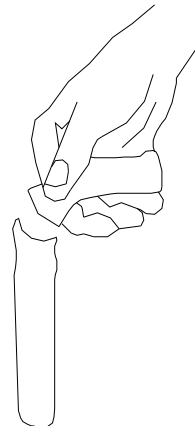
Si se rompe antes de 5 centímetros, es tierra demasiado arenosa, es necesario agregar arcilla.



Si se rompe entre 5 y 15 centímetros, la tierra es buena para adobes.



Si se rompe después de 15 centímetros, es tierra demasiado arcillosa, es necesario agregar arena.



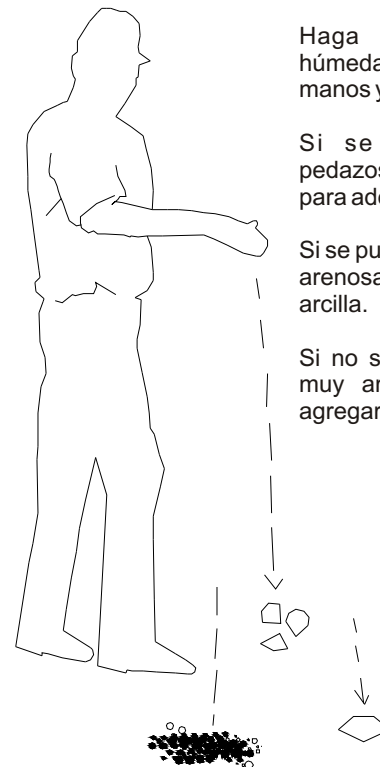
Otro método es:

Haga una bola de tierra húmeda con las palmas de las manos y dejela caer.

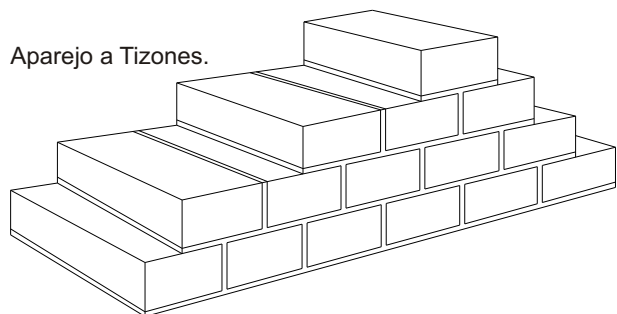
Si se rompe en varios pedazos, la tierra es buena para adobes.

Si se pulveriza, la tierra es muy arenosa, es necesario agregar arcilla.

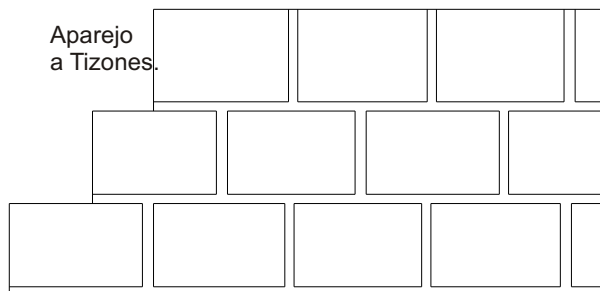
Si no se rompe, La tierra es muy arcillosa, es necesario agregar arena.



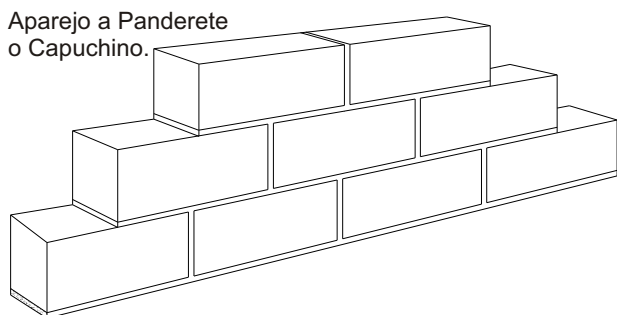
**Sistemas Tradicionales.
Adobes de Tierra-Cemento Prensados.**



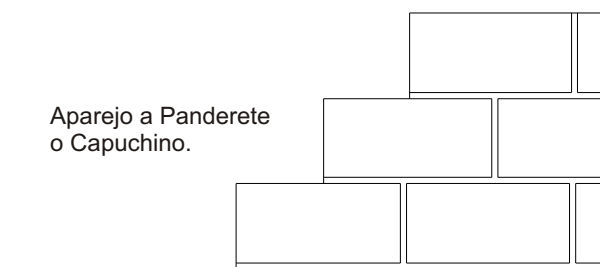
Aparejo a Tizones.



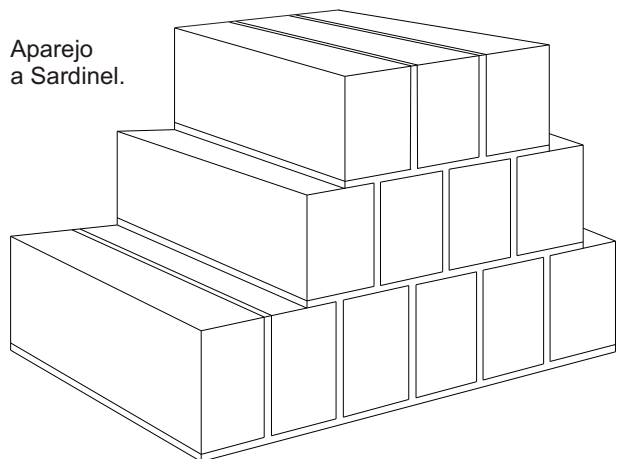
Aparejo a Tizones.



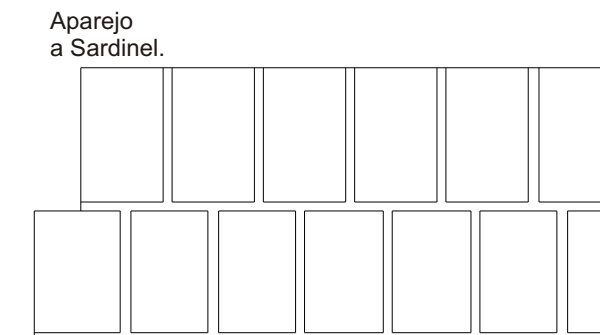
Aparejo a Panderete o Capuchino.



Aparejo a Panderete o Capuchino.



Aparejo a Sardinel.

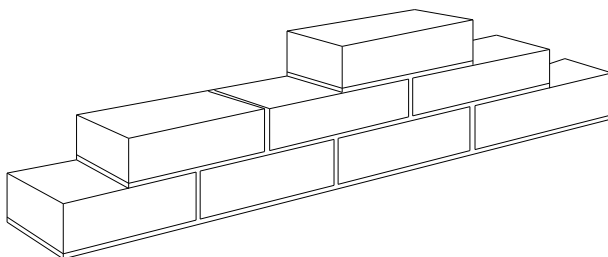


Aparejo a Sardinel.

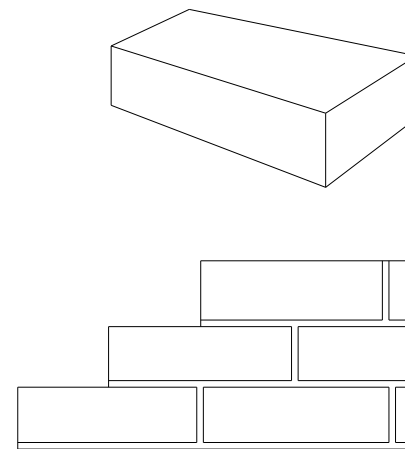
Adobes de tierra estabilizada y prensada:

Se esta introduciendo actualmente en Venezuela. Sus medidas en centímetros de 29 de largo, 14 de ancho y 9 de alto, permiten emplear los aparejos o maneras tradicionales de levantar las paredes de ladrillo.

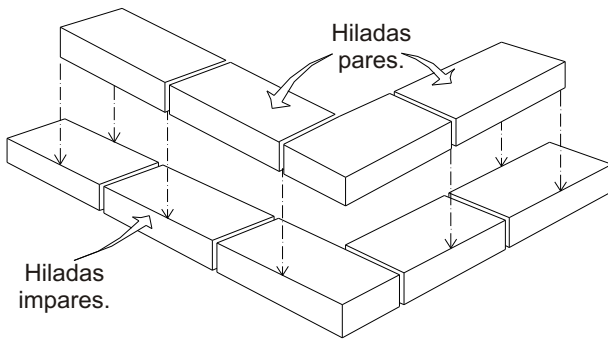
Sistemas Tradicionales.
Adobes de Tierra-Cemento Prensados.



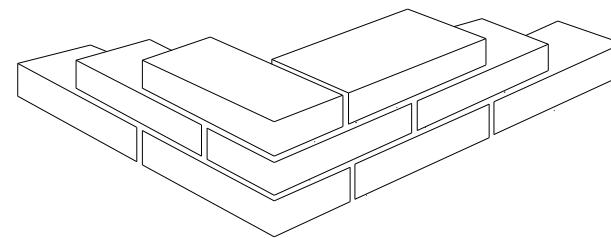
Aparejo a Soga.



Aparejo a Soga.



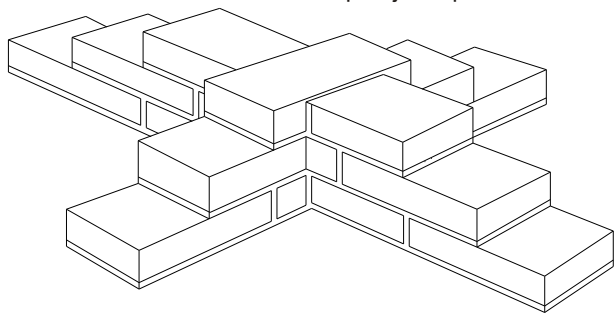
Aparejo esquina en L.



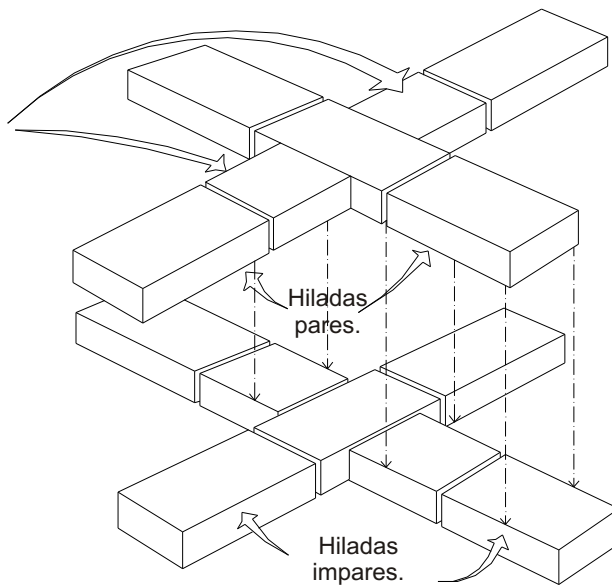
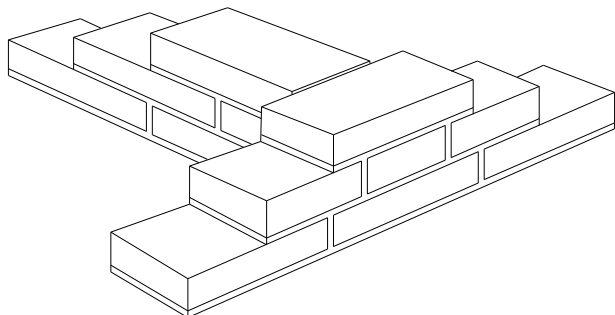
Aparejo esquina en L.

Sistemas Tradicionales.
Adobes de Tierra-Cemento Prensados.

Aparejo esquina en Cruz.



Aparejo esquina en Te.



Aparejo en esquina en Cruz:

Para lograr un buen aparejo en una esquina en cruz, necesito emplear adobes de (9 x 14 x 22) centímetros, tres cuartos (3/4) del largo.

Aparejo en esquina en Te:

Para lograr un correcto aparejo en una esquina en Te, necesito en las hiladas pares, adobes (9 x 14 x 22) centímetros, tres cuartos (3/4) del largo.

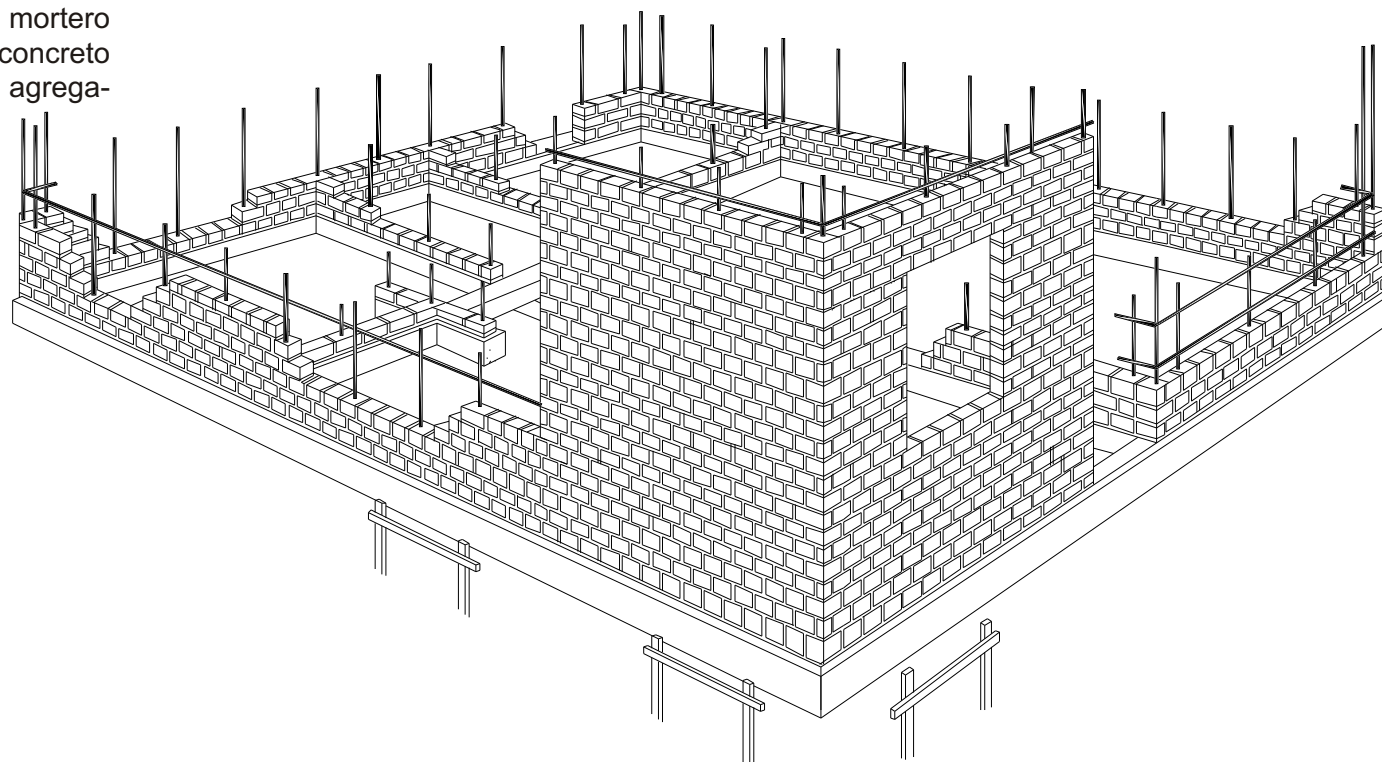
Para aplicar la tecnología de mampostería reforzada con adobes de tierra prensada, debemos fabricarlos con (3) huecos.

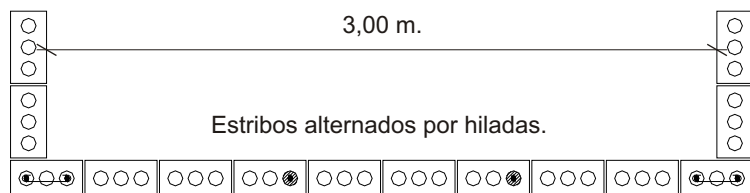
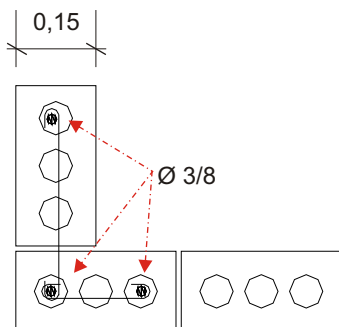
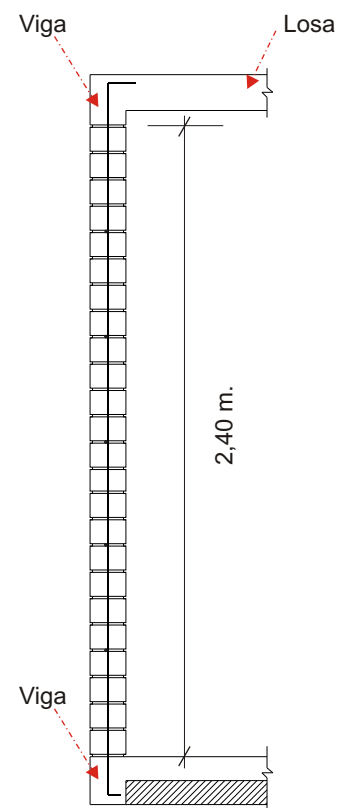
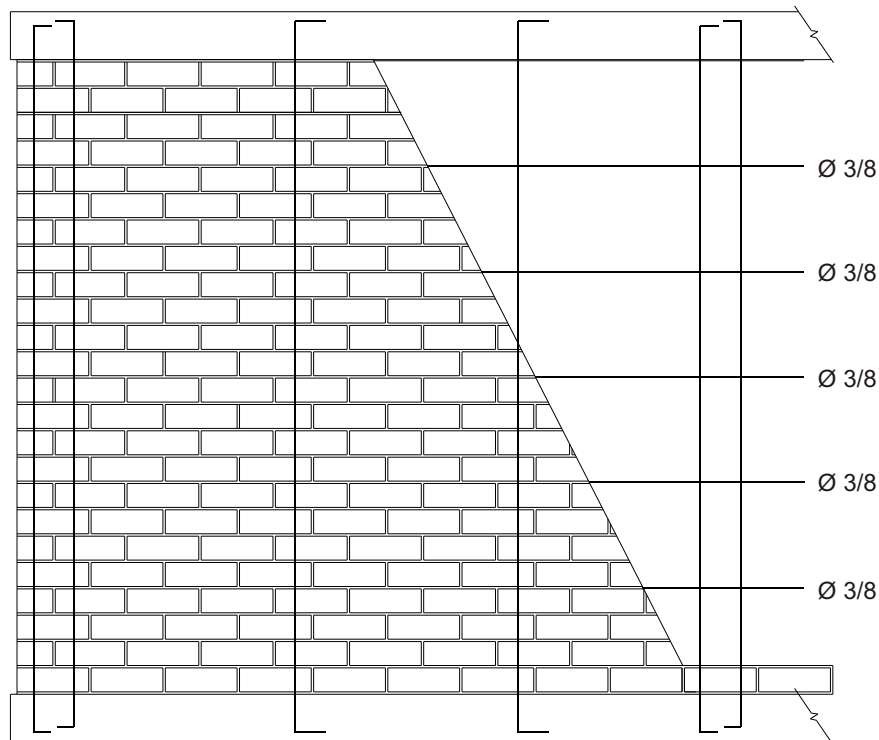
El diámetro mínimo de los huecos de los adobes será mayor a 5 cms. y un área no menor a 30 cm^2 .

El refuerzo mínimo para paredes extremas, esquinas y cruces será de 1 cabilla de $3/8''$.

Para el vaciado de los huecos con refuerzos o cabillas se puede emplear el mismo mortero que se emplea para pegarlos, o con concreto resistencia no menor a 75 Kg/cm^2 con agregados no mayor a 1cm.

Refuerzos usuales en las esquinas.





Para que la pared pueda considerarse reforzada deberá cumplir:

El área de los refuerzos tanto horizontales como los verticales no será inferior al 0,00035 de área de la sección de la pared. $A_s = 0,00035 \times A_p$

Refuerzos Verticales.

$$\text{Sección } 300 \times 15 \text{ cms} = 4.500 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,00035 \times 4.500 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Alambre trefilado Sidetur.

$$6 \text{ de } 6 \text{ mm} = 6 \times 0,28 \text{ cm}^2 = 1,68 > 1,57$$

Refuerzos Horizontales.

$$\text{Sección } 240 \times 15 \text{ cm} = 3.600 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,00035 \times 3.600 = 1,26 \text{ cm}^2$$

Alambre trefilado Sidetur.

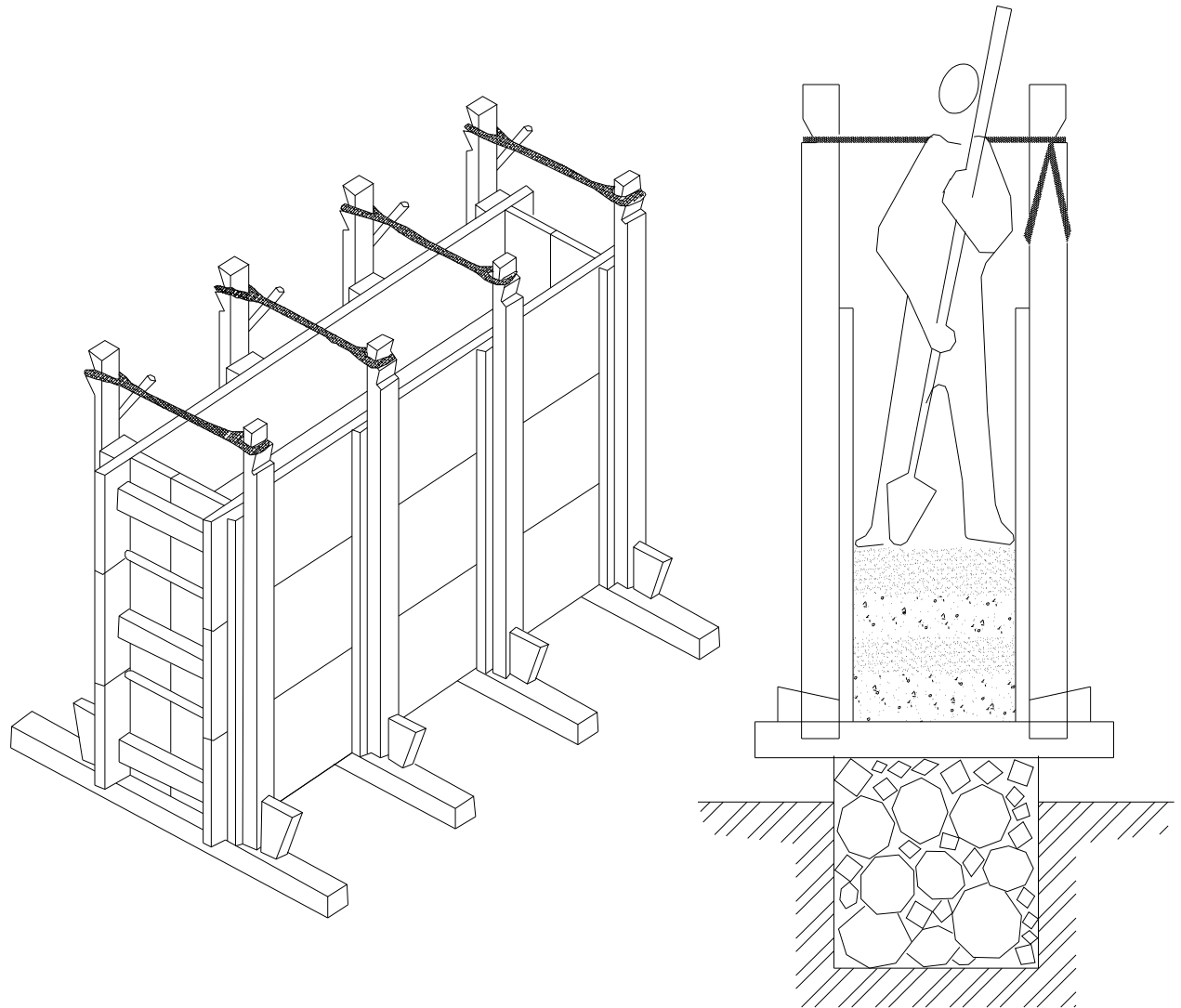
$$5 \text{ de } 6 \text{ mm} = 5 \times 0,28 \text{ cm}^2 = 1,40 > 1,26$$

Lo usual es emplear cabillas de 3/8"

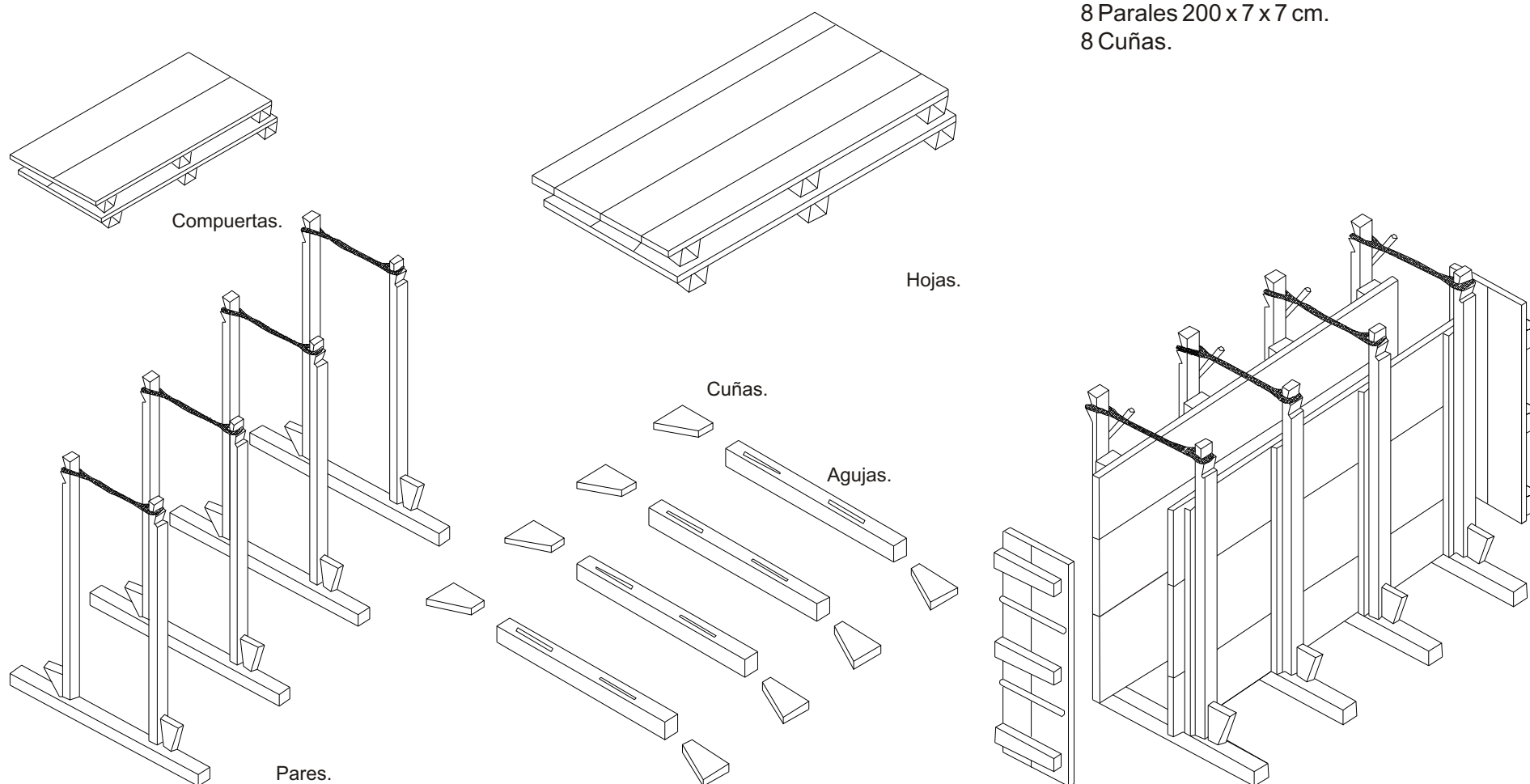
Tapias de Tierra Pisada.

Un encofrado de tablonces de madera se va relleno con tierra pisada por capas.

En las paredes de tapia tradicionales el espesor está definido por el espacio que necesita un hombre para apisonar la tierra, 50 centímetros.



Sistemas Tradicionales.
Tapias de Tierra Pisada.



Despiece de un tapial.

2 Hojas formadas por tablonces de 268 x 33 cm.

2 Compuertas de tablonces de 130 x 50 cm.

4 Agujas 140 x 7 x 9 cm.

8 Pares 200 x 7 x 7 cm.

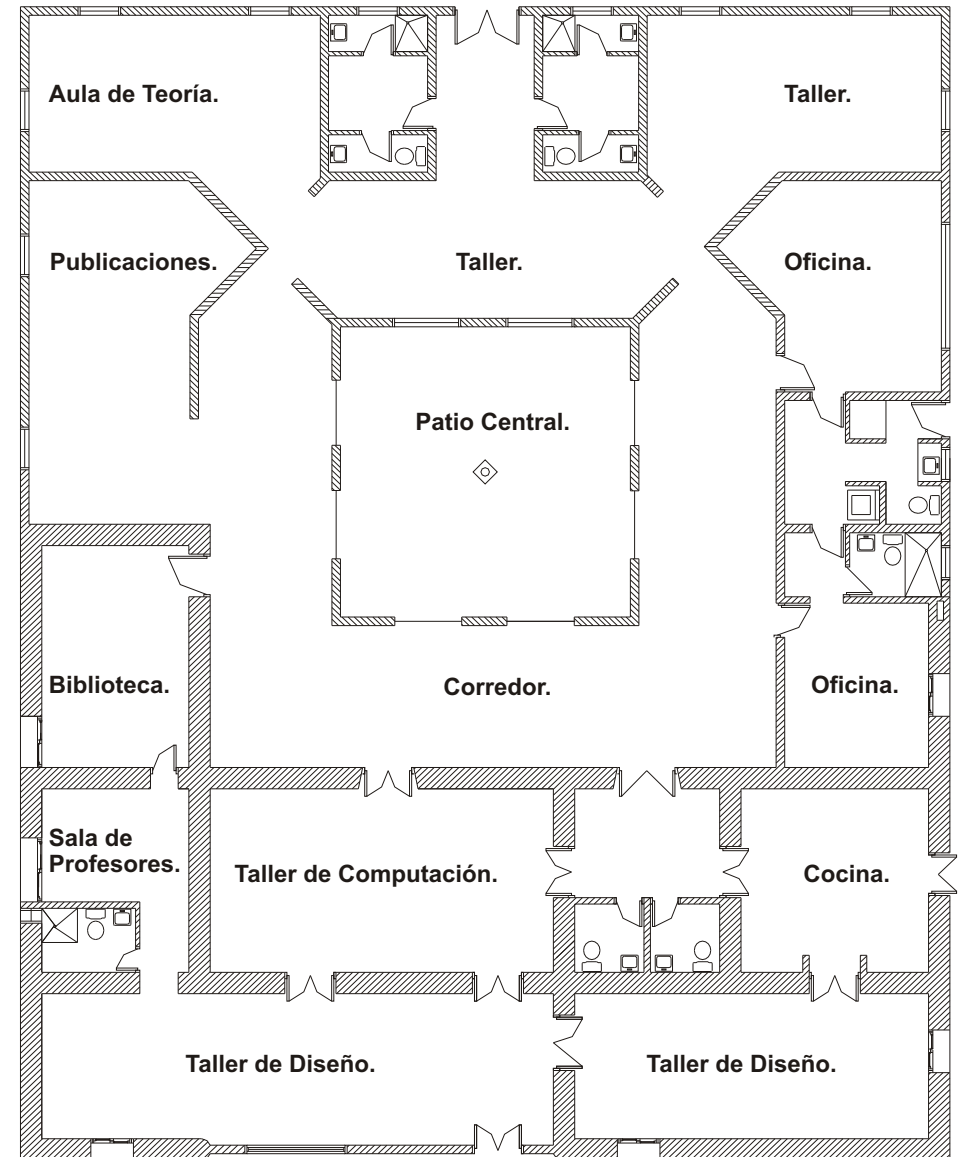
8 Cuñas.

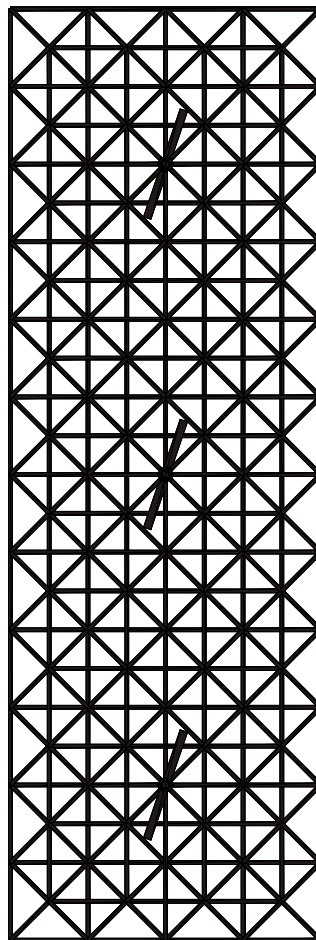
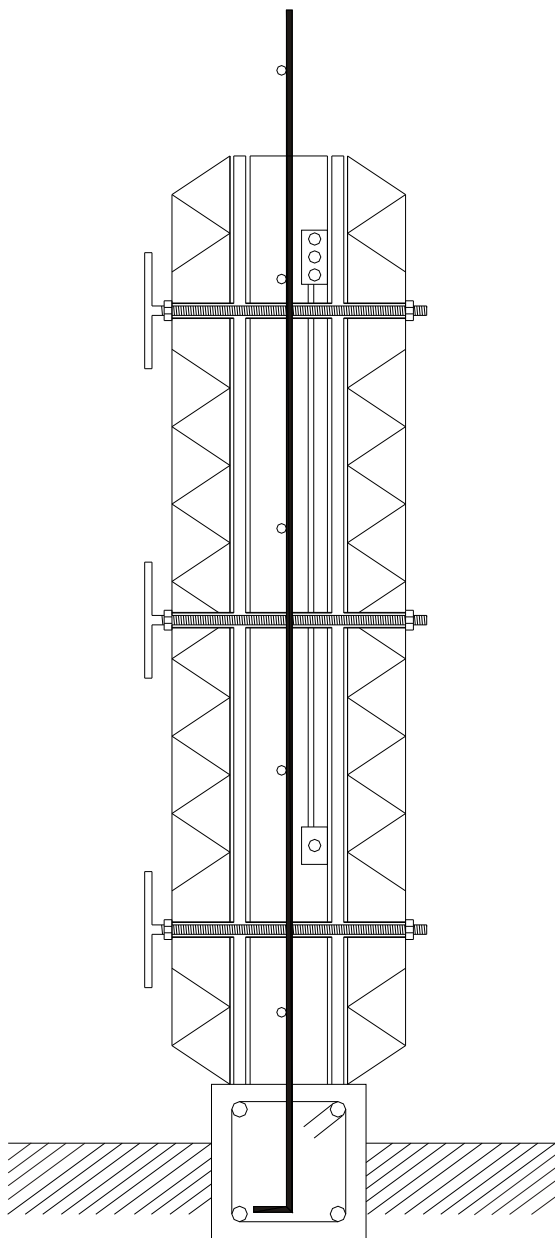
La experiencia Casa Morgado.

Ubicación: Calle García de Sena, El Consejo, Municipio Revenga, Estado Aragua.

La readecuación de la Casa Morgado para el funcionamiento del Taller del Constructor Popular, se inicio con una investigación del Arquitecto Luis Lopez, partiendo de lo simple que es construir con tapias, proceso que se reduce a 4 pasos.

- 1.- Traer Tierra a pie de obra.
- 2.- Encofrar.
- 3.- Apisonar.
- 4.- Frisar.





Partiendo de las propiedades de la tierra estabilizada y prensada, nos planteamos la necesidad de sustituir el obrero que apisona la tierra por una prensa.

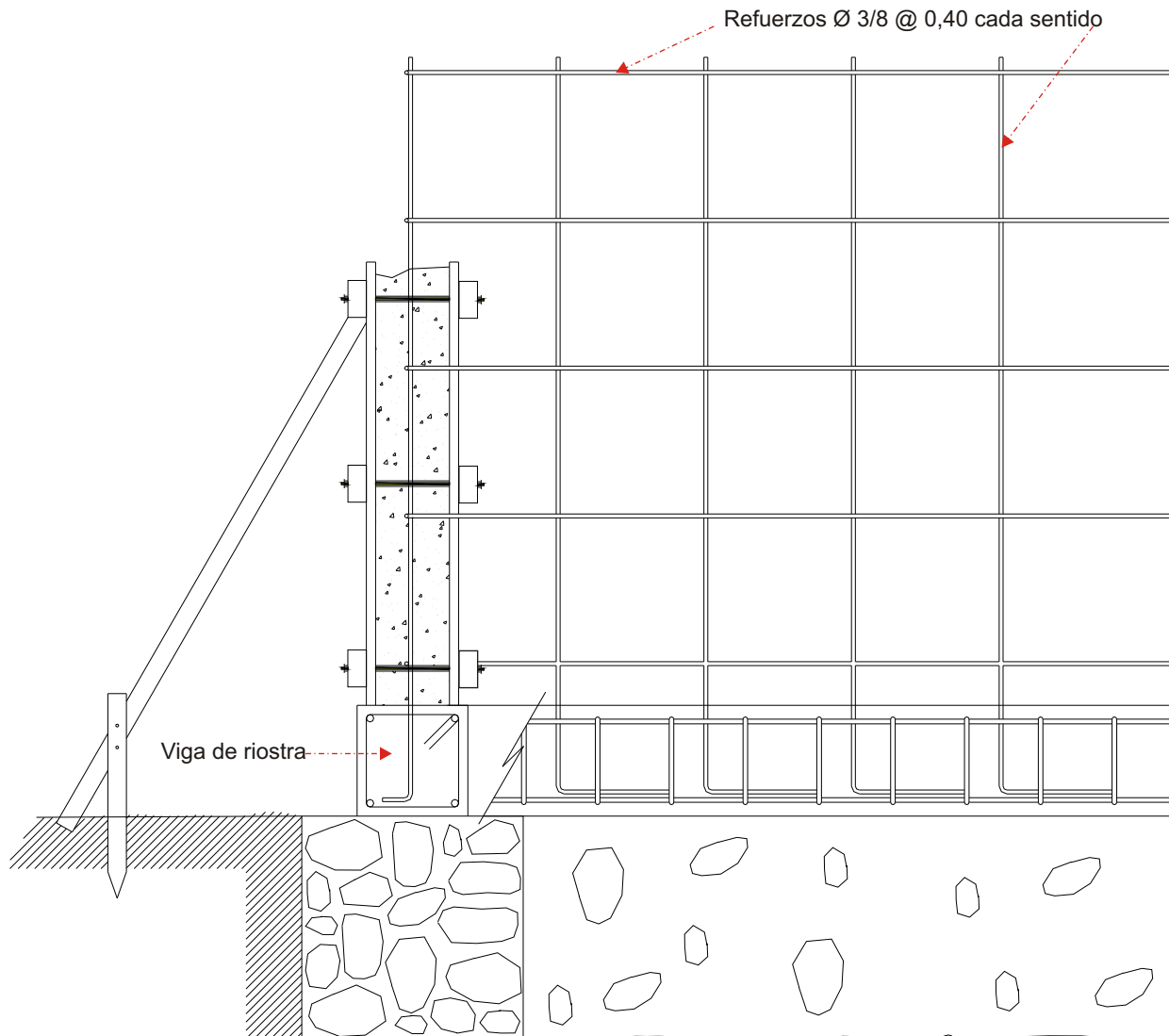
Creamos un proceso de construcción que combina lo simple de levantar las tapias, con la resistencia que se logra al prensar la tierra-cemento.

Una prensa de tres tornillos nos permitía ejecutar tapias de 20 cms. de espesor, 80 cms. de ancho por 2,40 de alto.

Esto significa eliminar todo el proceso de fabricación de 33 adobes de tierra estabilizada y prensada que necesitaría un albañil por cada metro cuadrado de pared.

El sistema tiene la ventaja de poder dejar embutidas todas las tuberías para las instalaciones de electricidad, aguas blancas y negras.

Tapia Estabilizada y Vibrada.
La Experiencia Casa Morgado.



El espesor de las tapias se determinó por la formula:

$$\frac{H}{e} \leq 20$$

$$\frac{\text{Altura}}{\text{Espesor}} = \text{Menor a } 20$$

El espesor 0,20 nos permitía tener tapias hasta de 4,00 m, las mayores en Casa Morgado correspondientes a las cumbreras son de 3,70

$$\frac{3,70}{0,20} = 18,5 < 20$$

Las tapias fueron reforzadas interiormente tanto en el sentido vertical como en el sentido horizontal.

Para determinar el área de las cabillas o aceros de refuerzo, tanto horizontales como verticales multiplicamos la sección de las tapias (St) por 0,00035.

Una sección de la tapia de 1 metro por 0,20 demanda un área de acero **As**.

$$As = 0,00035 \times 100 \times 20 = 0,70 \text{ m}^2$$

Los valores de sección se toman en centímetros.

Empleando alambre trefilados de Sidetur.

La capacidad de soporte de una tapia se puede calcular con la formula:

$$Pt = Fr \times C \times Ft \times At$$

Pt=Carga vertical resistente de la tapia.

Fr=Factor de reducción de la resistencia de la tapia (0,60)

C=Factor de reducción por excentricidad y esbeltes.

Tapias interiores 0,70

Tapias exteriores 0,60

Ft=Resistencia de la tapia a la compresión 35 Kg/cm².

At=Área transversal de la tapia en cm².

Si la carga a soportar por metro lineal, por una tapia de 0,20 m de espesor fuese:

1.- Carga del techo sobre la viga = 2.033 Kg.

2.- Peso propio de la viga de corona = (0,20 x 0,30 x 1 x 2.500) = 150 Kg.

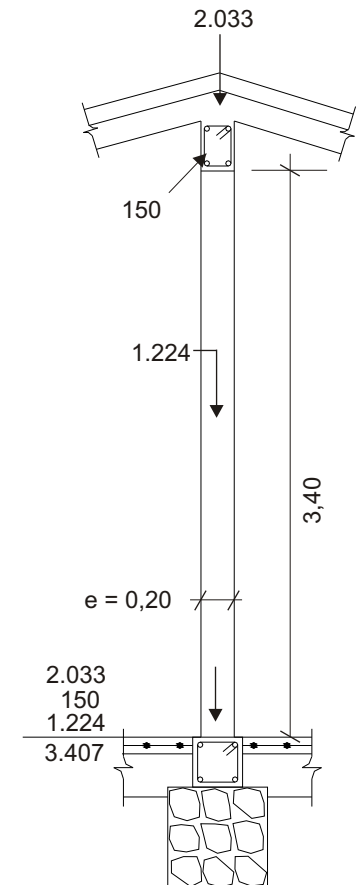
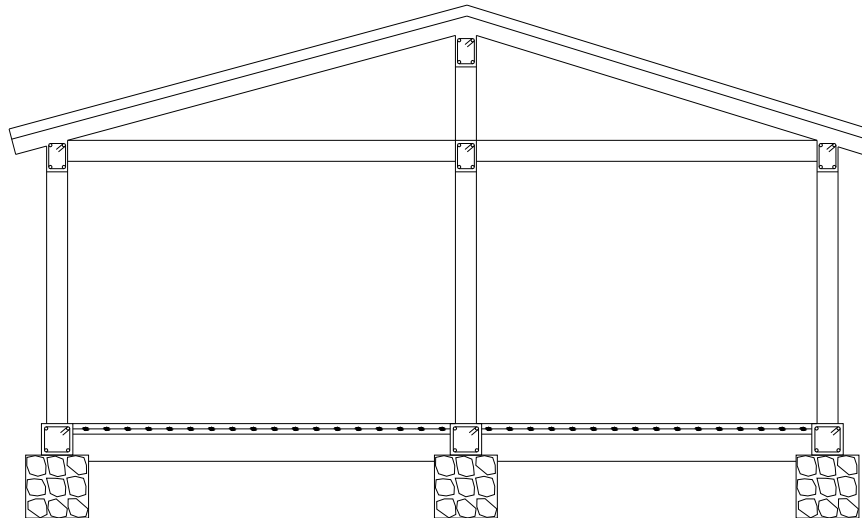
3.- Peso propio de la tapia (0,20 x 1,00 x 3,40 x 1.800) = 1.224 Kg.

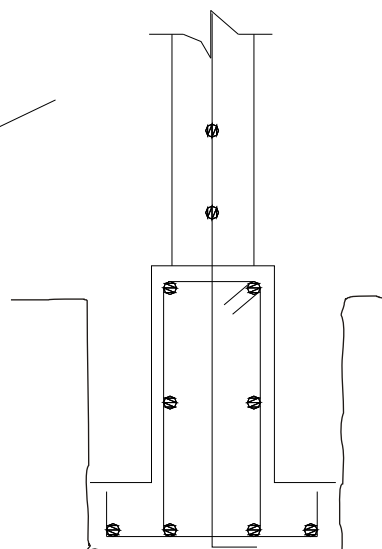
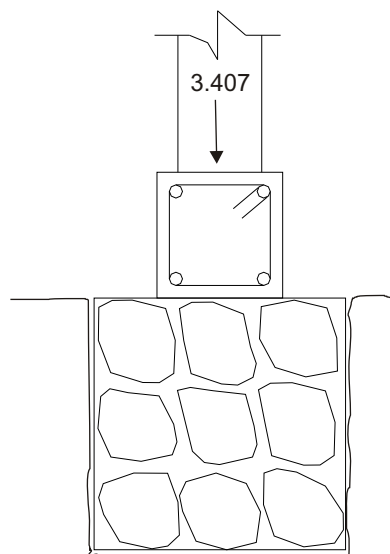
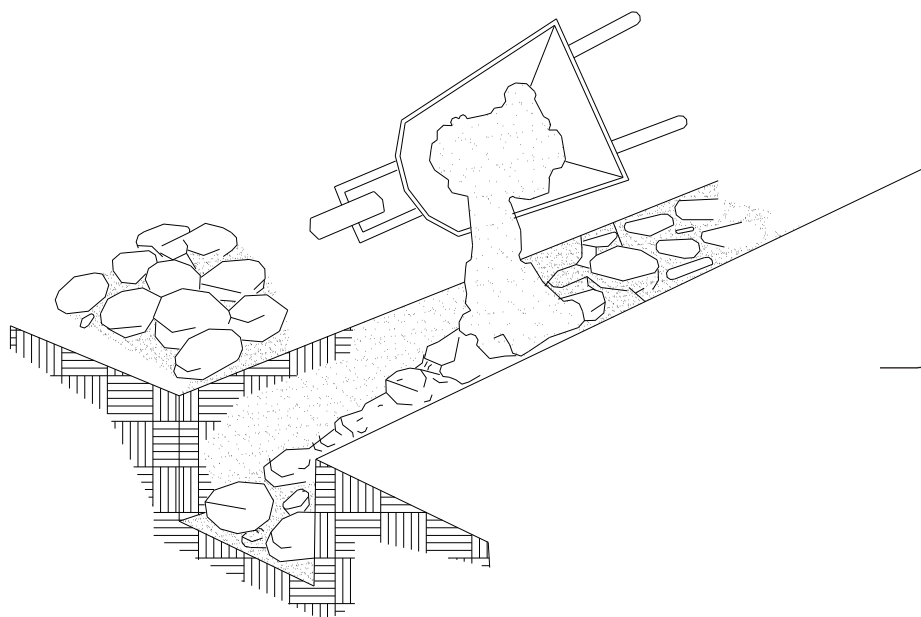
4.- Peso Total = 3.407 Kg.

Esta es menor que la capacidad de soporte, obtenida por la fórmula para una tapia interior.

$$Pt = Fr \times C \times Ft \times At$$

$$Pp = (0,60 \times 0,70 \times 35 \times 2.000) = 29.400 \text{ Kg/m} > 3.401 \text{ Kg}$$





Las cargas de la tapia 3407 Kg/m son absorbidas por las vigas de riostras, se estilan: sección de 0,30 x 0,30 con \varnothing ½ estribos de 3/8" cada 0,25.

El empuje del suelo contra las fundaciones de concreto ciclopeo es compensado por el peso de la tapia y la viga de riostra. Por lo tanto usaremos las dimensiones mínimas que recomienda la práctica constructiva.

La fundación corrida de concreto ciclopeo de 0,60 x 0,60, tiene una capacidad de soporte para un suelo de resistencia 1 Kg/cm de 6.000 Kg > 3.407 más el peso propio.

El concreto para el cimiento se prepara 1 parte de cemento y 10 de arena con piedra (grava) y las piedras grandes hasta de 20 cm.

Se puede sustituir las fundaciones de concreto ciclopeo por zapatas de fundación corrida.

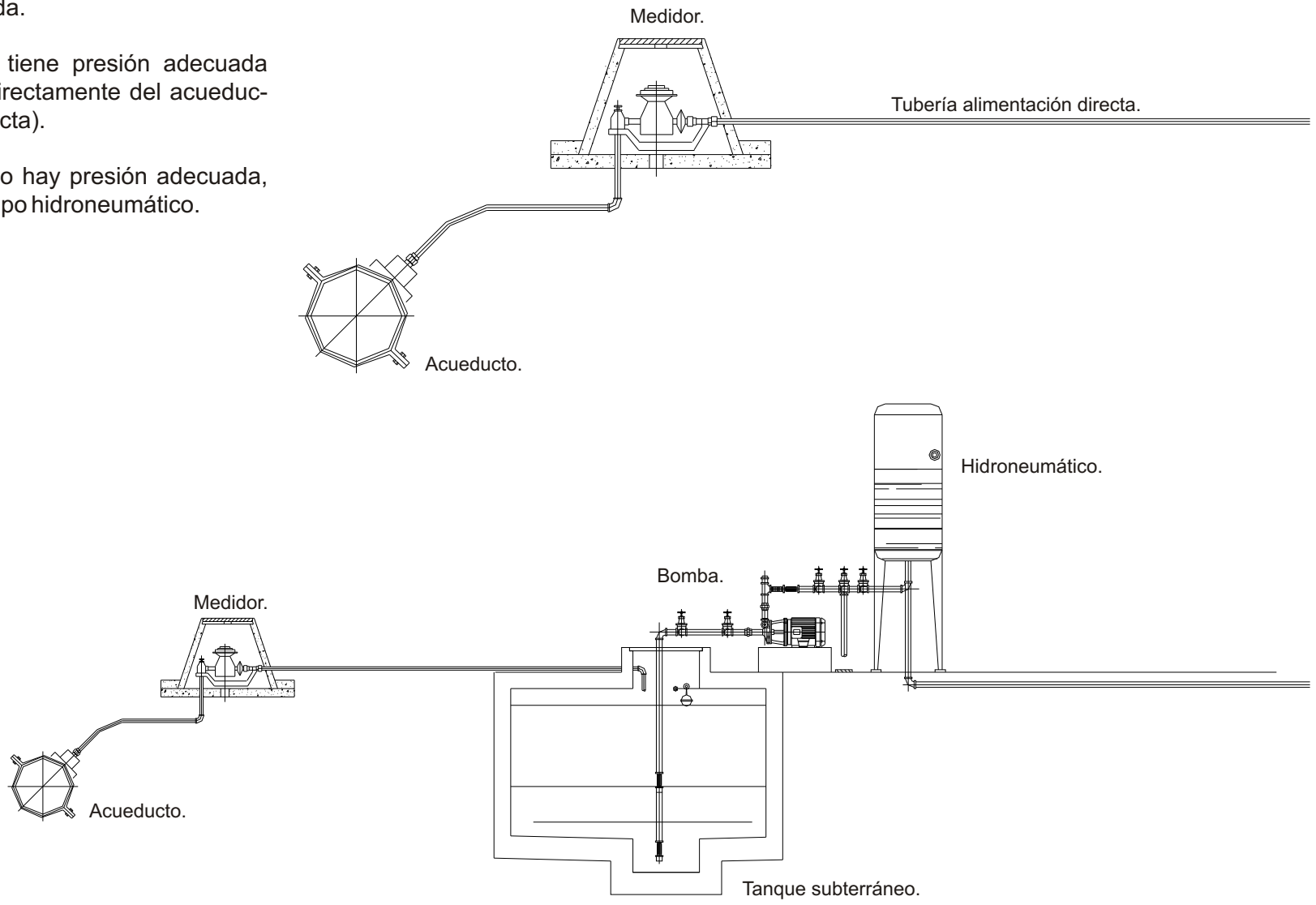
Instalaciones Sanitarias.

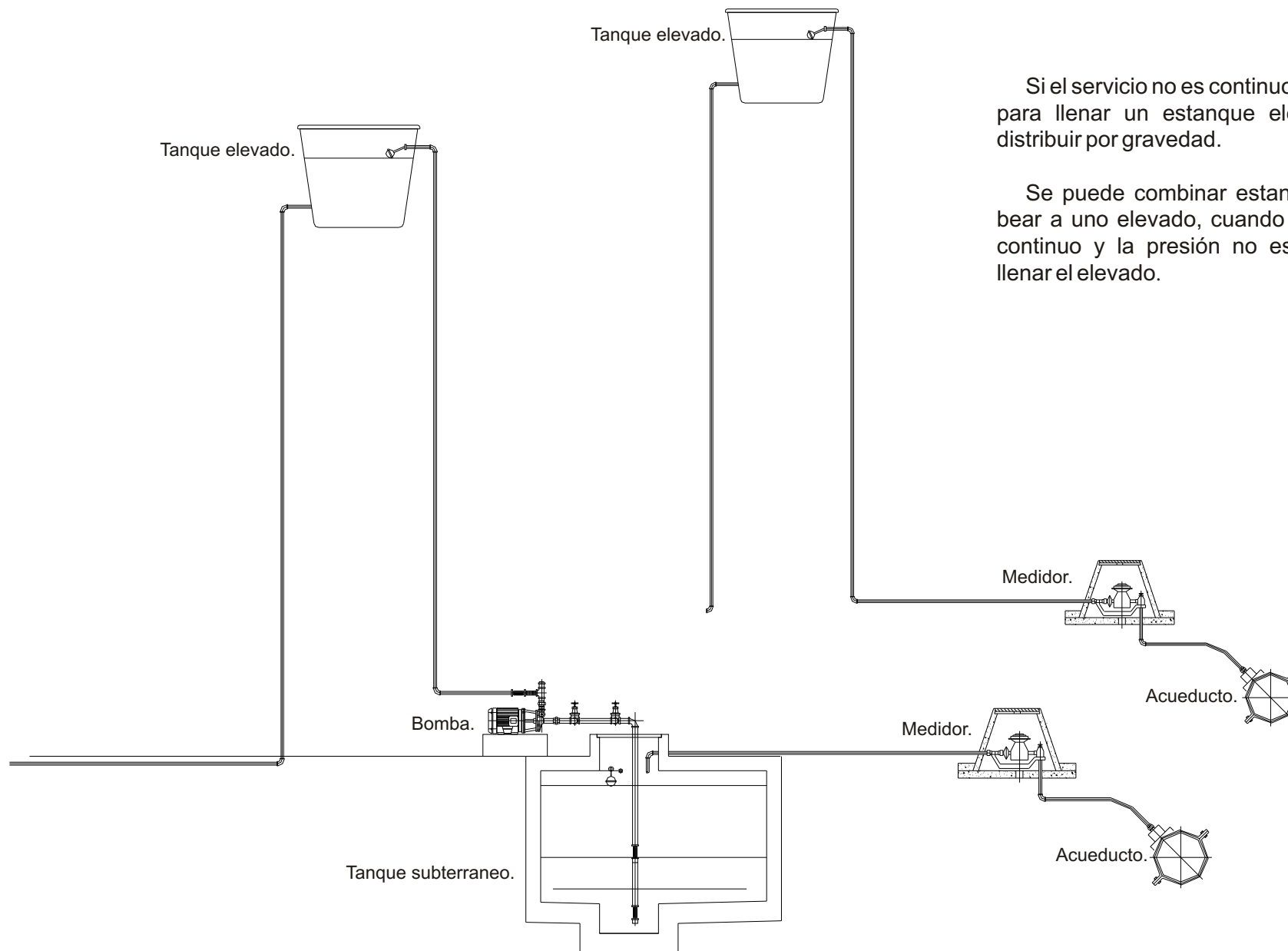
Aguas Blancas. Sistemas de Distribución.

Primero informese si el servicio es continuo y tiene presión adecuada.

Si es continuo y tiene presión adecuada puede alimentarse directamente del acueducto. (Alimentación Directa).

No es continuo, no hay presión adecuada, distribuya con un equipo hidroneumático.





Si el servicio no es continuo pero hay presión para llenar un estanque elevado se puede distribuir por gravedad.

Se puede combinar estanque bajo y bombear a uno elevado, cuando el servicio no es continuo y la presión no es adecuada para llenar el elevado.

Instalaciones Sanitarias.

Aguas Blancas. Dotación de Agua.

Calcule la dotación de agua y solicite la factibilidad de Servicio ante la empresa local del acueducto.

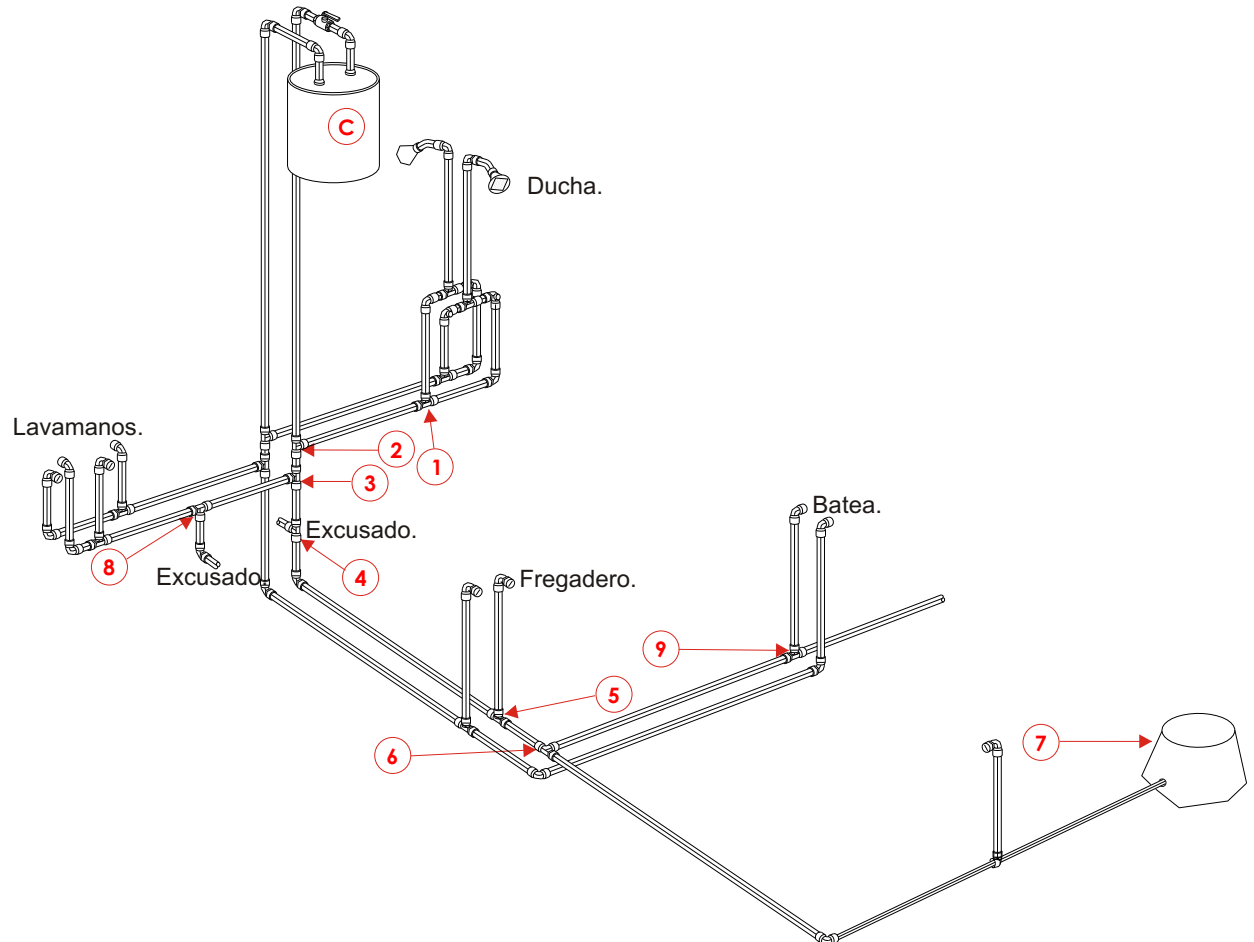
Para viviendas unifamiliares se calculará de acuerdo con el área de la parcela.

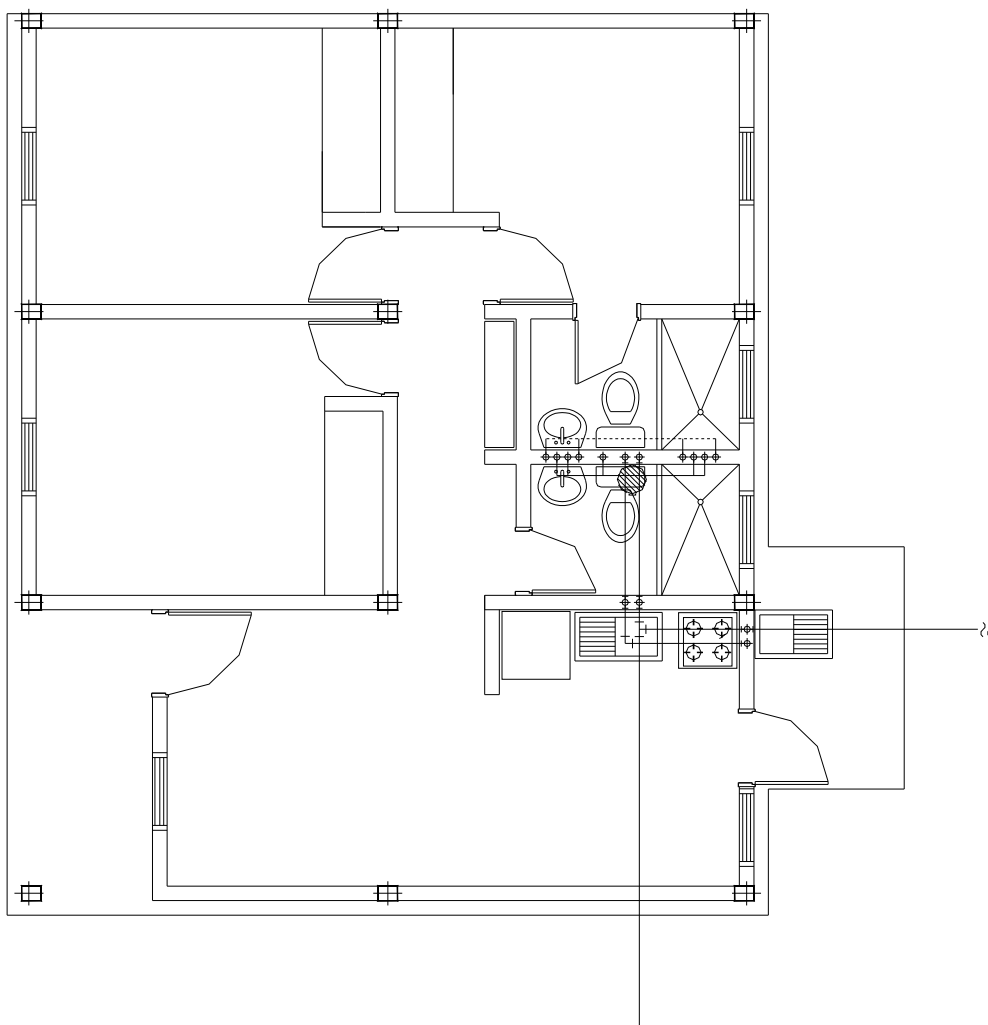
Unifamiliares.

Parcela hasta		Litros/día
200	m ²	1.500
200 a 300	m ²	1.700
300 a 400	m ²	1.900
400 a 500	m ²	2.100
500 a 600	m ²	2.200
600 a 700	m ²	2.300
700 a 800	m ²	2.400
800 a 900	m ²	2.500
900 a 1.000	m ²	2.600
1.000 a 1.200	m ²	2.800
1.200 a 1.400	m ²	3.000
1.400 a 1.700	m ²	3.400
1.700 a 2.000	m ²	3.800
2.000 a 2.500	m ²	4.500
2.500 a 3.000	m ²	5.000

Mayores a 3.000 m², un (1) litro por cada m² adicional.

Dibuje en isometría y planta la ruta mas corta de alimentación hasta la pieza más alejada. Para ordenar el proceso de cálculo, número desde la pieza más alejada, todos los cruces.





Ordene el proceso de cálculo, desde la pieza más alejada sumando los gastos por cada tramo.

Si empezamos por el calentador tramo C-2 y le sumamos las (2 duchas) del tramo 1-2, obtenemos el gasto 2-3; para obtener 3-4; le sumo un excusado y 2 lavamanos de 8-3 mas un excusado para el gasto 4-5; y el fregadero para 5-6; y al sumarle la batea del 9-6, determino el gasto total del tramo 6-7 o de aducción de la vivienda. No se consideró para el cálculo el punto de riego.

No todas las piezas funcionan simultaneamente ni gastan la misma cantidad de agua.

La tabla AB-1 nos da las unidades de gasto por pieza.

Las Tablas (AB-2 y AB-3 *pag. 196-197*) entrando con las unidades de gasto nos permiten determinar el gasto probable, el diámetro, la velocidad y las pérdidas por roce del agua por cada metro lineal de tubería.

Las perdidas por roce cambian de acuerdo al material de las tuberías, hierro galvanizado ó P.V.C.

Planta Aguas Blancas.

Instalaciones Sanitarias.

Aguas Blancas. Herramientas de Cálculo.

Tabla AB-1
Para el cálculo con tuberías de Hierro Galvanizado.

N° de Unidades de Gasto	Gasto "Q" Probable lts/seg	f Pulgs.	V mts/seg	J mts/seg	f Pulgs.	V mts/seg	J mts/seg	f Pulgs.	V mts/seg	J mts/seg	f Pulgs.	V mts/seg	J mts/seg
3	0,20	3/4"	0,71	0,05				1/2"	1,57	0,37			
4	0,26	3/4"	0,92	0,08							1/2"	2,05	0,61
5	0,38	1"	0,75	0,04	3/4"	1,34	0,17						
6	0,42	1"	0,83	0,05	3/4"	1,48	0,20						
7	0,46	1"	0,91	0,06				3/4"	1,63	0,24			
8	0,49	1 1/4"	0,62	0,02	1"	0,97	0,07	3/4"	1,73	0,27			
9	0,53	1 1/4"	0,67	0,03	1"	1,05	0,08	3/4"	1,87	0,31			
10	0,57	1 1/4"	0,72	0,03	1"	1,13	0,09				3/4"	2,01	0,36
12	0,63	1 1/4"	0,80	0,04	1"	1,25	0,10				3/4"	2,23	0,43
14	0,70	1 1/2"	0,61	0,02	1 1/4"	0,88	0,04	1"	1,38	0,13			
16	0,76	1 1/2"	0,67	0,02	1 1/4"	0,96	0,05	1"	1,50	0,15			
18	0,83	1 1/2"	0,73	0,02	1 1/4"	1,05	0,06	1"	1,64	0,18			
20	0,89	1 1/2"	0,78	0,03	1 1/4"	1,13	0,07	1"	1,76	0,20			
22	0,96	1 1/2"	0,84	0,03	1 1/4"	1,21	0,08	1"	1,90	0,23			
24	1,04	1 1/2"	0,91	0,04	1 1/4"	1,31	0,09				1"	2,06	0,27
26	1,11	1 1/2"	0,97	0,04	1 1/4"	1,40	0,10				1"	2,19	0,30
28	1,19	2"	0,60	0,01	1 1/2"	1,04	0,05	1 1/4"	1,50	0,12			
30	1,26	2"	0,62	0,01	1 1/2"	1,11	0,05	1 1/4"	1,59	0,13			
32	1,31	2"	0,65	0,01	1 1/2"	1,15	0,06	1 1/4"	1,66	0,14			
34	1,36	2"	0,67	0,02	1 1/2"	1,19	0,07	1 1/4"	1,72	0,14			
36	1,42	2"	0,70	0,02	1 1/2"	1,25	0,07	1 1/4"	1,80	0,16			
38	1,46	2"	0,72	0,02	1 1/2"	1,28	0,08	1 1/4"	1,85	0,17			
40	1,52	2"	0,75	0,02	1 1/2"	1,33	0,08	1 1/4"	1,92	0,18			
42	1,58	2"	0,78	0,02	1 1/2"	1,39	0,09				1 1/4"	2,00	0,20
44	1,63	2"	0,80	0,02	1 1/2"	1,43	0,09				1 1/4"	2,06	0,21
46	1,69	2"	0,83	0,02	1 1/2"	1,48					1 1/4"	2,14	0,22
48	1,74	2"	0,83	0,02				1 1/2"	1,53	0,10			
50	1,80	2"	0,89	0,02				1 1/2"	1,58	0,10			

Instalaciones Sanitarias.

Aguas Blancas. Herramientas de Cálculo.

Tabla AB-2
Para el cálculo con tuberías de Plástico P.V.C.

N° de Unidades de Gasto	Gasto "Q" Probable lts/seg	f Pulgs	V mts/seg	J mts/seg	f Pulgs	V mts/seg	J mts/seg	f Pulgs	V mts/seg	J mts/seg	f Pulgs	V mts/seg	J mts/seg
3	0,20	3/4"	0,71	0,04				1/2"	1,57	0,28			
4	0,26	3/4"	0,92	0,06							1/2"	2,05	0,46
5	0,38	1"	0,75	0,03	3/4"	1,34	0,13						
6	0,42	1"	0,83	0,04	3/4"	1,48	0,15						
7	0,46	1"	0,91	0,04				3/4"	1,63	0,18			
8	0,49	1 1/4"	0,62	0,02	1"	0,97	0,05	3/4"	1,73	0,20			
9	0,53	1 1/4"	0,67	0,02	1"	1,05	0,06	3/4"	1,87	0,24			
10	0,57	1 1/4"	0,72	0,02	1"	1,13	0,07				3/4"	2,01	0,27
12	0,63	1 1/4"	0,8	0,03	1"	1,25	0,08				3/4"	2,23	0,33
14	0,70	1 1/2"	0,61	0,01	1 1/4"	0,88	0,03	1"	1,38	0,10			
16	0,76	1 1/2"	0,67	0,02	1 1/4"	0,96	0,04	1"	1,50	0,11			
18	0,83	1 1/2"	0,73	0,02	1 1/4"	1,05	0,05	1"	1,64	0,13			
20	0,89	1 1/2"	0,78	0,02	1 1/4"	1,13	0,05	1"	1,76	0,15			
22	0,96	1 1/2"	0,84	0,02	1 1/4"	1,21	0,06	1"	1,90	0,17			
24	1,04	1 1/2"	0,91	0,03	1 1/4"	1,31	0,07				1"	2,06	0,20
26	1,11	1 1/2"	0,97	0,03	1 1/4"	1,40	0,08				1"	2,19	0,23
28	1,19	2"	0,6	0,01	1 1/2"	1,04	0,04	1 1/4"	1,50	0,09	1"	2,35	0,26
30	1,26	2"	0,62	0,01	1 1/2"	1,11	0,04	1 1/4"	1,59	0,10	1"	2,49	0,29
32	1,31	2"	0,65	0,01	1 1/2"	1,15	0,04	1 1/4"	1,66	0,10			
34	1,36	2"	0,67	0,01	1 1/2"	1,19	0,05	1 1/4"	1,72	0,11			
36	1,42	2"	0,7	0,01	1 1/2"	1,25	0,05	1 1/4"	1,80	0,11			
38	1,46	2"	0,72	0,01	1 1/2"	1,28	0,05	1 1/4"	1,85	0,13			
40	1,52	2"	0,75	0,01	1 1/2"	1,33	0,06	1 1/4"	1,92	0,14			
42	1,58	2"	0,78	0,02	1 1/2"	1,39	0,06				1 1/4"	2,00	0,15
44	1,63	2"	0,8	0,02	1 1/2"	1,43	0,06				1 1/4"	2,06	0,16
46	1,69	2"	0,83	0,02	1 1/2"	1,48	0,07				1 1/4"	2,14	0,17
48	1,74	2"	0,86	0,02				1 1/2"	1,53	0,07			
50	1,80	2"	0,89	0,02				1 1/2"	1,58	0,08			

Instalaciones Sanitarias.

Aguas Blancas.

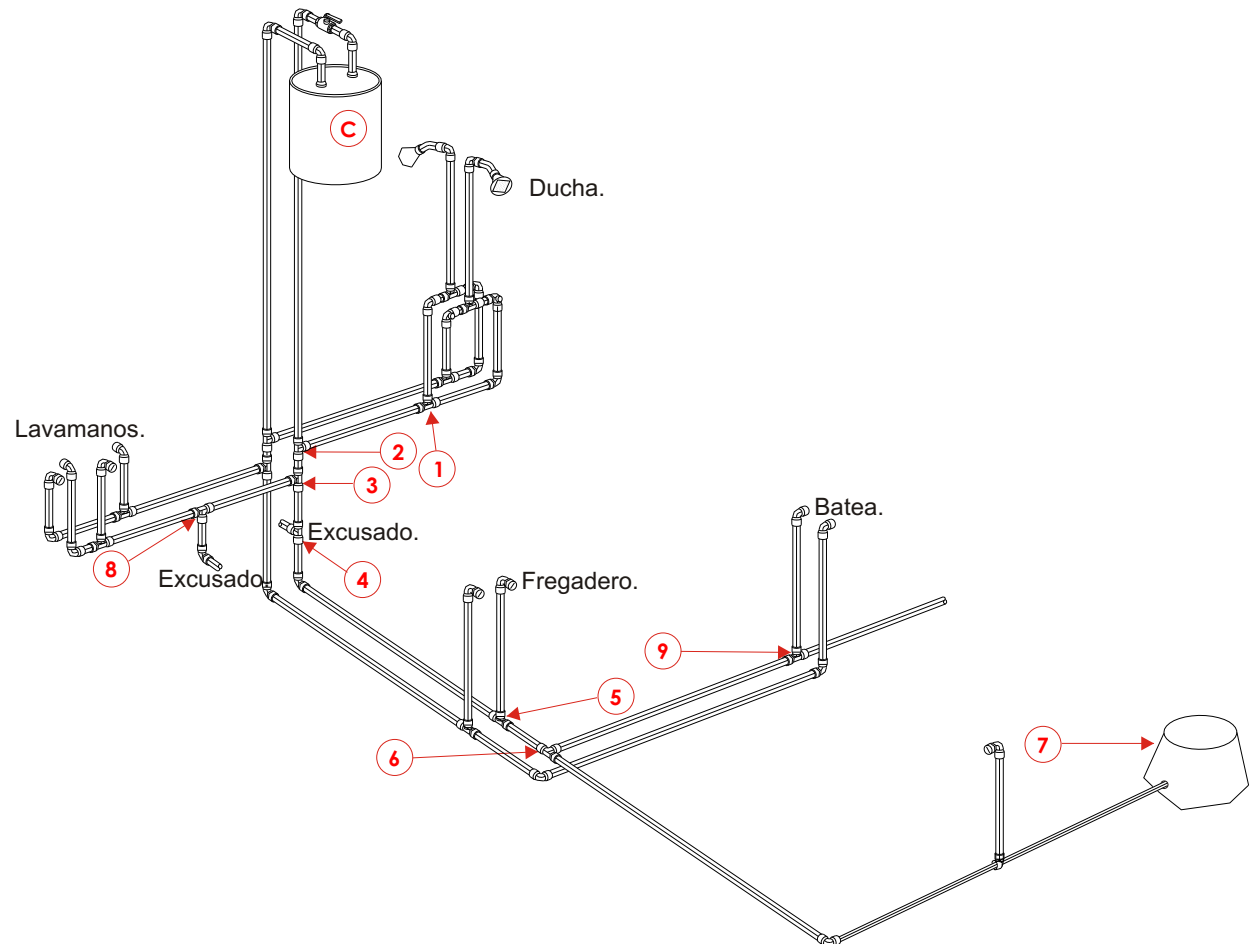
Cálculo de Distribución por Alimentación Directa.

El tramo C-2, alimentar al calentador de agua para 2 duchas, 2 lavamanos, 1 fregadero y 1 batea, si empleo tubería P.V.C. para agua caliente, utilizo la tabla para el cálculo de tubería de distribución de P.V.C. (Tabla AB-2 pág. 197), excu-sado de tanque, coeficiente de rugosidad 140 y la de unidades de gasto por pieza sanitaria (Tabla AB-3 pág. 199).

Lleno las hojas de cálculo:
Tramo C-2(agua caliente)

Piezas	Según la tabla AB-3
2 Duchas	2 x 1,50 = 3,00
2 Lavamanos	2 x 0,75 = 1,50
1 Fregadero	2,00
1 Batea	2,00
	Suman: 8,50 Ug

Con la (Tabla AB-2 pág. 197) tengo para 9,0 unidades de gasto tres soluciones:
Tubería 1 1/4", 1" y 3/4", me decidí por la de 1" el agua correrá a una velocidad (V) de 1,05 m/seg con una pérdida (J) de presión de 0,06 metros por cada metro de tubería con un gasto probable de 0,53 litros por segundo, y voy reflejando estos valores en la hoja de cálculo, de acuerdo a la ruta trazada, C-2; 1-2; 2-3; 8-3; 3-4; 4-5; 5-6 y 6-7.



Cálculo de Unidades de Gasto, Gasto Probable, Diámetro, Velocidad y Perdidas.

Tabla AB-3
Cálculo de Unidades de Gasto por Pieza.

Pieza	Agua		
	Fría	Caliente	Presión de salida
Lavamanos	0,75	0,75	2,00 m.
Ducha	1,50	1,50	1,50 m.
Excusado	3,00		2,00 m.
Batea	2,00	2,00	2,00 m.
Fregadero	2,00	2,00	2,00 m.
Lavadora	3,00	3,00	3,50 m.
Bidet	0,75	0,75	3,00 m.
Excusado con valvula	6,00		6,00 m y ó 10,00 m.
Lavamopas	1,50		2,00 m.
Urinario	3,00		2,00 m.
Urinario con valvula	5,00		7,00 m y ó 14,00 m.

Tramo tubería		Pieza Sanitarias	Suma de Gasto	Gasto Q Probable	Diámetro (PLGS)	Velocidad V (M/S)	Perdidas J (M/M)
	F C						
C_2		C	2 Duchas	3,00			
		C	2 Lavamanos	1,50			
		C	1 Fregadero	2,00			
		C	1 Batea	2,00			
			Suman	8,50	0,53	1"	1,05
1_2	F		2 Duchas	3,00			
			Suman	3,00	0,20	3/4"	0,71
2_3			1_2	3,00			
			C_2	8,50			
			Suman	11,50	0,63	1"	1,25
8_3	F		2 Lavamanos	1,50			
			1 Excusado	3,00			
			Suman	4,50	0,38	3/4"	1,34
3_4			8_3	4,50			
			2_3	11,50			
			Suman	16,00	0,76	1"	1,50
4_5	F		3_4	16,00			
			1 Excusado	3,00			
			Suman	19,00	0,89	1 1/2"	0,78
5_6	F		4_5	19,00			
			1 Fregadero	2,00			
			Suman	21,00	0,96	1 1/2"	0,84
6_7	F		5_6	21,00			
			1 Batea	2,00			
			Suman	23,00	1,04	1 1/2"	0,91

Determinamos las pérdidas de carga por roce del agua con las paredes de las tuberías de distribución a la pieza más alejada. Empezando por el tramo 6-7 y siguiendo con 5-6; 4-5; 3-4; 2-3; C-2 y para el tramo de tubería de agua caliente desde el calentador hasta la regadera es usual asumir 2,00 m.

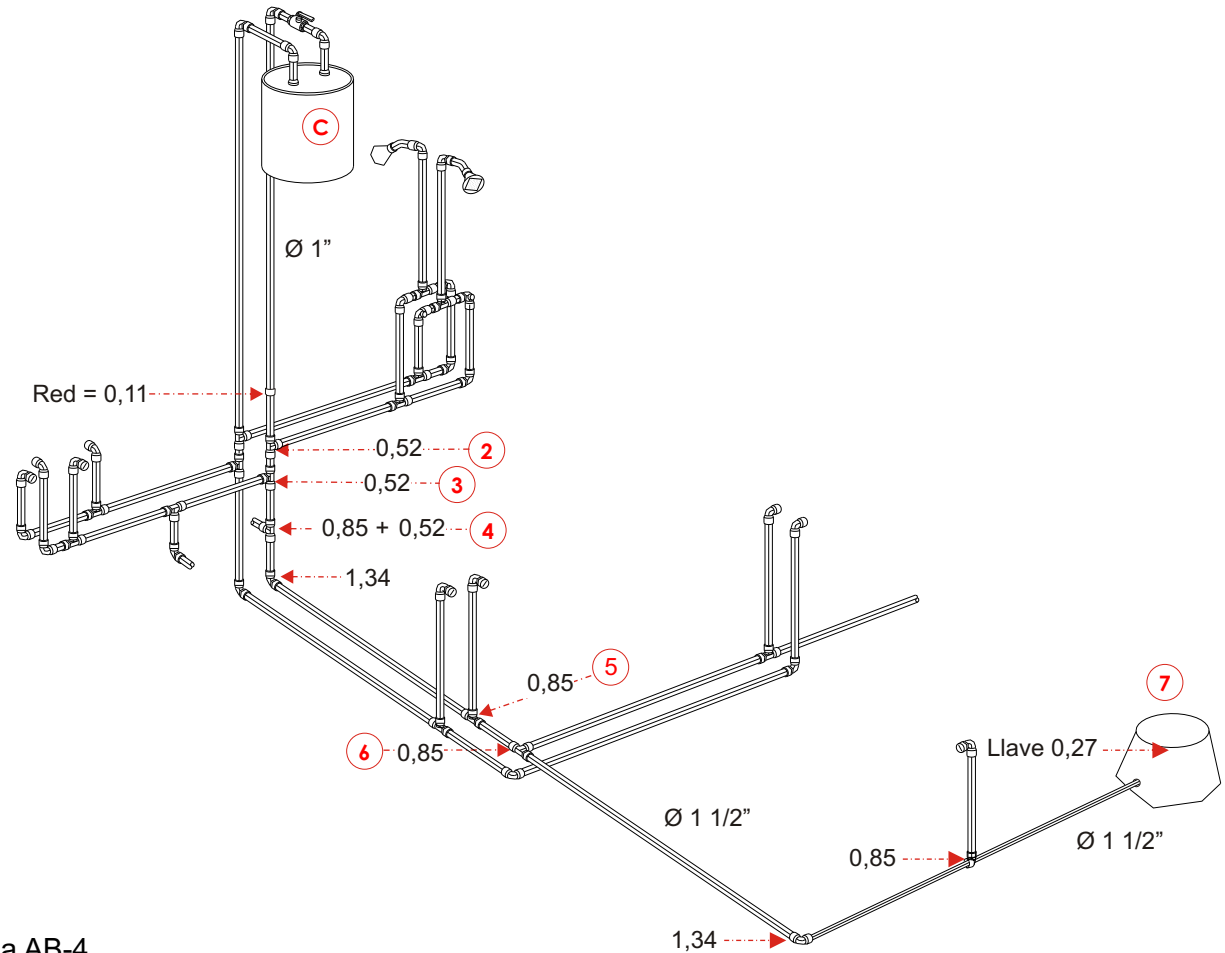


Tabla AB-4
Longitud (m) Equivalente a Tubo del Mismo Diámetro.

Pieza	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	2 1/2"	3"	4"
Codo 45°	0,20	0,30	0,40	0,60	0,80	0,90	1,00	1,50
Válvula de Retención	1,25	1,75	2,00	3,50	4,50	5,00	6,00	8,00
Llave de Compuerta Abierta	0,11	0,15	0,16	0,27	0,37	0,43	0,52	0,74
Codo 90°	0,46	0,64	0,85	1,34	1,68	2,14	2,47	3,46
Tee Normal	0,34	0,40	0,52	0,85	1,07	1,31	1,56	2,14

Instalaciones Sanitarias.

Aguas Blancas.

Cálculo de Distribución con Sistema Hidroneumático.

Trasladamos los valores obtenidos para cada tramo. (gasto probable, diámetro, velocidad y pérdida), agregamos las longitudes de cada tramo medidas en el plano y la suma de las longitudes equivalentes por conexiones de la (Tabla AB-4 pag. 200)

Ejemplo en el tramo 6-7:

Gasto Probable	1,04 lts/seg
Diámetro	1 1/2"
Velocidad	0,91 mts/seg
Perdida	0,03 m x m
Longitud del tramo	18,50 m
Longitud por conexión	3,31 m

Tramo	Conexión	Unidades
6_7	1 llave 1 1/2"	0,27
	1 codo 1 1/2"	1,34
	2 tee 1 1/2"	1,70
		3,31
5_6	1 tee 1 1/2"	0,85
4_5	1 tee 1 1/2"	0,85
	1 codo 1 1/2"	1,34
		2,19
3_4	1 red 1 1/2 - 1"	0,52
	1 tee 1"	0,52
		1,04
2_3	1 tee 1"	0,52
1_2	1 tee 1"	0,52
perdida hasta regadera es usual		2,00

Al sumar $18,50 + 3,31 = 21,81$ m. estoy determinando la longitud de la tubería, la real mas la equivalente por cada conexión, al multiplicar por $J = 0,03$ determino la pérdida de presión en el primer tramo, (0,65) metros.

Las Normas Sanitarias establecen que la presión de suministro del acueducto a la salida del medidor es $H = 10$ m. Si le resto $(10,00 - 0,65) = 9,35$ m es la presión para el siguiente tramo, $(9,35 - 0,02 = 9,33)$; $(9,33 - 0,08 = 9,25)$; $(9,25 - 0,14 = 9,11)$; $(9,11 - 0,06 = 9,05)$; $(9,05 - 0,11 = 8,94)$; $(8,94 - 2,00 = 6,84)$

La presión 6,84 es la disponible en la ducha mas alejada, si le descontamos la altura de la regadera 2,00 me da la presión de salida $(6,84 - 2,00 = 4,84$ m.) que es superior a 1,50 que la establecida por norma para las duchas.

Es usual en viviendas de pequeño formato hacer la distribución con tubería de $\frac{3}{4}$; luce lógica la decisión, si partimos que es poco probable que se usen simultáneamente: 1 W.C., 1 Ducha, 1 Fregadero, 1 Batea, que suman 9,00 unidades, equivalente a 0,53 L/s, velocidad de 1,87 m/s y una pérdida $J = 0,24$

Cálculo de Aguas Blancas.

Tramos	Gasto Probable	Diámetro Pulgadas	Velocidad V (M/S)	Perdidas J (M/M)	Longitud Real	Longitud Por Conexión	Longitud Total	J x L (metros)	H (metros)	H (J x L) (metros)	cota Piso	Presión Disponible
6_7	1,04	1 1/2"	0,91	0,03	18,50	3,31	21,81	0,65	10,00	9,35	0,00	9,35
5_6	0,96	1 1/2"	0,84	0,02	0,30	0,85	1,15	0,02	9,35	9,33	0,00	9,33
4_5	0,89	1 1/2"	0,78	0,02	1,70	2,19	3,89	0,08	9,33	9,25	0,00	9,25
3_4	0,76	1"	1,50	0,11	0,20	1,04	1,24	0,14	9,25	9,11	0,00	9,11
2_3	0,63	1"	1,25	0,08	0,20	0,52	0,72	0,06	9,11	9,05	0,00	9,05
C_2	0,53	1"	1,05	0,06	1,30	0,52	1,82	0,11	9,05	8,94	0,00	8,94
a ducha								2,00	8,94	6,94	0,00	6,94
								suman	3,06			

Instalaciones Sanitarias.

Aguas Blancas.

Cálculo de Distribución con Sistema Hidroneumático.

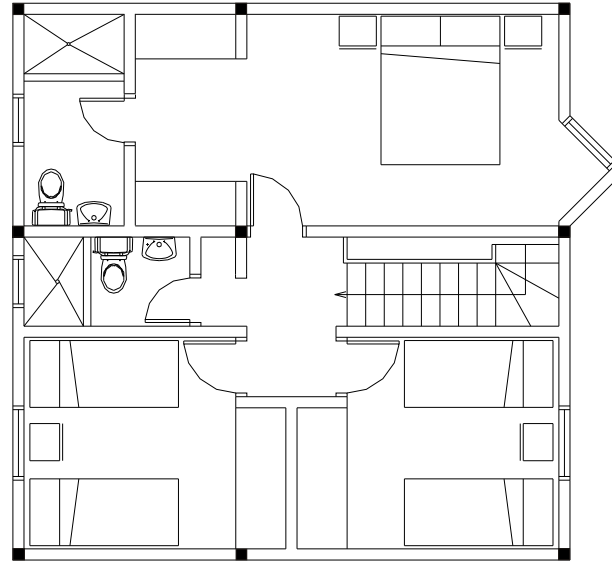
Vivienda de 2 plantas con sistema hidroneumático.

Dotación de Agua.

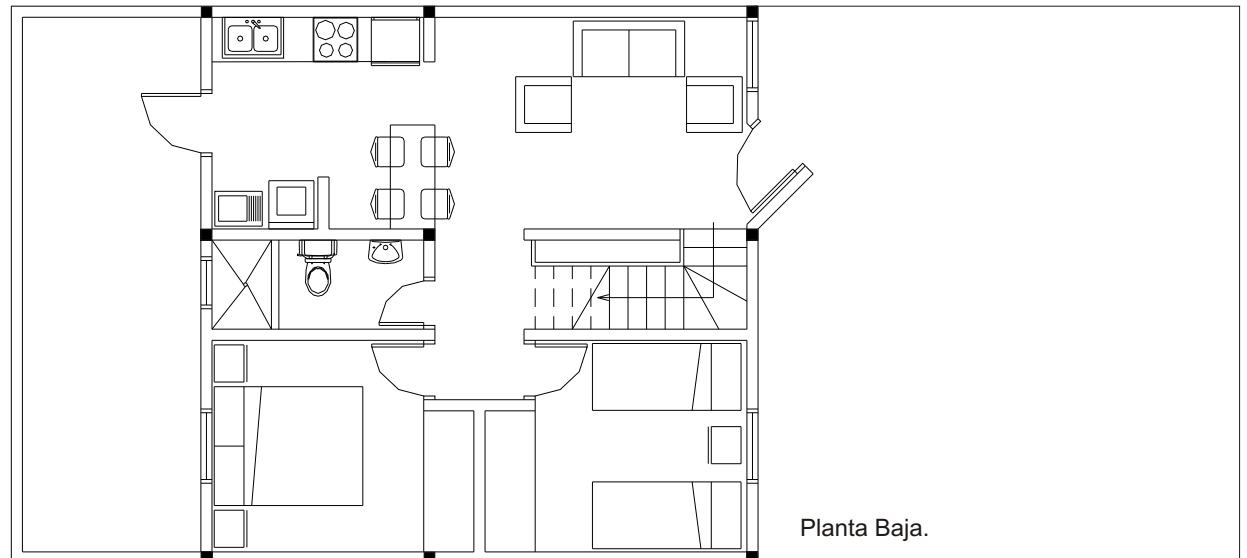
Área de parcela menor a 200 m^2 1.500 lts/día

Clase de tubería: Hierro Galvanizado.

Estanque subterráneo con capacidad según las normas sanitarias, igual o mayor a la dotación de agua.

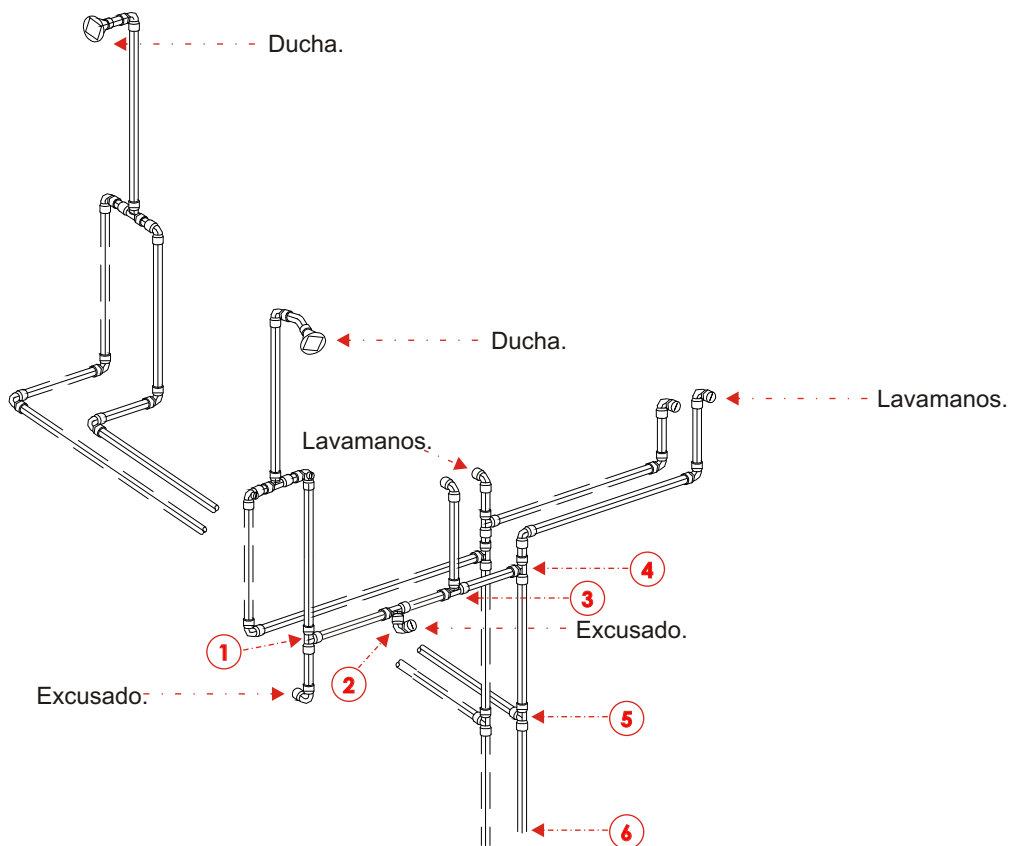
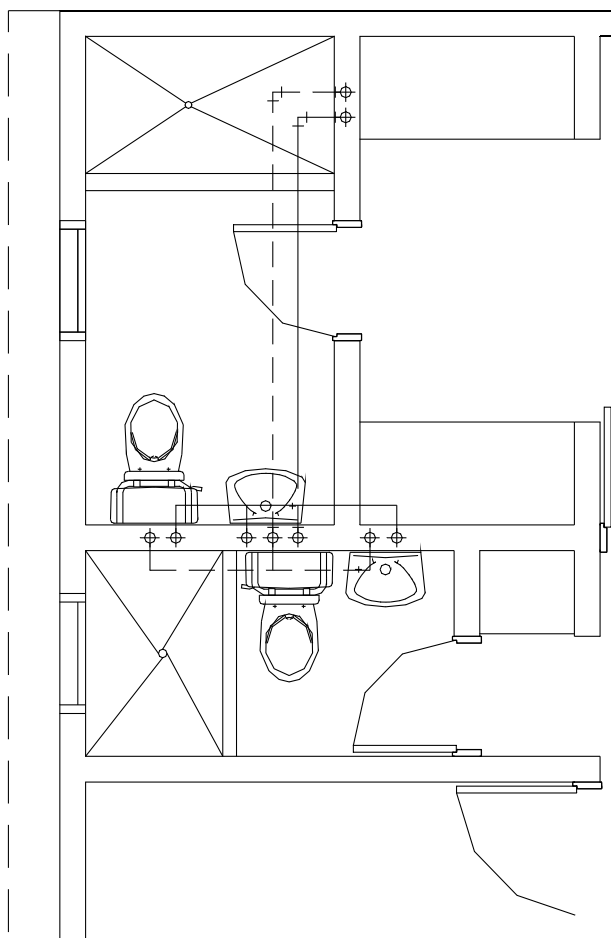


Planta Alta.



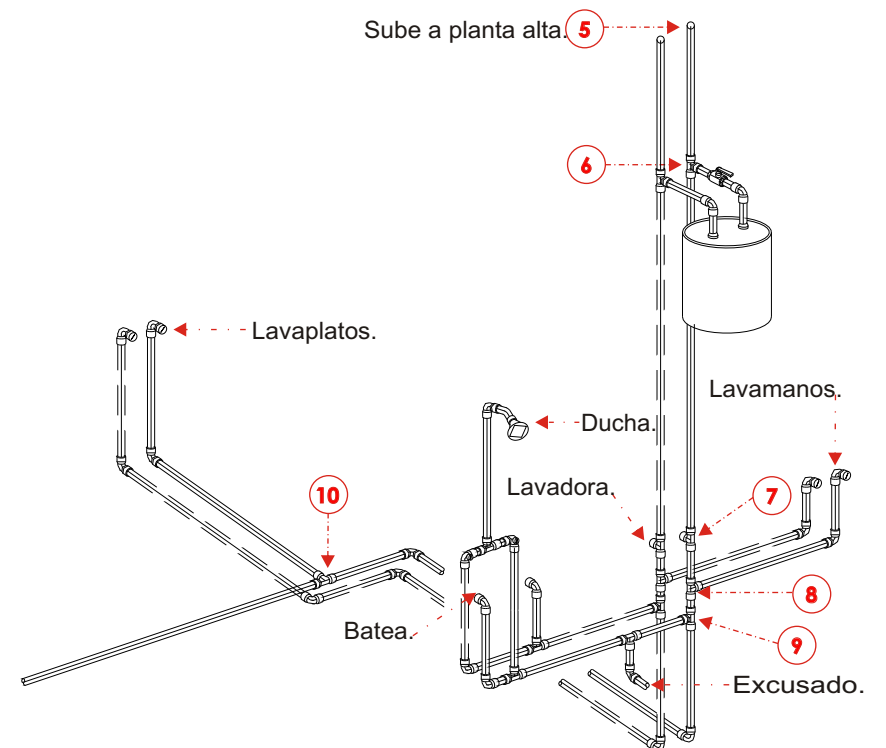
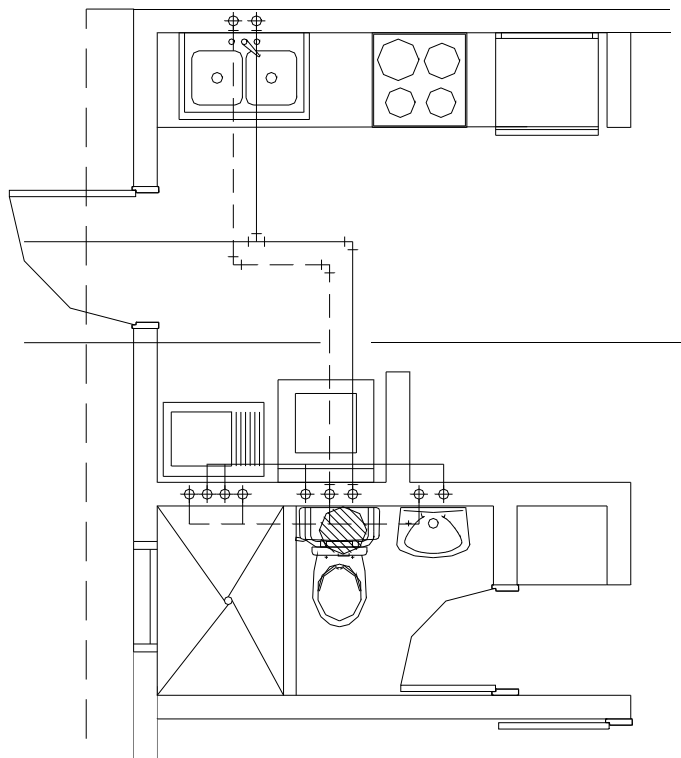
Planta Baja.

Al gasto de la ducha y el excusado del tramo 1-2; se le suma otro excusado para obtener 2-3; un lavamanos para obtener 3-4 y el otro lavamanos para 4-5; la ducha para 5-6.



En 6 hay que alimentar al calentador (3 duchas + 3 lavamanos + 1 batea + 1 lavadora + 1 fregadero son 11,50 unidades) que sumamos a 5-6; para obtener el gasto de 6-7; la lavadora para 7-8; lavamanos para 8-9; batea y ducha para 9-10; y el fregadero para el gasto total 10-11.

Tubería (HG) hierro galvanizado tabla (AB-2)



Instalaciones Sanitarias.

Aguas Blancas.

Cálculo de Distribución con Sistema Hidroneumático.

Cálculo de Unidades de Gasto, Gasto Probable, Diámetro, Velocidad y Perdidas.

Tramo tubería	Pieza		Suma de Gasto	Gasto Q Probable	Diámetro (PLGS)	Velocidad V (M/S)	Perdidas J (M/M)
	F	C					
1_2	F	Ducha	1,50				
		Excusado	3,00				
		Suman	4,50	0,38	3/4"	1,34	0,17
2_3	F	1_2	4,50				
		Excusado	3,00				
		Suman	7,50	0,49	3/4"	1,73	0,27
3_4	F	2_3	7,50				
		Lavamanos	0,75				
		Suman	8,25	0,49	3/4"	1,73	0,27
4_5	F	3_4	8,25				
		Lavamanos	0,75				
		Suman	9,00	0,53	1"	1,05	0,08
5_6	F	4_5	9,00				
		Ducha	1,50				
		Suman	10,50	0,57	1"	1,13	0,09
6_7	C	5_6	10,50				
		3 Duchas	4,50				
		3 Lavamanos	2,25				
		1 Batea	2,00				
		1 Lavadora	3,00				
		1 Fregadero	2,00				
Suman	24,25	1,04	1 1/2"	0,91	0,04		
7_8	F	6_7	24,25				
		Lavadora	3,00				
		Suman	27,25	1,19	1 1/2"	1,04	0,05
8_9	F	7_8	27,25				
		Lavamanos	0,75				
		Suman	28,00	1,19	1 1/2"	1,04	0,05
9_10	F	8_9	28,00				
		Batea	2,00				
		Ducha	1,50				
Suman	31,50	1,26	1 1/2"	1,11	0,05		
10_11	F	9_10	31,50				
		Fregadero	2,00				
		Suman	33,50	1,36	1 1/2"	1,19	0,06

Tabla AB-3

Cálculo de Unidades de Gasto por Pieza.

Pieza	Agua		
	Fría	Caliente	Presión de salida
Lavamanos	0,75	0,75	2,00 m.
Ducha	1,50	1,50	1,50 m.
Excusado	3,00		2,00 m.
Batea	2,00	2,00	2,00 m.
Fregadero	2,00	2,00	2,00 m.
Lavadora	3,00	3,00	3,50 m.
Bidet	0,75	0,75	3,00 m.
Excusado con valvula	6,00		6,00 m y ó 10,00 m.
Lavamopas	1,50		2,00 m.
Urinario	3,00		2,00 m.
Urinario con valvula	5,00		7,00 m y ó 14,00 m.

Instalaciones Sanitarias.

Aguas Blancas.

Cálculo de Distribución con Sistema Hidroneumático.

Trasladamos los valores obtenidos para cada tramo. (gasto probable, diámetro, velocidad y pérdida), agregamos las longitudes de cada tramo medidas en el plano y la suma de las longitudes equivalentes por conexiones de la (tabla AB-4 *pág. 206*).

Ejemplo en el tramo 10 - 11:

Gasto Probable 1,36 lts/seg
 Diámetro 1 1/2"
 Velocidad 1,19 mts/seg
 Pérdida 0,06 m x m
 Longitud del tramo 7,50 m
 Longitud por conexión 3,80 m (ver cuadro).

Al sumar $7,50 + 3,80 = 11,30$ m. estoy determinando la longitud de la tubería, la real más la equivalente por cada conexión, al multiplicar por $J = 0,06$ determino la pérdida de presión en el primer tramo, (0,68) metros.

En el cálculo del Hidroneumático que está al pasar la hoja, la presión máxima a la salida $H = 29,77$ m. Si le resto $(29,77 - 0,68) = 29,09$ m es la presión para el siguiente tramo,
 $(29,09 - 0,30 = 29,03)$; $(29,03 - 0,06 = 28,97)$;
 $(28,97 - 0,06 = 28,91)$; $(28,91 - 0,08 = 28,83)$;
 $(28,83 - 0,17 = 28,66)$; $(28,66 - 0,07 = 28,59)$;
 $(28,59 - 0,26 = 28,33)$; $(28,33 - 0,19 = 28,14)$;
 $(28,14 - 0,15 = 27,99)$; $(27,99 - 2,00 = 25,99)$;
 $(25,99 - 2,60 = 23,33)$ donde 2,60 es la cota del segundo piso.

La presión 23,33 es la disponible en la ducha más alejada, si le descontamos la altura de la regadera $2,00 + 14,00$ de presión diferencial entre el arranque y parada de la bomba = 16,00. presión de salida $(23,33 - 16,00 = 7,33$ m.) que es superior a 1,50 que la establecida por norma para las duchas.

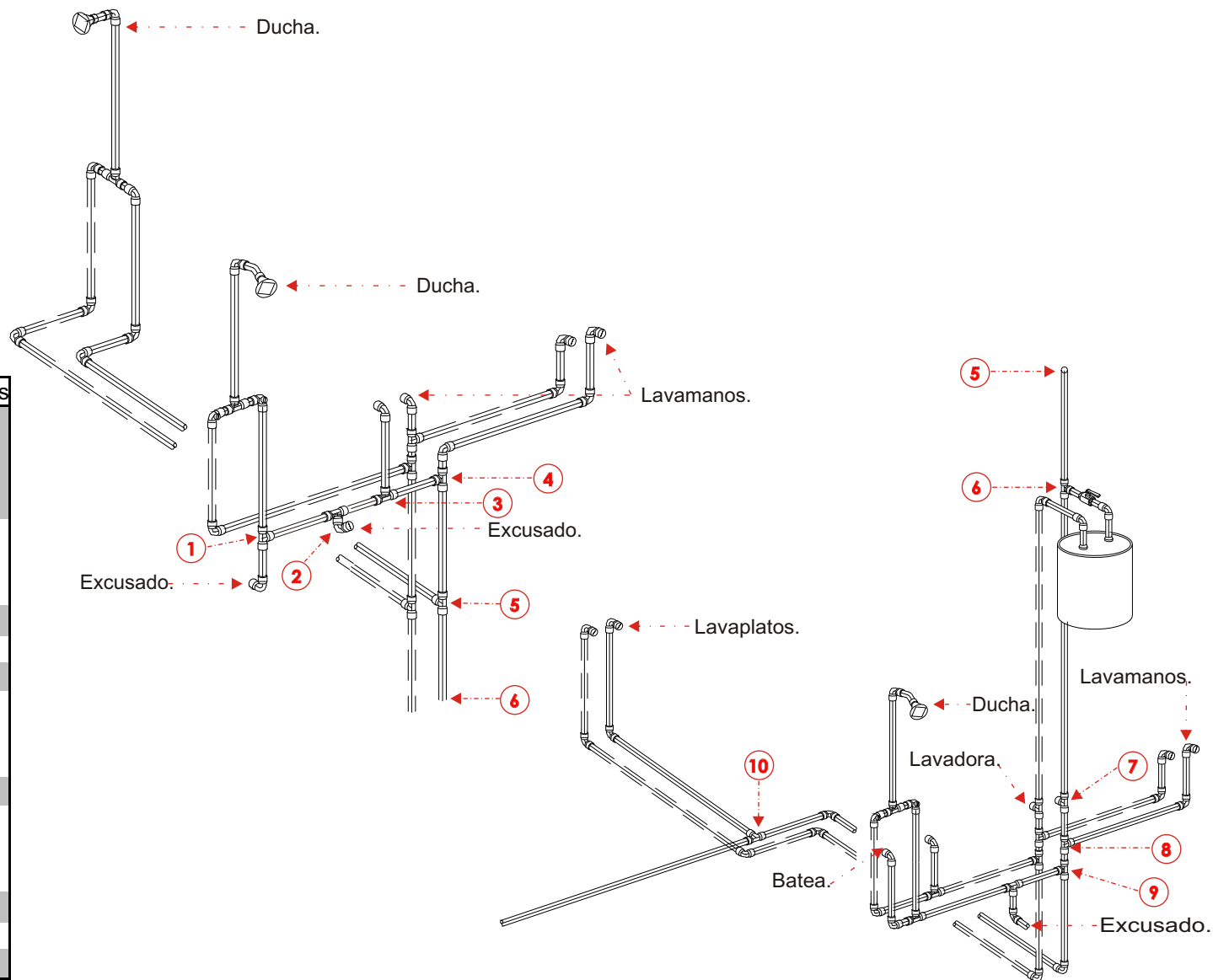
Es usual en viviendas de mediano formato iniciar la distribución con tubería de 1"; luce lógica la decisión, si partimos que es poco probable que se usen simultáneamente: 1 W.C., 1 Ducha, 1 Fregadero, 1 Batea, que suman 9,00 unidades, equivalente a 0,53 L/s, velocidad de 1,05 m/s y una pérdida $J = 0,08$ m/m.

Cálculo de Aguas Blancas.

Tramos	Gasto Probable	Diámetro Pulgadas	Velocidad V (m/s)	Perdidas J (m/m)	Longitud Real	Longitud Por Conexión	Longitud Total	J x L (metros)	H (metros)	H (J x L) (metros)	Cota Piso	Presión Disponible
10_11	1,36	1 1/2"	1,19	0,06	7,50	3,80	11,30	0,68	29,77	29,09	0,00	29,09
9_10	1,26	1 1/2"	1,11	0,05	2,50	3,53	6,03	0,30	29,09	29,03	0,00	29,03
8_9	1,19	1 1/2"	1,04	0,05	0,30	0,85	1,15	0,06	29,03	28,97	0,00	28,97
7_8	1,19	1 1/2"	1,04	0,05	0,30	0,85	1,15	0,06	29,97	28,91	0,00	28,91
6_7	1,04	1 1/2"	0,91	0,04	1,20	0,85	2,05	0,08	28,91	28,83	0,00	28,83
5_6	0,57	1"	1,13	0,09	0,80	1,04	1,84	0,17	28,83	28,66	2,60	26,06
4_5	0,53	1"	1,01	0,08	0,30	0,52	0,82	0,07	28,66	28,59	2,60	25,99
3_4	0,49	3/4"	1,73	0,27	0,30	0,67	0,97	0,26	28,59	28,33	2,60	25,73
2_3	0,43	3/4"	1,73	0,27	0,30	0,40	0,70	0,19	28,33	28,14	2,60	25,54
1_2	0,38	3/4"	1,34	0,17	0,50	0,40	0,90	0,15	28,14	27,99	2,60	25,39
Regadera								2,00	27,99	25,99	2,60	23,33
							suman	4,02				

Aguas Blancas. Cálculo de Distribución con Sistema Hidroneumático.

Tramo	Conexión	Unidades
10_11	llave 1 1/2"	0,27
	2 codos 1 1/2"	2,68
	1 tee 1 1/2"	0,85
		3,80
9_10	2 codos 1 1/2"	2,68
	1 tee 1 1/2"	0,85
		3,53
8_9	1 tee 1 1/2"	0,85
7_8	1 tee 1 1/2"	0,85
6_7	1 tee 1 1/2"	0,85
5_6	1 reducción 1 1/2" - 1"	0,52
	1 tee 1"	0,52
		1,04
4_5	1 tee 1"	0,52
3_4	1 tee 1"	0,52
	reducción 1" - 3/4"	0,15
		0,67
2_3	1 tee 3/4"	0,40
1_2	1 tee 3/4"	0,40
	perdida hasta regadera es usual	2,00



Instalaciones Sanitarias.

Aguas Blancas.

Cálculo de Distribución con Sistema Hidroneumático.

1.- Dotación de agua:
Parcela hasta $200 \text{ m}^2 = 1.500 \text{ Lts.}$

2.- Estanque subterráneo:
Con capacidad mínima para la dotación total diaria.

Dimensiones:

Netas:

largo $3,00 \text{ x ancho } 1,00 \text{ x profundidad } 1,50 = 4,05 \text{ m}^3$

Totales:

largo $3,00 \text{ x ancho } 1,00 \text{ x profundidad } 1,35 = 4,05 \text{ m}^3 > 1,5 \text{ m}^3.$

3.- Capacidad y/o gasto de la bomba:
Tendrá una capacidad igual a la demanda máxima estimada para el sistema.
Puede considerarse esta en 8 a 10 veces el consumo medio por hora.
 $Q = 10 \times 1.500 / 86.400 = 0,17 \text{ l/s}$

4.- Carga de la bomba (h) en metros (Altura dinámica total)

Altura de succión (hs) estanque bajo-bomba m	0,75
Altura de la casa (h) nivel bomba-nivel techo m	6,00
Pérdida (hfs) succión y descarga bomba m	3,00
Sumatoria pérdidas (hfd) en distribución m	4,02

5.- Potencia de la bomba.

$$Hp_{\text{bomba}} = \frac{Q \times h}{45} = \frac{0,17 \times 29,77}{45} = 0,11 \text{ Hp}$$

6.- Potencia del motor.

$$Hp_{\text{motor}} = 1,44 \times Hp_{\text{bomba}} = (1,44 \times 0,11) = 0,15 \text{ Hp}$$

Equipo recomendado:

Se selecciona de acuerdo a curvas características de equipos comerciales.

7.- Capacidad del tanque de presión.

Seleccionamos en la tabla el factor multiplicador (f.m) entrando en la tabla con una presión mínima de arranque de 16,00 m. y un máxima de parada de 30,00 m. el factor multiplicador es 480 para 6 arranques de la bomba por hora.

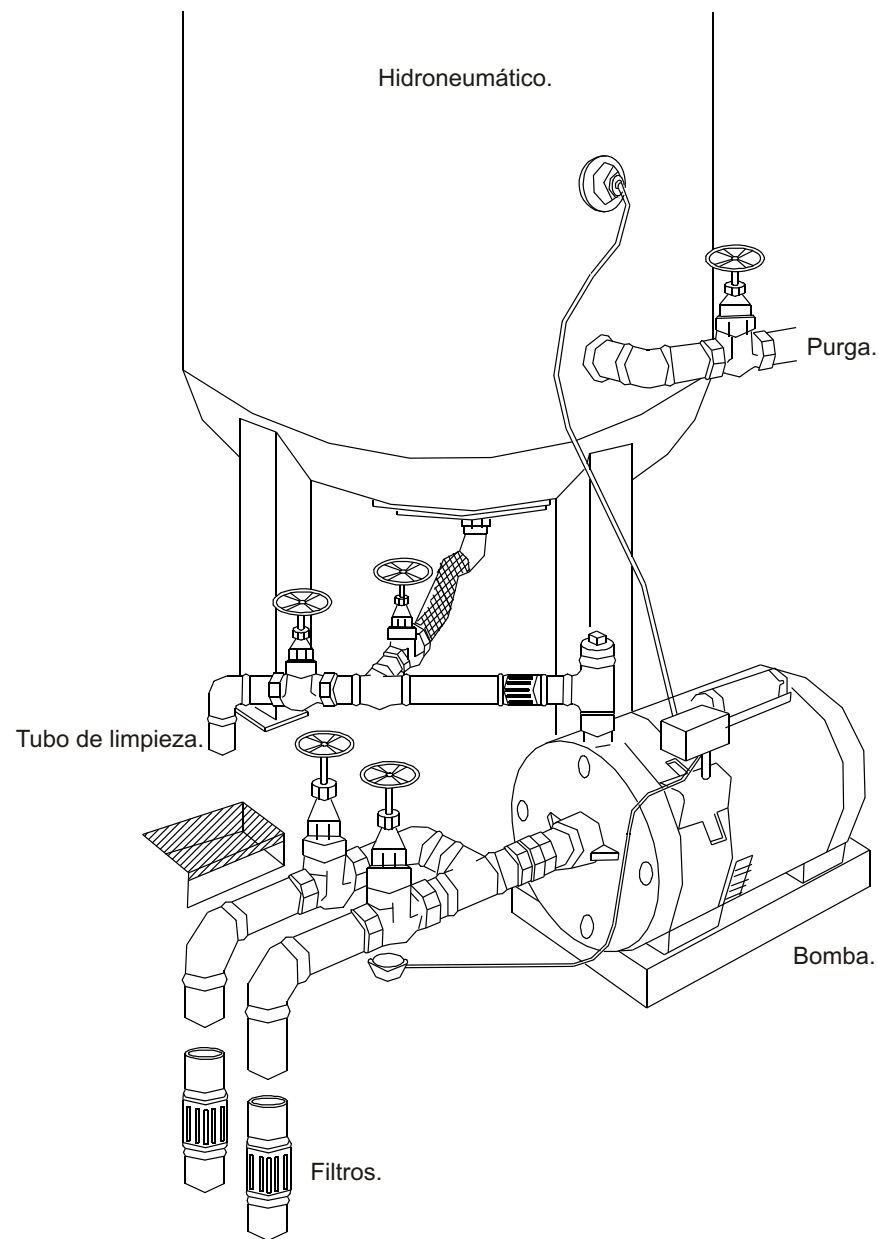
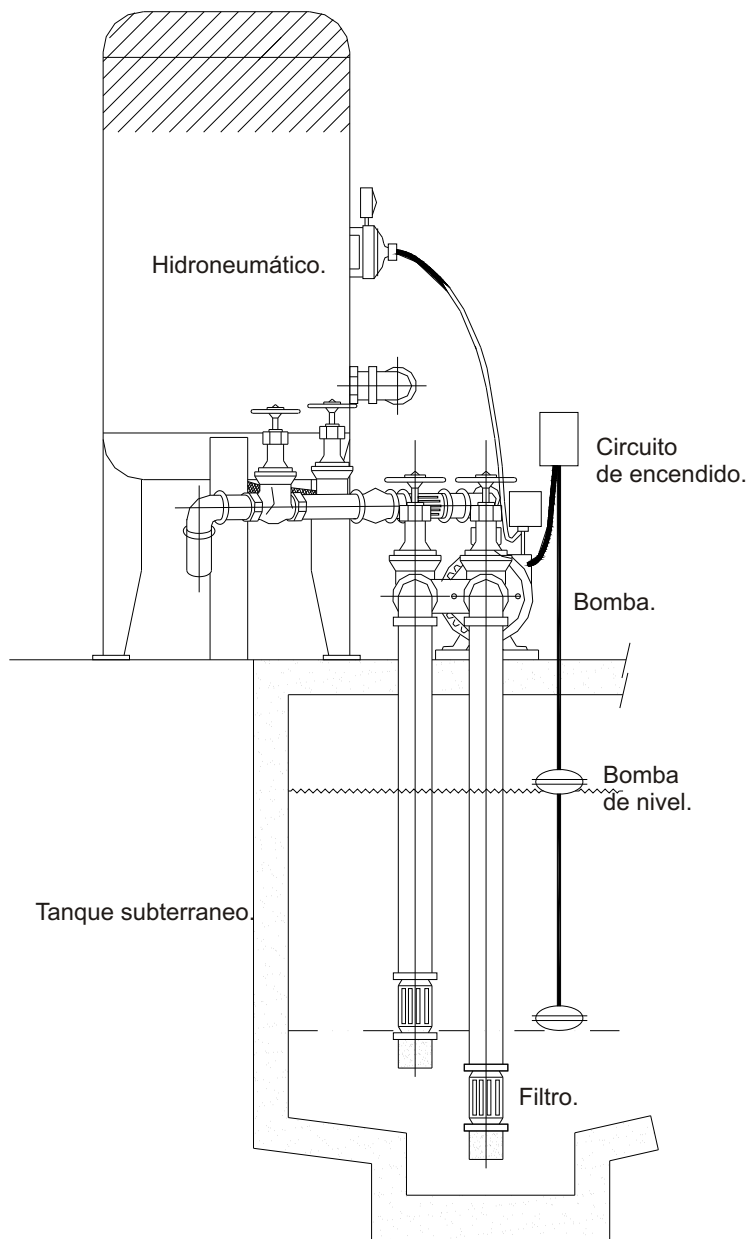
(Volumen Tanque Presión)

$$VTP = Q \times F.m = 0,17 \times 480 = 81,6 \text{ litros.}$$

Se selecciona un cilindro comercial mayor a 81,6 litros y/o $(81,6 / 3,80 = 21 \text{ galones})$

Presión (H)		Factor Multiplicador		
Presión Mínima	Presión Máxima	4 Arranques	5 Arranques	6 Arranques
12	26	640	510	430
14	28	680	540	460
16	30	700	560	480
18	32	740	600	500
20	34	780	620	520
22	36	800	640	540
24	38	825	670	560
26	40	900	720	600

Aguas Blancas.
Cálculo de Distribución con Sistema Hidroneumático.



Instalaciones Sanitarias.

Aguas Negras o Servidas. Normas Mínimas, Pendientes y Ventilación.

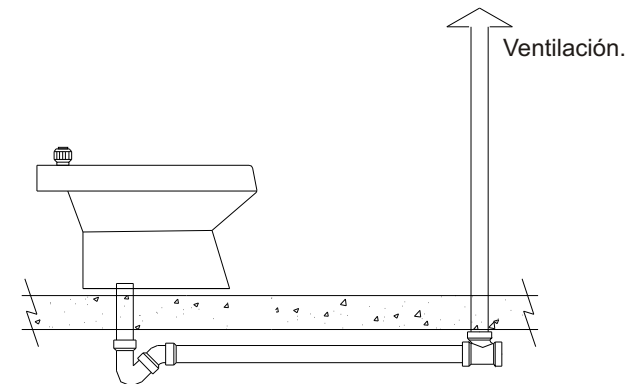
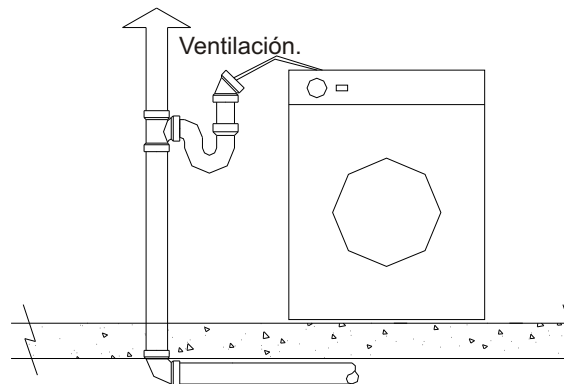
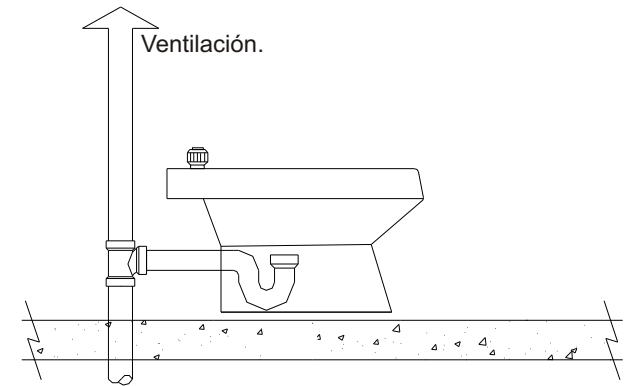
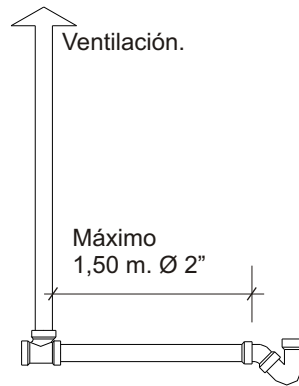
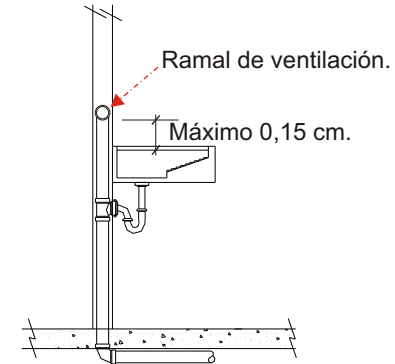
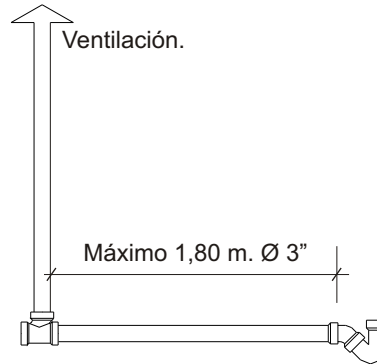
Por ser la recolección de las aguas negras por gravedad, los conductos o ramales de desagüe deben tener pendiente como mínimo:

Uno (1%)	las de 4"
Dos (2%)	las de 2" y 3"
Mayor (0,3%)	las de 6" de P.V.C.

Los ramales horizontales se unen formando ángulo de 45°

El diámetro mínimo:
Ø 2" en duchas, inodoros, bidet, lavamanos, bateas, fregaderos y lavadoras.
Ø 4" en excusados.

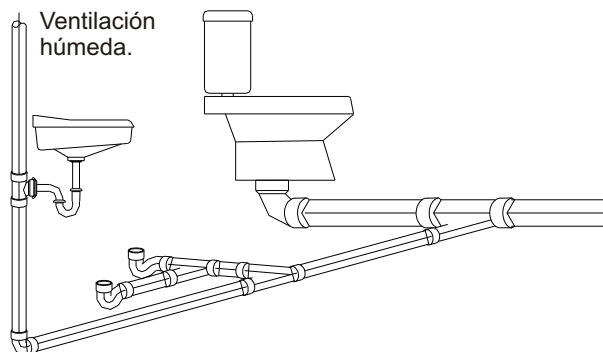
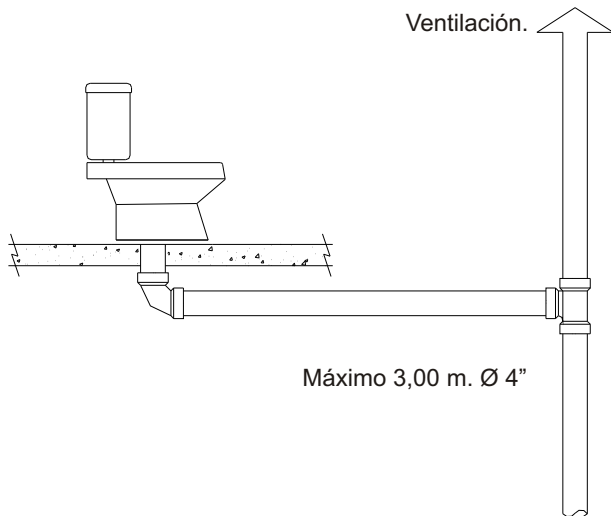
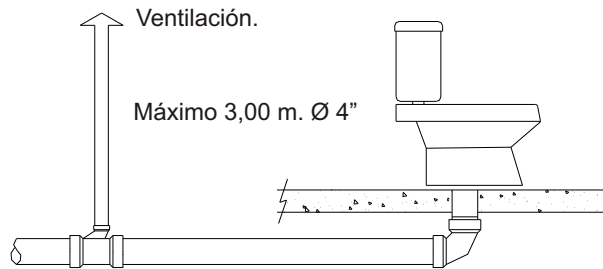
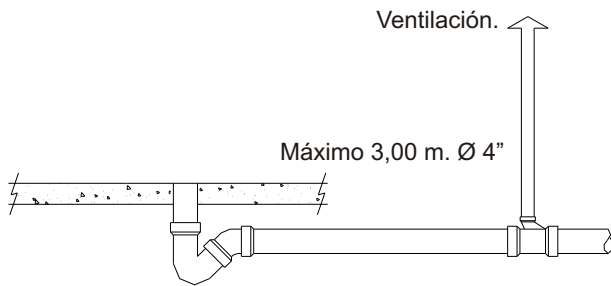
Los tubos de ventilación tienen por objeto dar entrada al aire exterior en el sistema de evacuación y facilitar la salida de los gases por encima del techo y evitar que el agua de los sifones sea arrastrada permitiendo el escape de gases.



El secreto para el diseño de un sistema de aguas servidas bien ventilado y económico, está en aprovechar como ventilación los ramales de desagüe de los lavamanos, bateas, fregaderos, lavamopas. (ventilación húmeda), la ventilación en conjunto. Y en casas de dos plantas, ventilación al bajante.

La distancia máxima entre la salida de un sifón y la correspondiente tubería de ventilación sera:

Ø 2	1,50 m.
Ø 3	1,80 m.
Ø 4	3,00 m.



Instalaciones Sanitarias.

Aguas Negras o Servidas. Normas Mínimas de Ventilación.

Sala sanitaria ventilada por el ramal de desagüe del lavamanos. (ventilación húmeda).

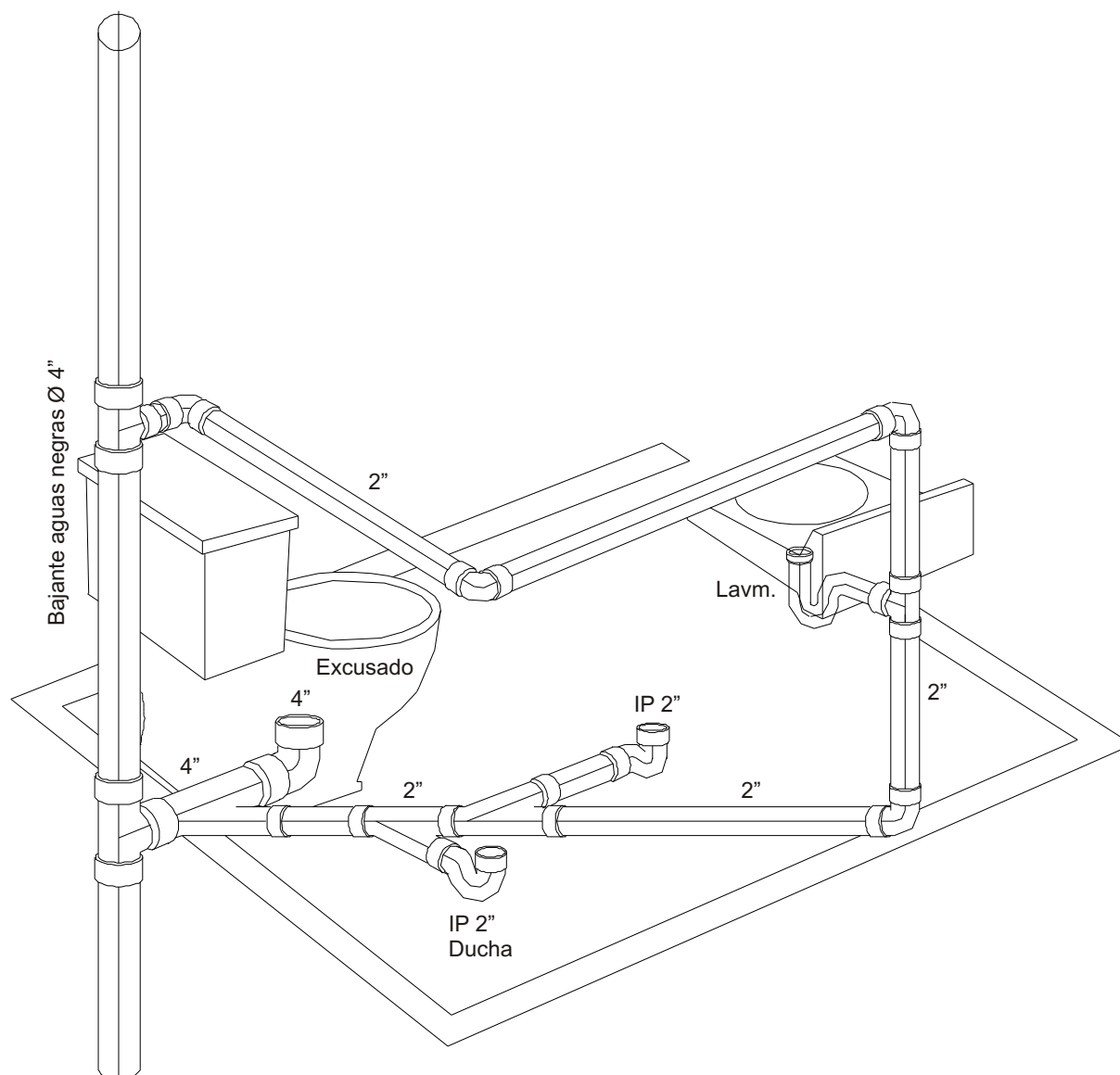
El excusado se puede considerar doblemente ventilado, por descargar directo al bajante.

Si ésta sala sanitaria es de un edificio de varios pisos, no puede omitirse la ventilación húmeda del excusado.

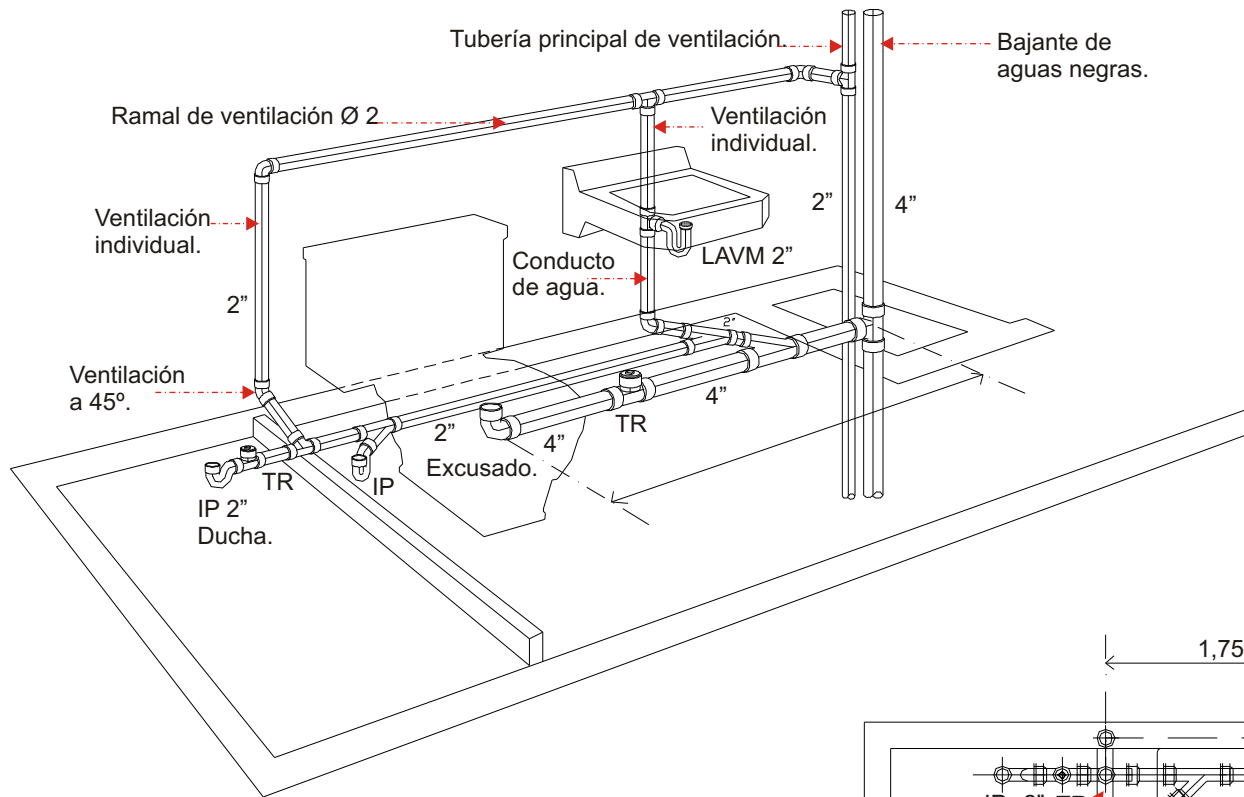
Al taparse las tuberías hay que limpiarlas, se pueden limpiar retirando el sifón del lavamanos, batea y fregadero.

No se pueden dejar desagües sin posibilidad de limpiar mediante tapones de registro.

Se deben colocar tapones al pie de los bajantes de aguas negras y de lluvia.



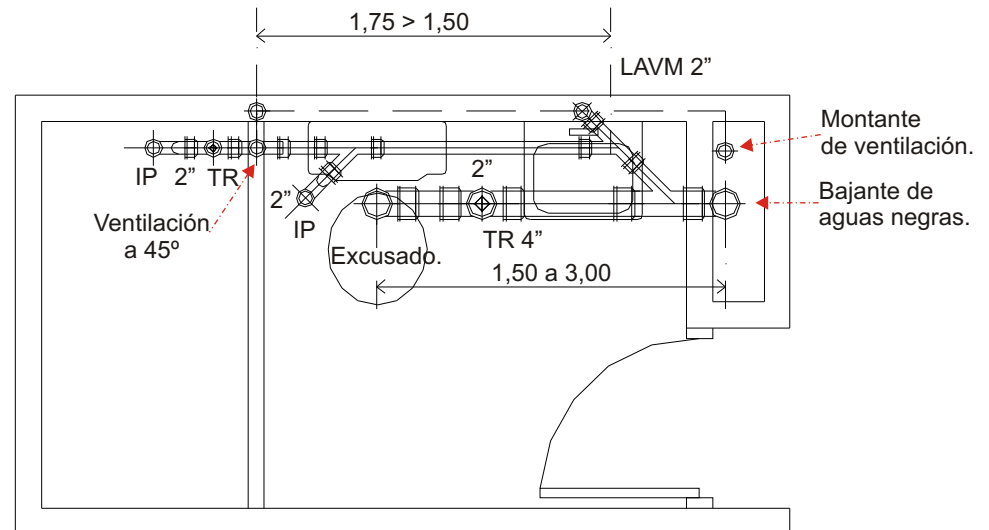
**Aguas Negras o Servidas.
Ventilación.**



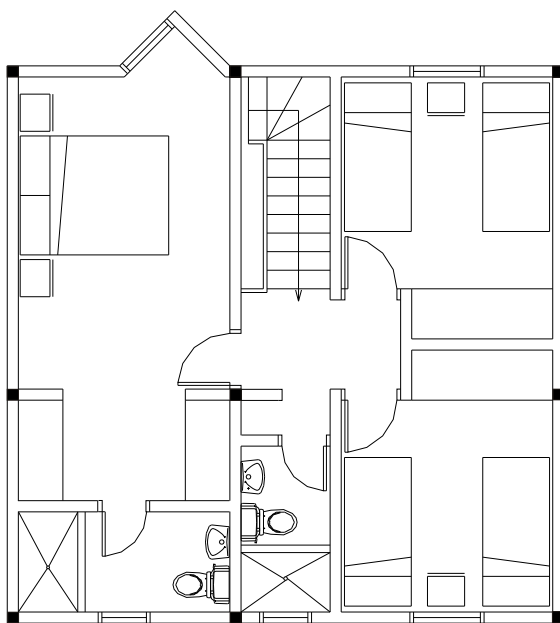
Por estar el inodoro de la ducha a una distancia mayor a 1,50 m. hay que ventilarlo. Se puede ventilar a 45^a.

El otro inodoro por estar a 1,50 m. se considera doblemente ventilado por los ramales de desagüe de la ducha y del lavamanos.

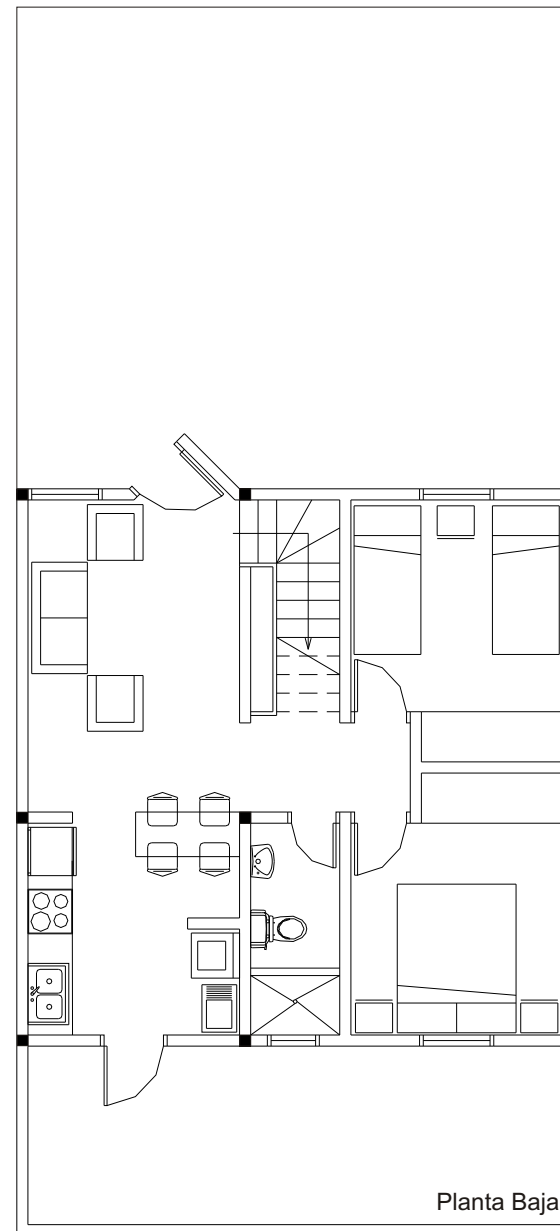
El excusado se puede considerar ventilado por el bajante y por el lavamanos; además del lavamanos se contemplan 2 tapones de registro para la ducha y el excusado.



Recolección de aguas servidas de una vivienda de 2 plantas.



Planta Alta.

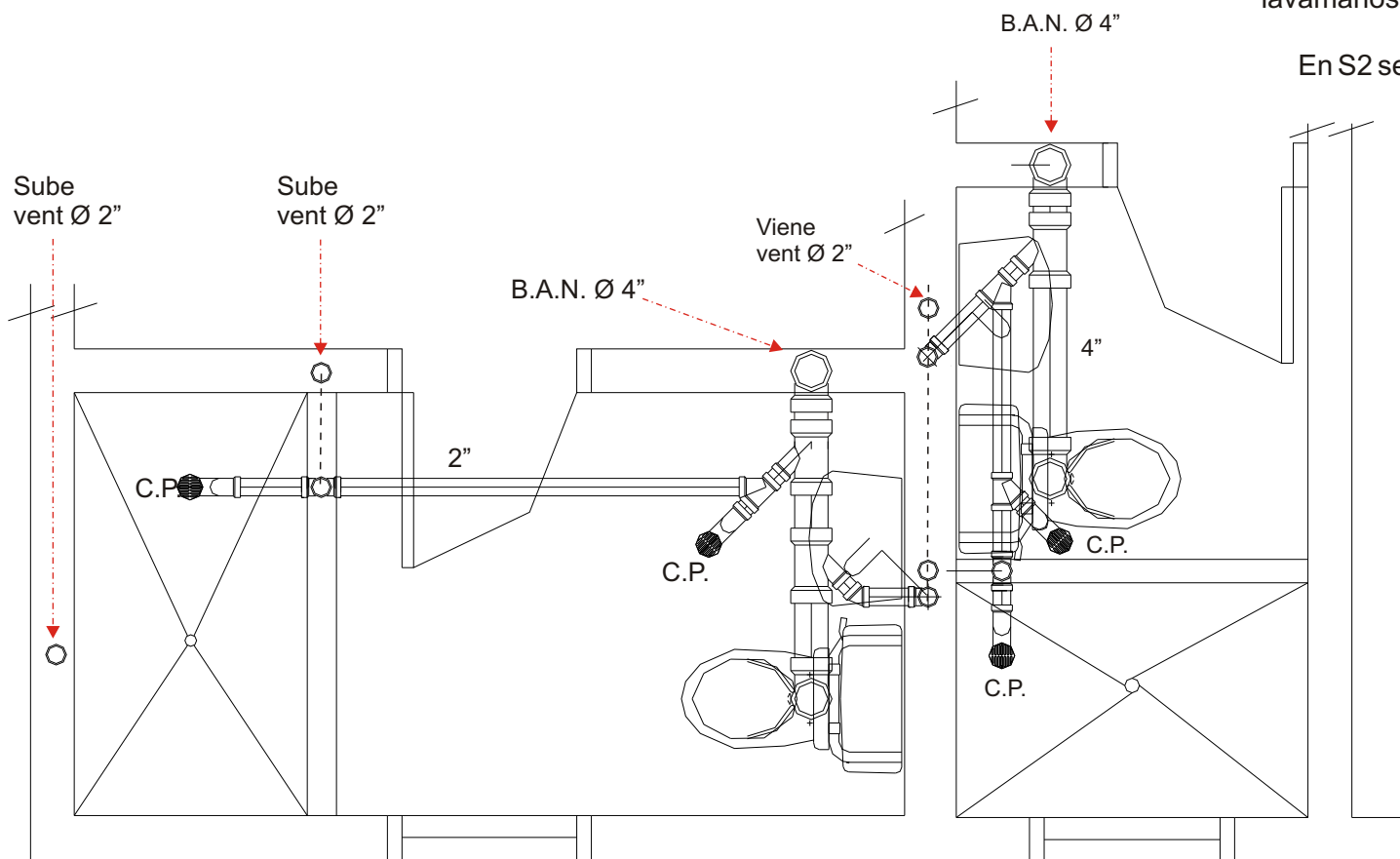


Planta Baja.

En la planta alta hay dos salas sanitarias S1 y S2.

En la S1 el excusado se puede considerar ventilado por el bajante y por el ramal de desagüe del lavamanos, los inodoros están ventilados, la ducha a 45ª y el centropiso esta ventilado por la ventilación en conjunto ducha-lavamanos.

En S2 se aplicaron los mismos criterios.

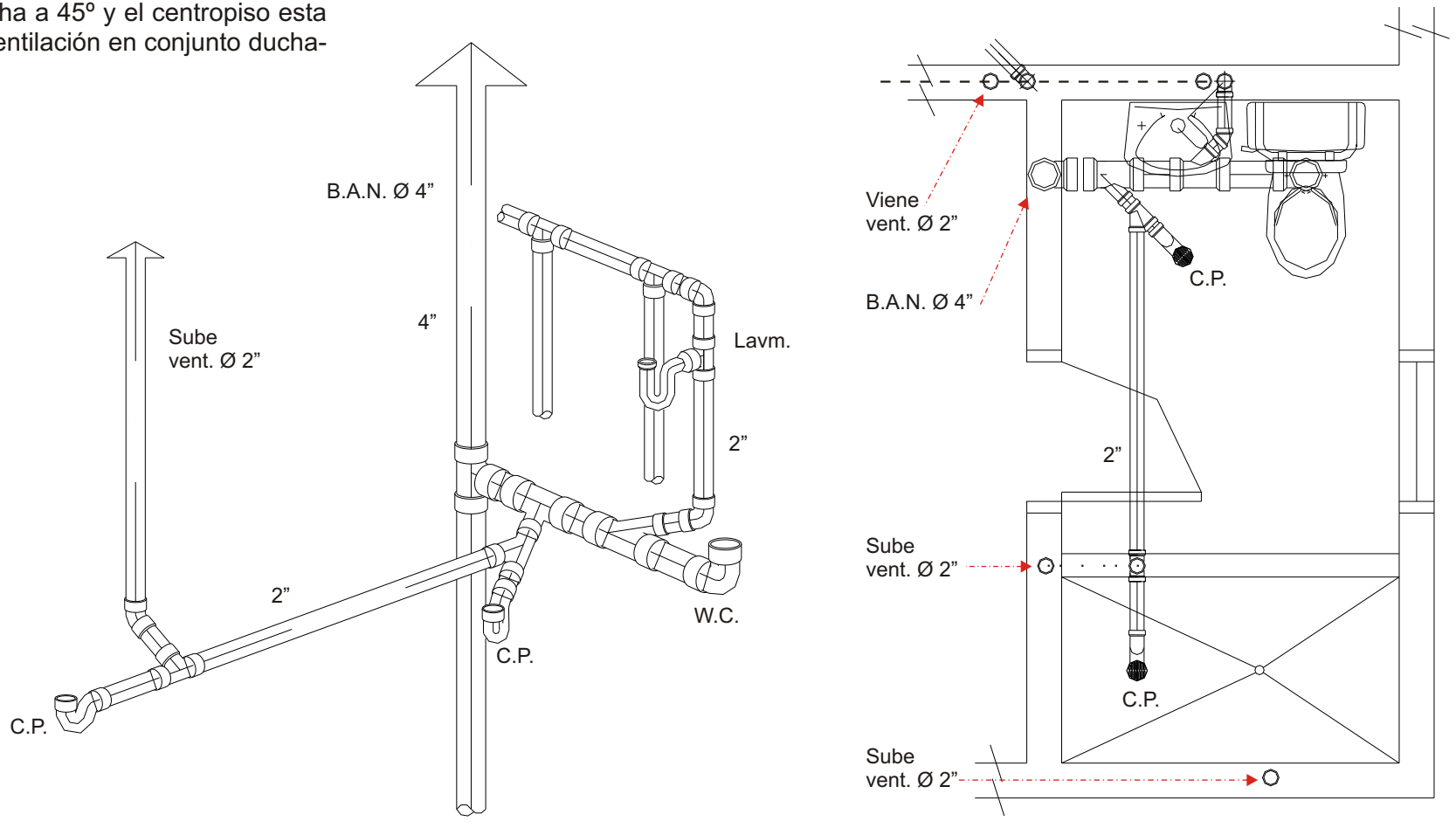


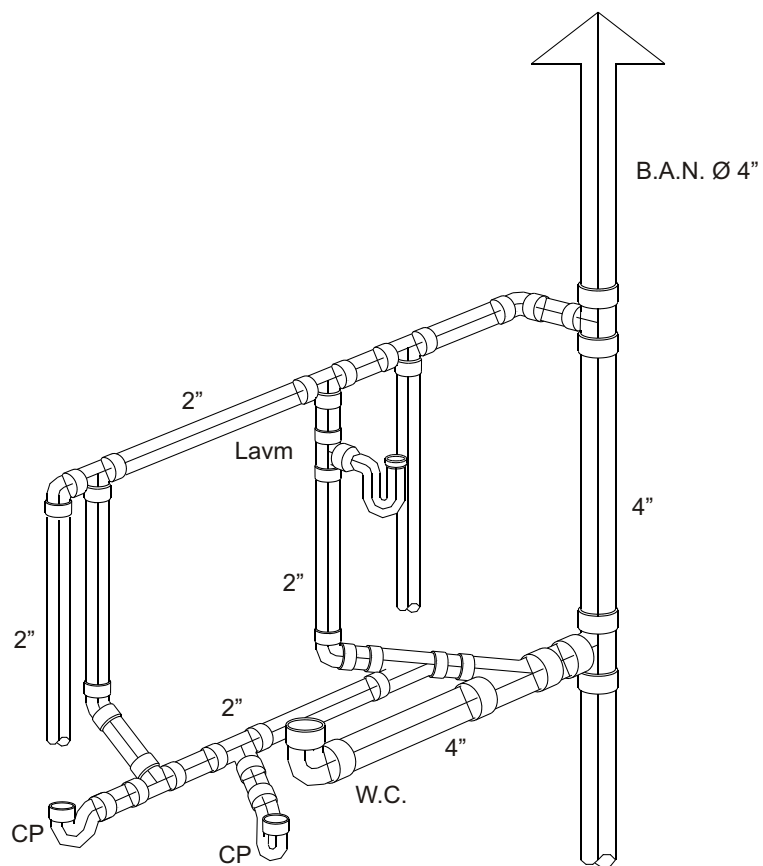
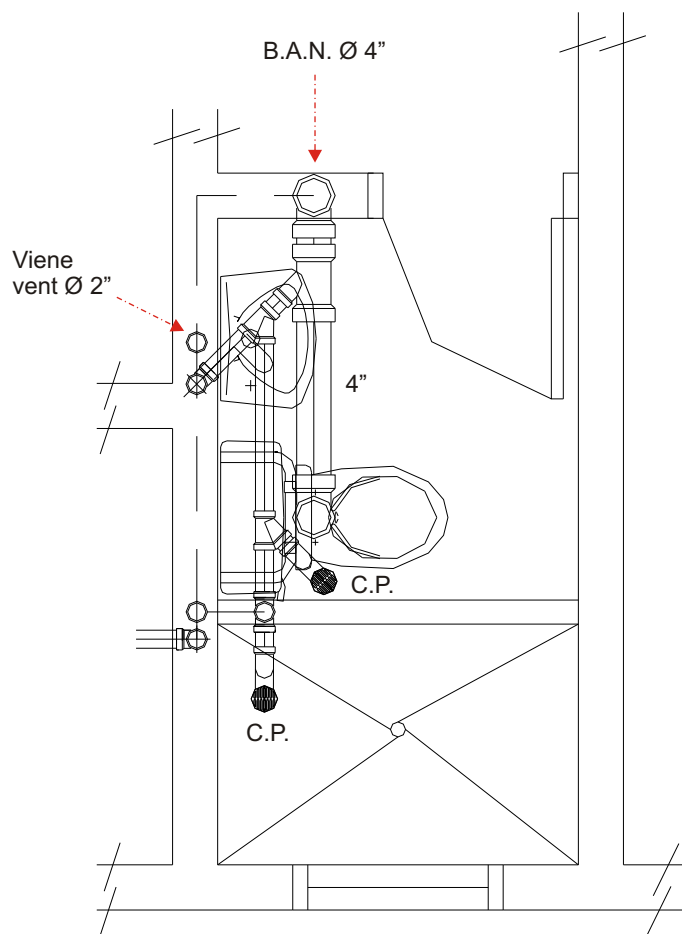
Instalaciones Sanitarias.

Aguas Negras o Servidas.
Vivienda de 2 Plantas.

En la planta alta hay dos salas sanitarias S1 y S2.

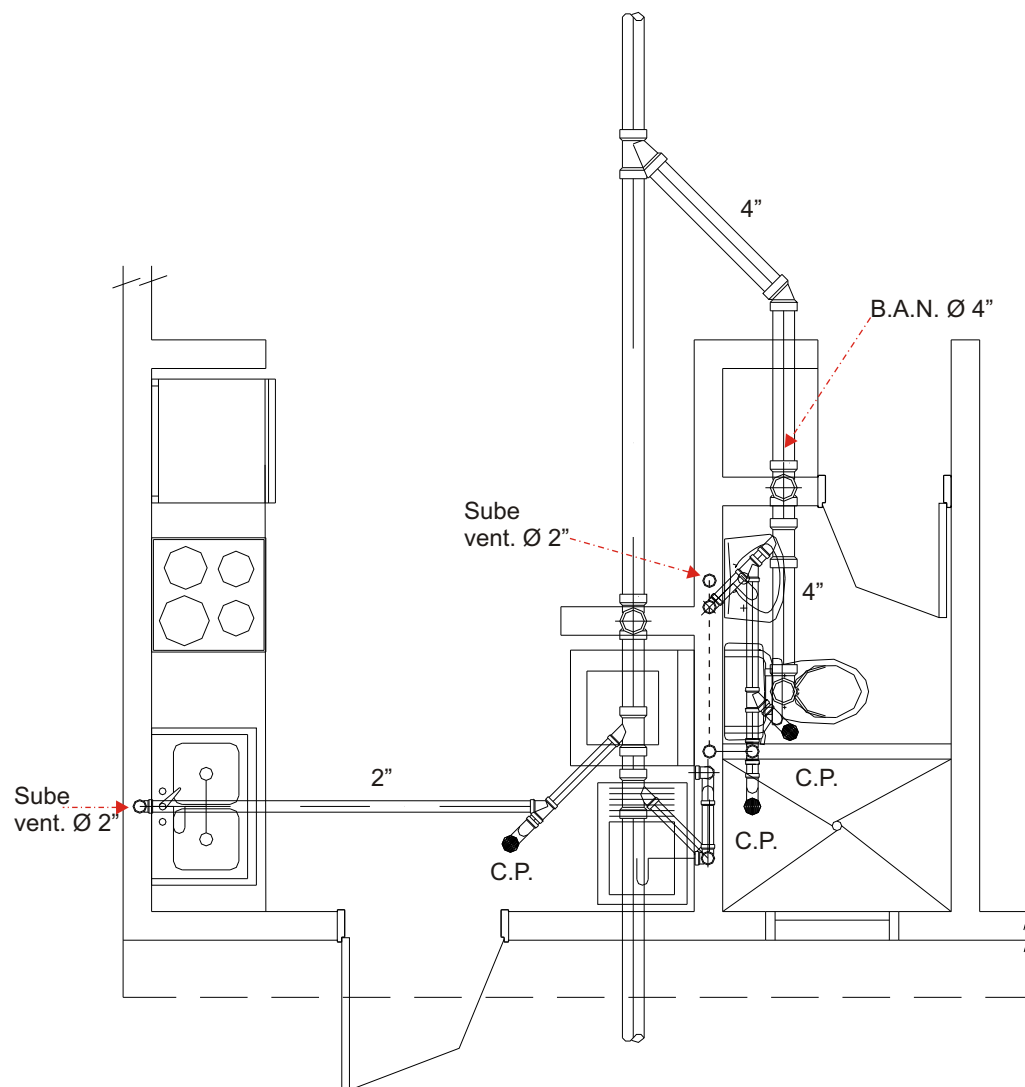
En la S1 el excusado se puede considerar ventilado por el bajante y por el ramal de desagüe del lavamanos, los inodoros están ventilados, la ducha a 45° y el centropiso esta ventilado por la ventilación en conjunto ducha-lavamanos.



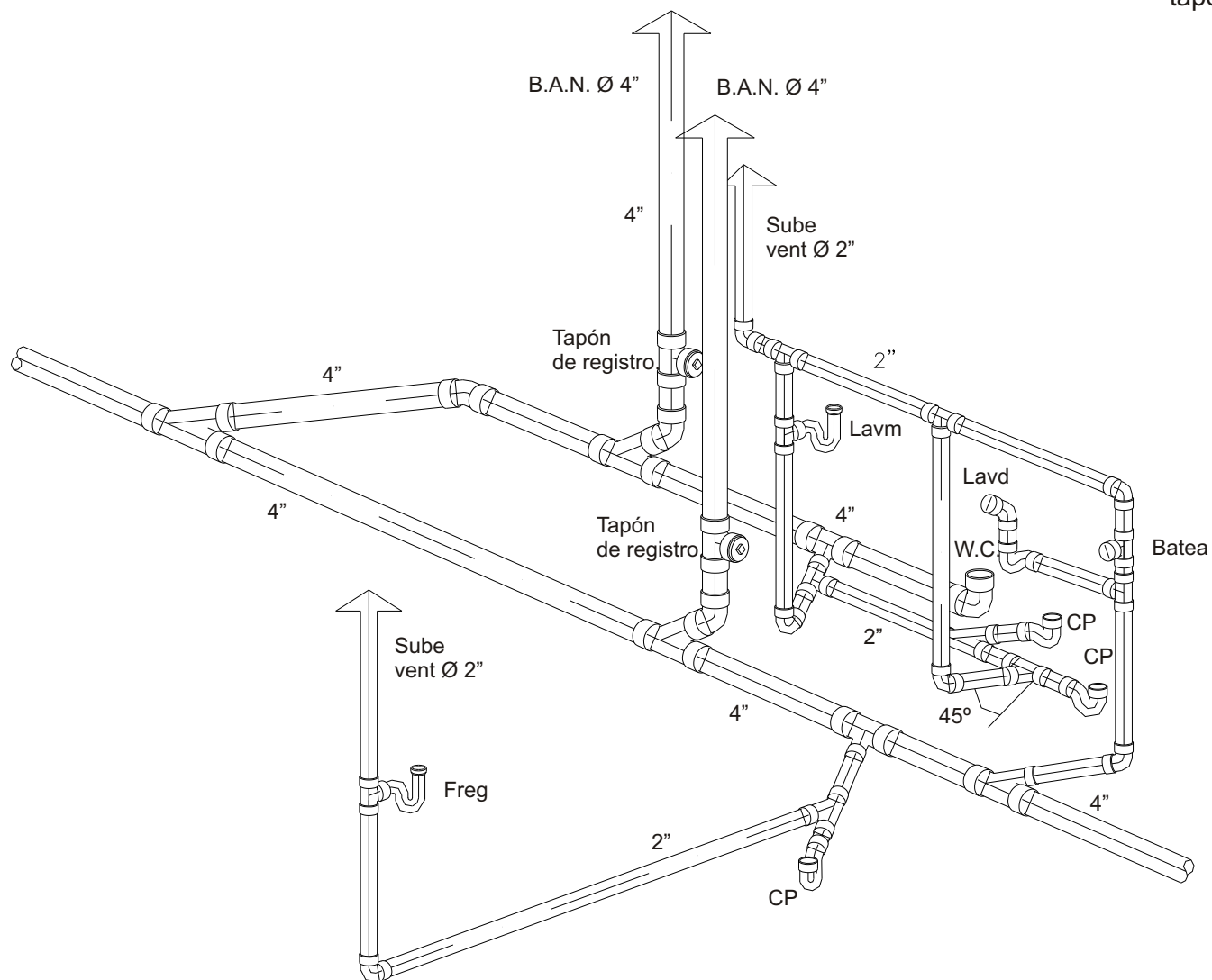


Planta Baja Aguas Negras.

El sistema de disposición de las aguas negras está ventilado húmedamente por los colectores de lavamanos, batea, fregadero y por una ventilación a 45° de la ducha cuyo sifón no cumple con la distancia mínima 1,50 m. a los cuales ventilan conjuntamente por el colector de ventilación húmeda del lavamanos.



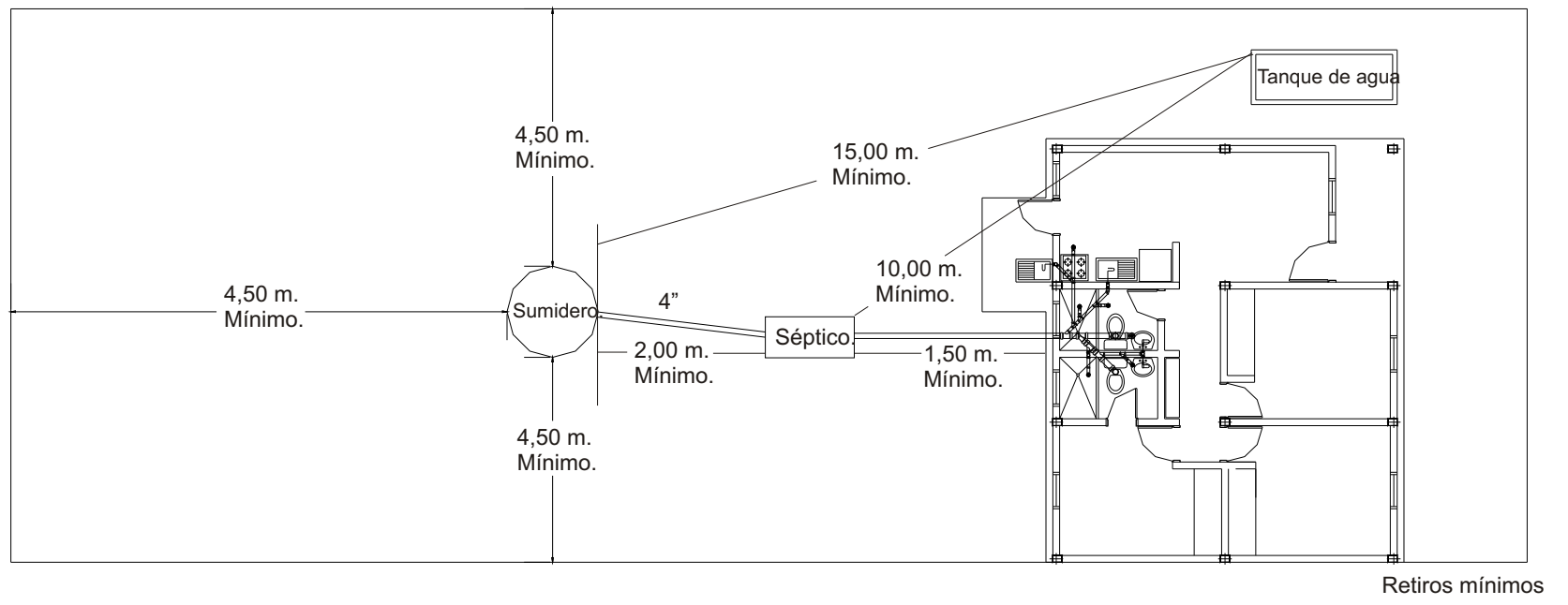
Las Normas Sanitarias obligan a colocar tapones de registro al pie de los bajantes.

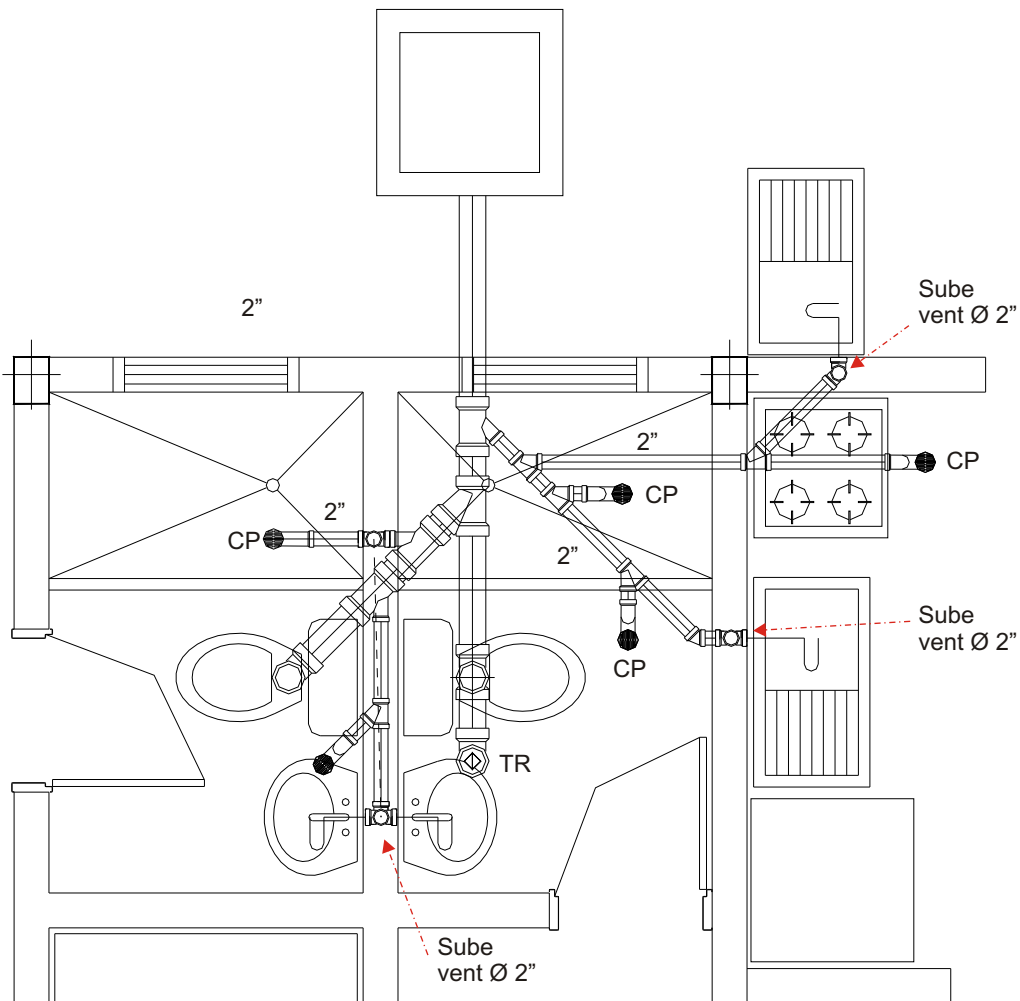


Aguas Negras Vivienda de 1 Planta.

Cuando no se cuenta con servicio de cloacas, áreas rurales y de baja densidad, se aprovecha la capacidad de absorción de los suelos para la disposición final de las aguas negras.

El agua descarga a un séptico para sedimentar los sólidos suspendidos de las aguas negras para luego disponerlos al suelo mediante: sumideros, zanjas de absorción ó zanjas filtrantes.





Para que sea segura la disposición final los componentes del sistema: séptico-sumidero; séptico-zanja de absorción deben mantener distancias mínimas.

Estanque de agua.

Al séptico 10,00 m.
Al sumidero 15,00 m.

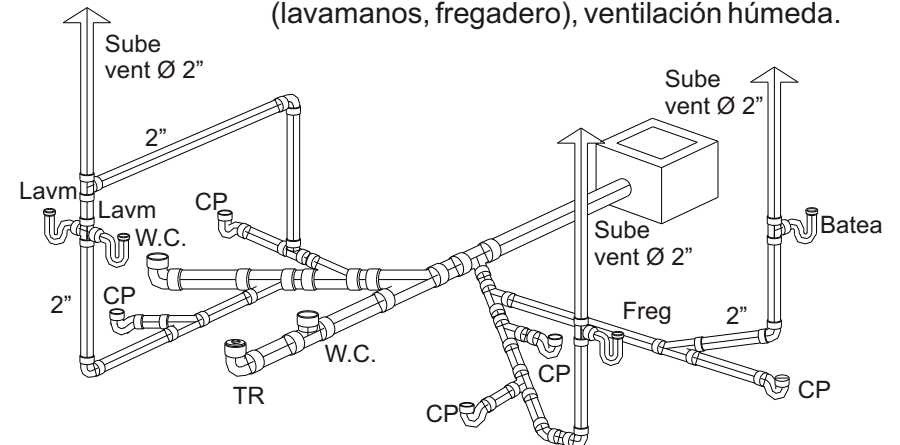
Sumidero.

A la vivienda 5,00 m.
A los linderos 4,50 m.
Al séptico 2,00 m.

Séptico.

A la vivienda 1,50 m.
Linderos 1,00 m.

El sistema de disposición de aguas negras, está ventilado en conjunto por piezas altas (lavamanos, fregadero), ventilación húmeda.

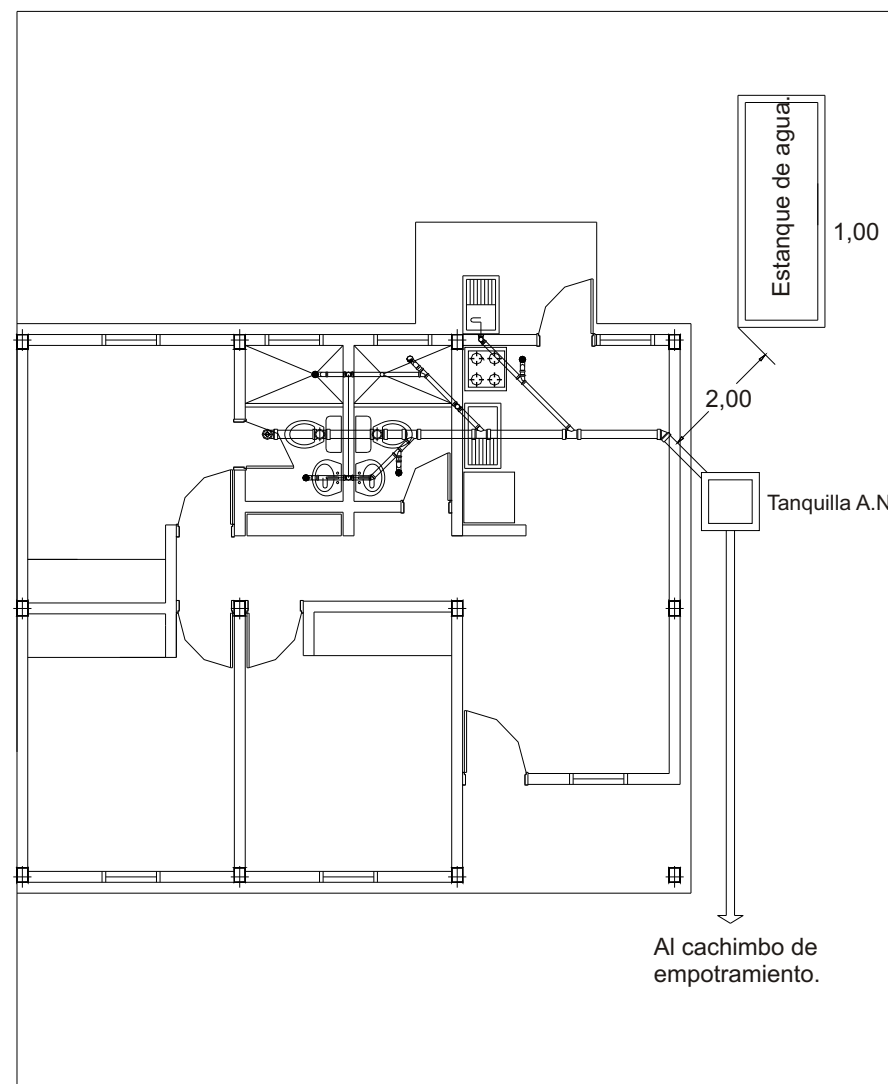


Instalaciones Sanitarias.

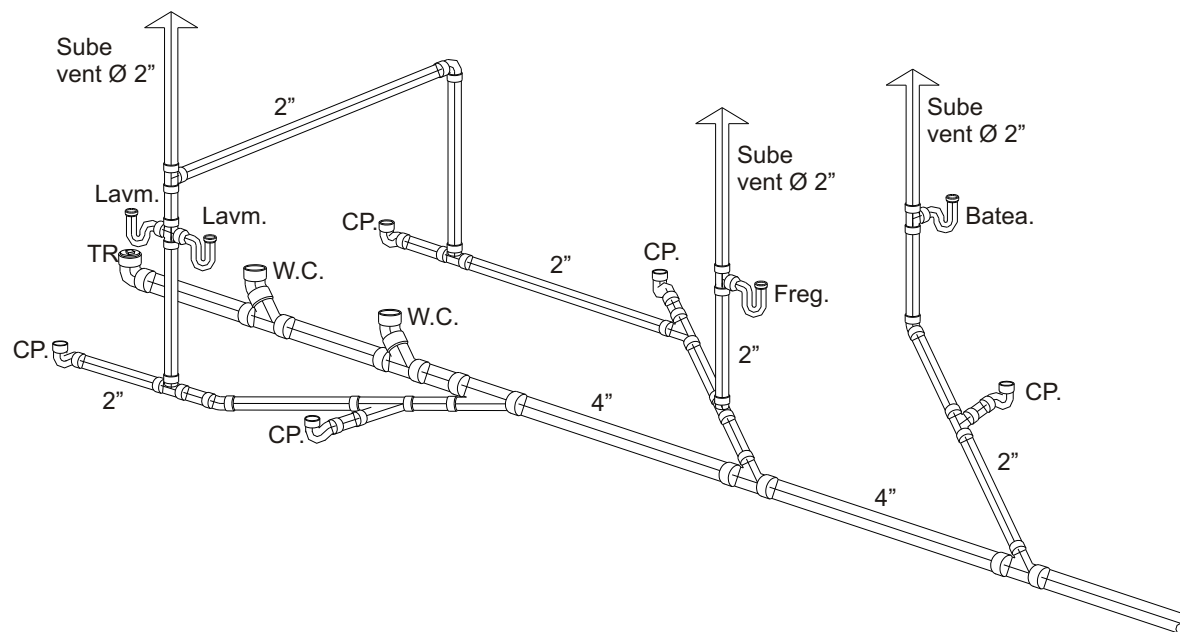
Aguas Negras o Servidas. Vivienda de 1 Planta.

Las parcelas con servicio de cloacas pueden ser menores.

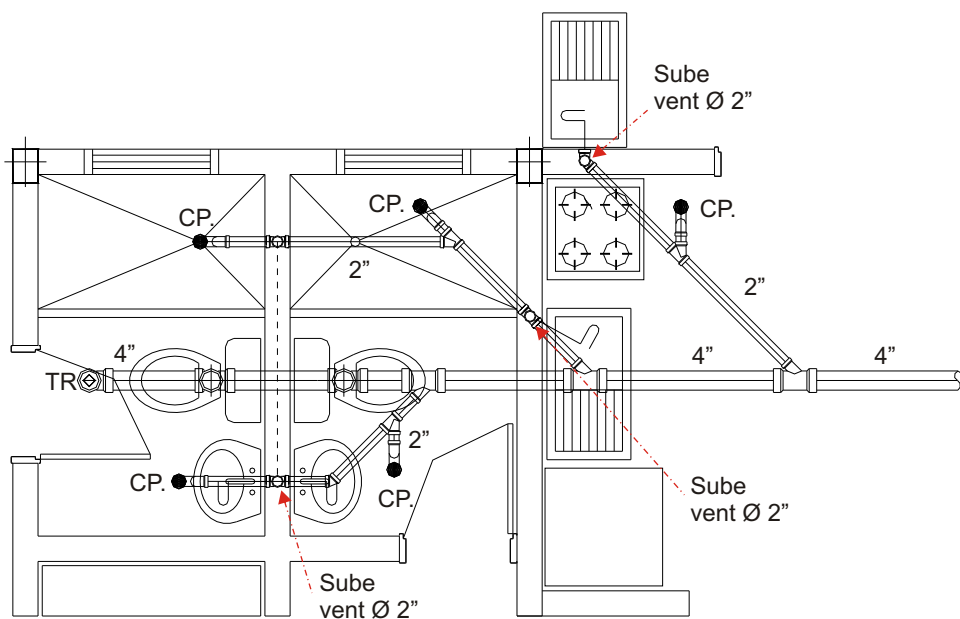
Por las normas sanitarias solo deben mantener distancias mínimas para estanques de agua a linderos y colectores de aguas negras.



Aguas Negras o Servidas. Vivienda de 1 Planta.



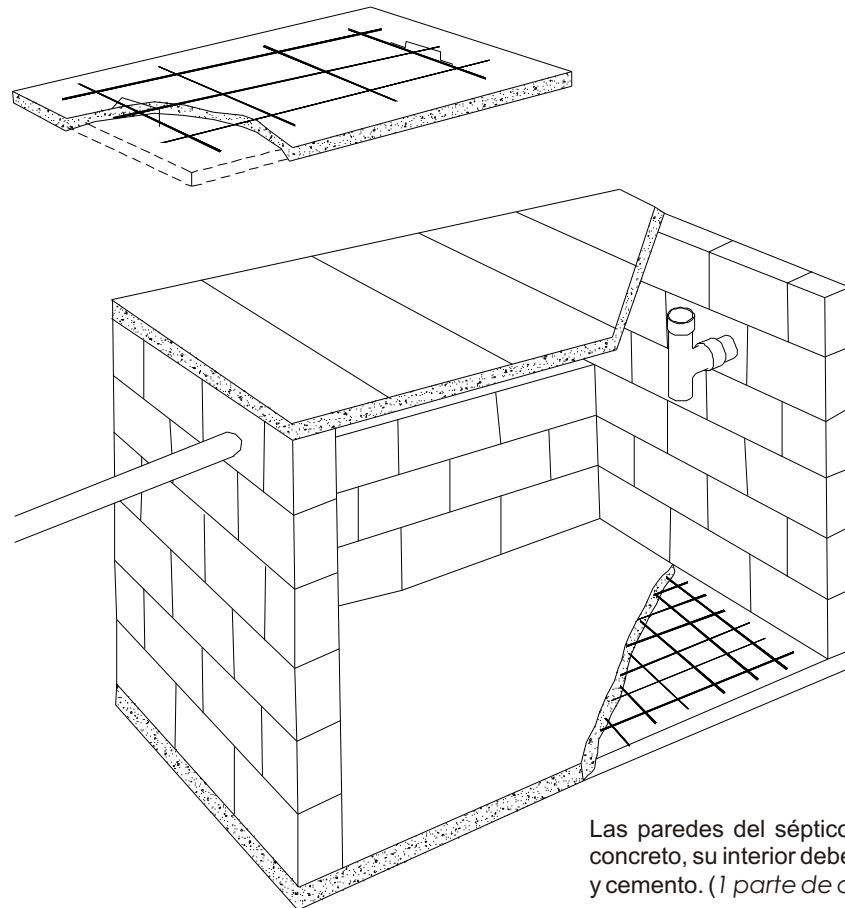
Los estanques subterranos además de mantener una distancia mínima a los linderos (1,00 m.) deben estar a (2,00 m.) de cualquier colector de aguas negras.



Instalaciones Sanitarias.

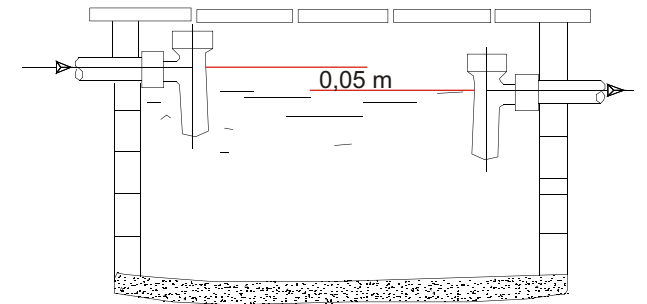
Aguas Negras o Servidas. Sin Servicio de Cloacas, Séptico.

Los sépticos sirven para llevar las aguas negras a un nivel de pureza aceptable antes que la absorva el terreno mediante el sumidero.



Planta séptico.

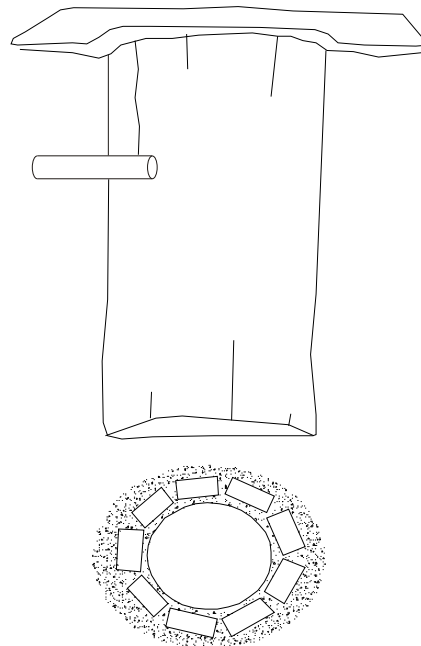
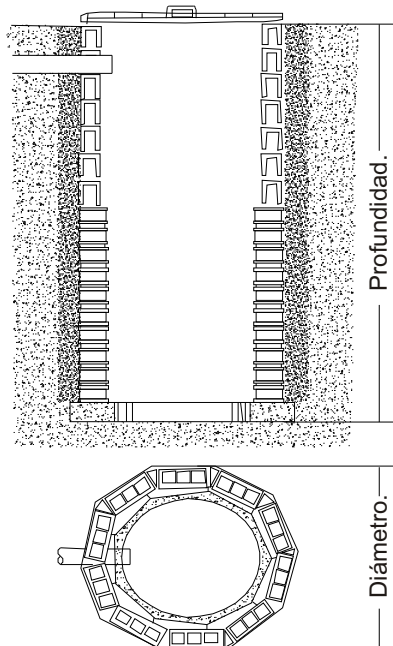
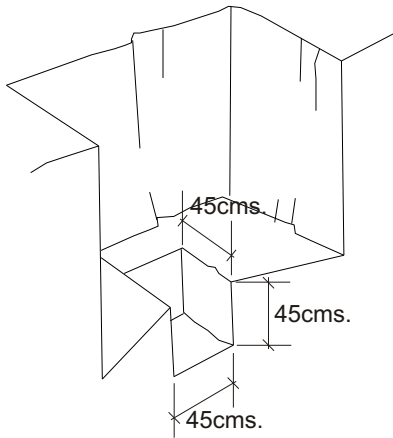
La rasante de la tee de entrada debe quedar 0,05 m (5 cms), más alta que la tubería de salida.



Sección A-A'.

Las paredes del séptico podrán hacerse de bloques de concreto, su interior debe ser frisado con mortero de arena y cemento. (1 parte de cemento y 4 de arena).

Aguas Negras o Servidas. Sin Servicio de Cloacas, Sumideros.



Los sumideros: mediante estos el agua que viene de los sépticos es absorbida por el terreno, en forma rápida, media o lenta, dependiendo de la permeabilidad del suelo.

El Suelo es permeable.

Si hago un par de huecos con las medidas del dibujo y lleno el pequeño 2 veces con agua, la segunda vez, tomo el tiempo que tarda en vaciarse y así determino si el terreno es:

De absorción rápida: si tarda menos de una hora.

De absorción media: entre una hora y media.

De absorción lenta: si tarda mas de hora y media.

Estos tiempos determinan las medidas del sumidero.

Medidas del sumidero para familias de 6 personas.

Absorción rápida:

Diámetro: 1,70

Profundidad: 2,80

Absorción media:

Diámetro: 1,70

Profundidad: 3,60

Absorción lenta:

Diámetro: 2,00

Profundidad: 3,70

Instalaciones Sanitarias.

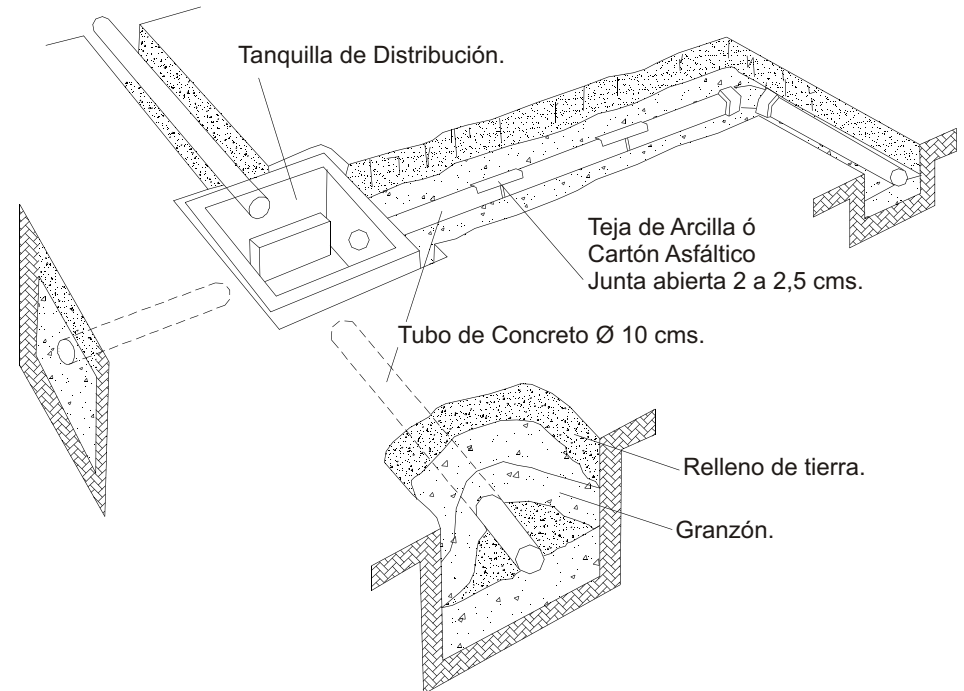
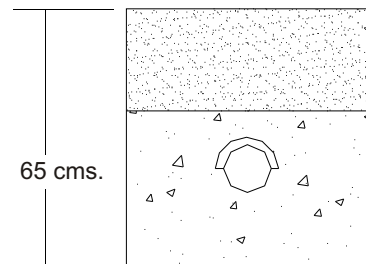
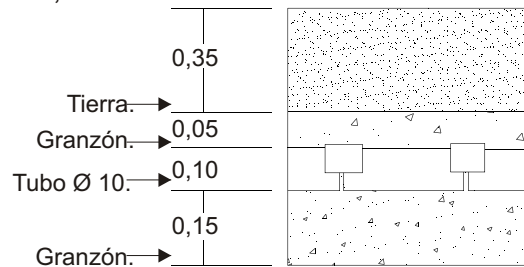
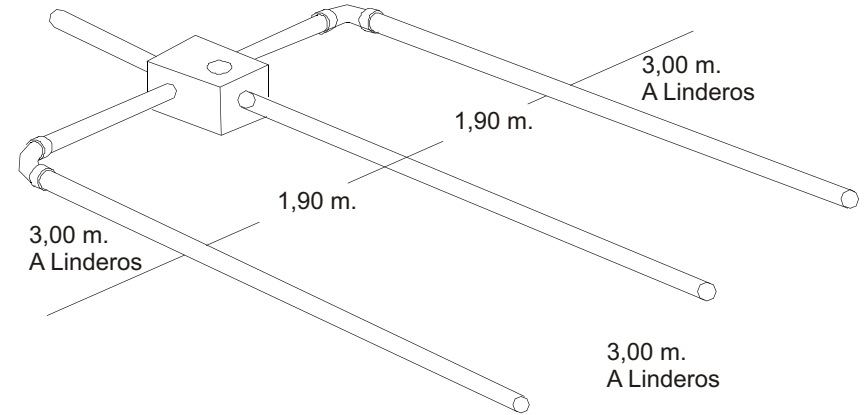
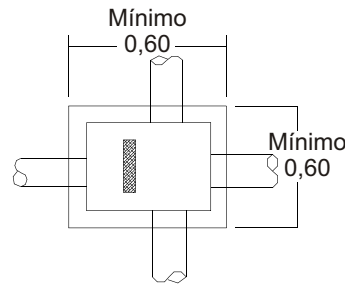
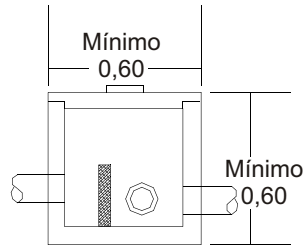
Aguas Negras o Servidas. Sin Servicio de Cloacas, Zanjas de Absorción.

¿Qué se recomienda?

Las zanjas de absorción se recomiendan en aquellos terrenos arenosos de poco espesor (0,80 m.) donde por debajo se encuentran terrenos arcillosos impermeables.

Por lo general las zanjas de absorción son de 90 cms. de ancho (0,90 m² por metro lineal de zanja) y su longitud esta relacionada con la rata de percolación ó permeabilidad, una familia de 5 a 7 personas demanda:

Rata de percolación.	Metros lineales.
0 - 3	16,50
3 - 5	21,40
5 - 30	52,25



Aguas de Lluvia. Colectores.

Agua de lluvia.

La cantidad de agua de lluvia depende de la duración de la precipitación pluvial y del área de drenaje.

Los datos de diseño para estimar el gasto "Q" son la intensidad de lluvia expresada en (mm/hora) milímetros/hora y el área servida en (m²) metros cuadrados.

La precipitación de 100 mm/hora equivale a llenar un estanque de (1m²) por 0,10 m de profundidad.

En volumen son 100 litros en una hora por metro cuadrado de área a drenar, equivalente a 100/3.600 seg. = 0,028 lts/seg/m² litros por segundo por cada metro cuadrado.

Como una hectárea tiene 10.000 m² el gasto en litros por segundo hectárea para una precipitación de 120 mm/lts:
10.000 x 120/3.600 seg. = 333,33 lts/seg/ha.

Colectores de agua de lluvia.

Los colectores funcionan por gravedad y el flujo se debe a la diferencia de cota entre dos puntos.

Para la selección del diámetro del colector o la sección en caso de canales se estila emplear la formula de Manning.

$$Q = (A/n) \times (A/P)^{2/3} \times (S)^{1/2}$$

Q = gasto en m³/seg.

A = área en m².

P = perímetro mojado en m.

S = perímetro en m/m.

Ejemplo: 5% = 0,005 m/m

n = la mayoría de los autores aceptan para:

PVC y Asbesto n = 0,01

Metal Liso n = 0,011

Concreto < 56 cms. n = 0,015

Concreto > 56 cms. n = 0,013

Canales de concreto n = 0,015

Canales de tierra n = 0,025

Para facilitar la selección del diámetro del colector que se reduce a tanteos, podemos deducir para diámetros más empleados: 7,50 - 10 - 25 - 30 - 38 - 46 - 53 - 61 y 69 centímetros, factores (Fm) que multiplicados por la raíz cuadrada de la pendiente en metros, nos

Ejemplo:

Determinar el factor (Fm) multiplicador para un colector de 6" (0,15 m.) de concreto.

$$Q = (A/n) \times (A/P)^{2/3} \times (S)^{1/2}$$

A = (3,1416 x radio al cuadrado) área en m².

P = (2 x 3,1416 x el radio); perímetro mojado en metros.

$$Fm = (A/n) \times (A/P)^{2/3}$$

$$Fm = \frac{3,1416 \times (0,075)^2}{0,015} \left(\frac{3,1416 \times (0,075)^2}{2 \times 3,1416 \times 0,075} \right)^{2/3}$$

$$Fm = \frac{3,1416 \times (0,075)^2}{0,015} \left(\frac{0,0176715}{0,47124} \right)^{2/3}$$

$$Fm = 1,1781 \times 0,1120351 = 0,131989$$

Si el colector es de PVC el factor n = 0,01

$$Fm = \frac{3,1416 \times (0,075)^2}{0,01} \left(\frac{0,0176715}{0,47124} \right)^{2/3}$$

$$Fm = 1,76715 \times 0,1120351$$

$$Fm = 0,197982$$

Ejemplo 1:

Determinar la capacidad y velocidad del flujo en un colector de 15 cms. de PVC con una pendiente de 0,004 m/m (4‰).

$$C = (S)^{1/2} \times Fm$$

$$C = (0,004)^{1/2} \times 0,197982 = 0,01252 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$C = 12,52 \text{ lts/seg.}$$

$$V = Q/A$$

$$V = 0,01252/0,01767 = 0,70 \text{ m/s} > 0,60$$

Ejemplo 2:

Determinar la capacidad y velocidad del flujo en un colector de 20 cms. de PVC con una pendiente de 0,004 m/m (4‰).

$$C = (S)^{1/2} \times Fm$$

$$C = (0,004)^{1/2} \times 0,426016 = 0,02694 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$C = 26,94 \text{ lts/seg.}$$

$$V = Q/A$$

$$V = 0,02694/0,03140 = 0,85 \text{ m/s} > 0,60$$

Ejemplo 3:

Determinar la capacidad y velocidad del flujo en un colector de 25 cms. de PVC con una pendiente de 0,004 m/m (4‰).

$$C = (S)^{1/2} \times Fm$$

$$C = (0,004)^{1/2} \times 0,773143 = 0,04889 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$C = 48,89 \text{ lts/seg.}$$

$$V = Q/A$$

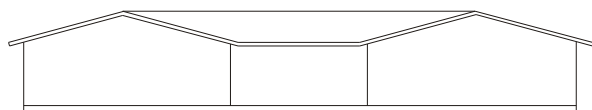
$$V = 0,04889/0,04909 = 0,99 \text{ m/s} > 0,60$$

Tabla de Factores Multiplicadores para el Cálculo de la Capacidad de las Tuberías de Concreto y PVC conociendo la Pendiente.

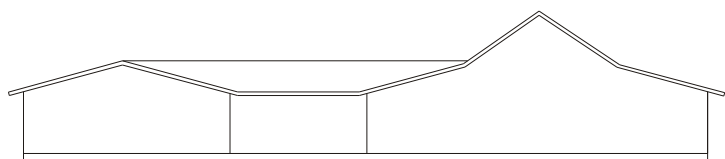
Diámetro		Área	Perímetro P.	Factor Multiplicador (Fm)		C (m³/s)		Pendientes Mínimas	
Plgs.	Cms.			Concreto	PVC	para V = 0,6 m/seg		Concreto m/m	PVC m/m
6"	15	0,01767 m²	0,47124	0,131989	0,197982	0,010602 m³/s	10,60 l/s	0,00645	0,00289
8"	20	0,03140 m²	0,62832	0,283965	0,426016	0,018840 m³/s	18,84 l/s	0,00440	0,00195
10"	25	0,04909 m²	0,78540	0,515481	0,773143	0,029454 m³/s	29,45 l/s	0,00326	0,00145
12"	30	0,07069 m²	0,94296	0,837929	1,256805	0,042414 m³/s	42,41 l/s	0,00256	0,00114
15"	38	0,11401 m²	1,19381	1,588085	2,382022	0,068406 m³/s	68,40 l/s	0,00186	0,000824
18"	46	0,16417 m²	1,43634	2,577498	3,866483	0,098502 m³/s	98,50 l/s	0,00146	0,000649
21"	53	0,22345 m²	1,67573	3,888203	5,832179	0,134070 m³/s	134,07 l/s	0,00119	0,000528
24"	61	0,29186 m²	1,91512	6,405451	8,327087	0,175116 m³/s	175,11 l/s	0,000995	0,000442
27"	69	0,36936 m²	2,15451	8,768123	11,399556	0,221616 m³/s	221,61 l/s	0,000851	0,000378

Ejemplo de selección del diámetro de los colectores en función del área tributaria de los techos y exterior de la vivienda.

Si queremos emplear para tubería de concreto ó PVC, los diámetros determinados son iguales para ambos materiales, la variación está en la pendiente mínima a emplear, es menor para tubería PVC.



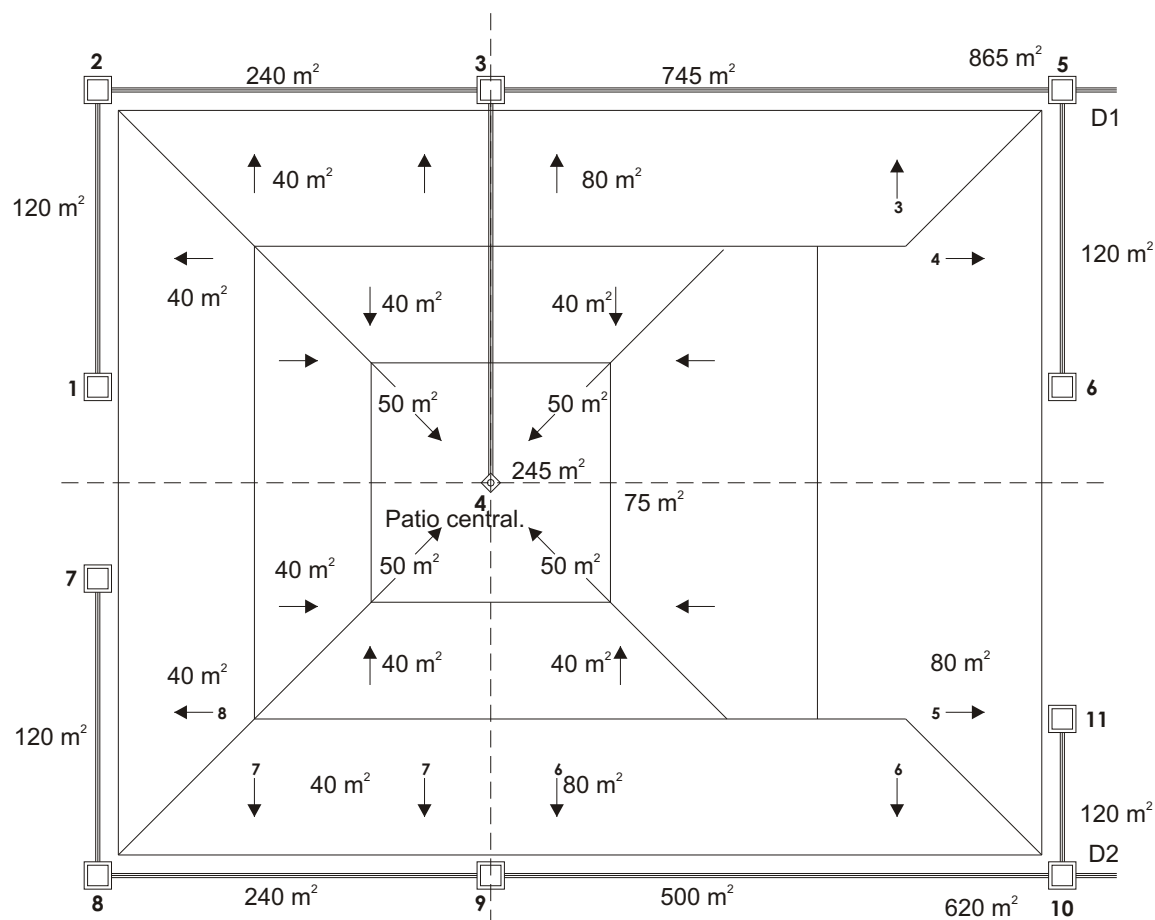
Corte transversal.



Corte longitudinal.

Cálculo de Colectores.

Colector	Área	Q = L/S	Pendiente Mínima	Diámetros	Capacidad
1-2	120 m ²	3,36	0,004	15 cms	12,52 lts/seg
2-3	240 m ²	6,72	0,004	15 cms	12,52 lts/seg
4-3	245 m ²	6,86	0,004	15 cms	12,52 lts/seg
3-5	745 m ²	20,86	0,004	25 cms	48,89 lts/seg
6-5	120 m ²	3,36	0,004	15 cms	12,52 lts/seg
5-D1	865 m ²	24,22	0,004	25 cms	48,89 lts/seg
7-8	120 m ²	3,36	0,004	15 cms	12,52 lts/seg
8-9	240 m ²	6,72	0,004	15 cms	12,52 lts/seg
9-10	500 m ²	14,00	0,004	20 cms	26,94 lts/seg
11-10	120 m ²	3,36	0,004	15 cms	12,52 lts/seg
10-D2	620 m ²	17,36	0,004	25 cms	26,94 lts/seg



Planta de agua de lluvias.

Instalación Eléctrica en Viviendas. Acometida, Contador, Tablero, Sub-tablero.

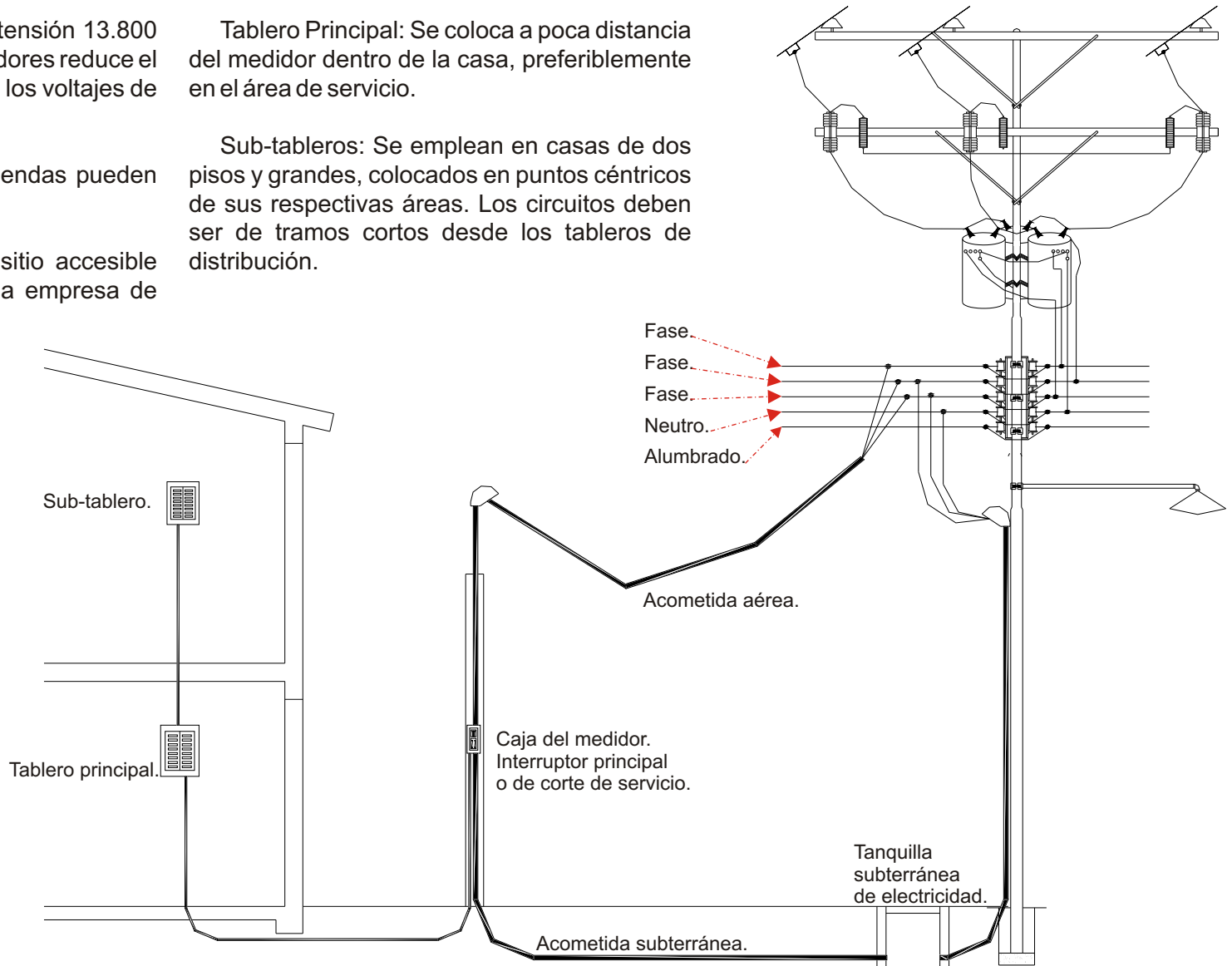
La electricidad viene en alta tensión 13.800 voltios y un banco de transformadores reduce el voltaje a 110/208 voltios que son los voltajes de distribución para las viviendas.

Las acometidas para las viviendas pueden ser de 2, 3 y 4 conductores.

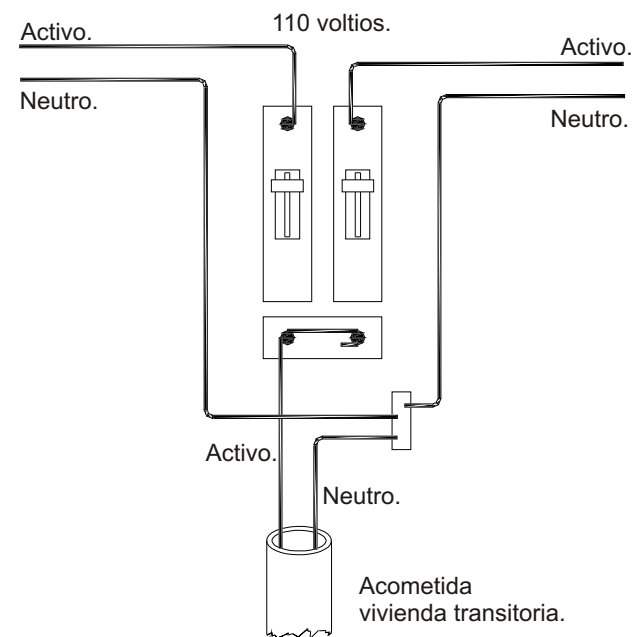
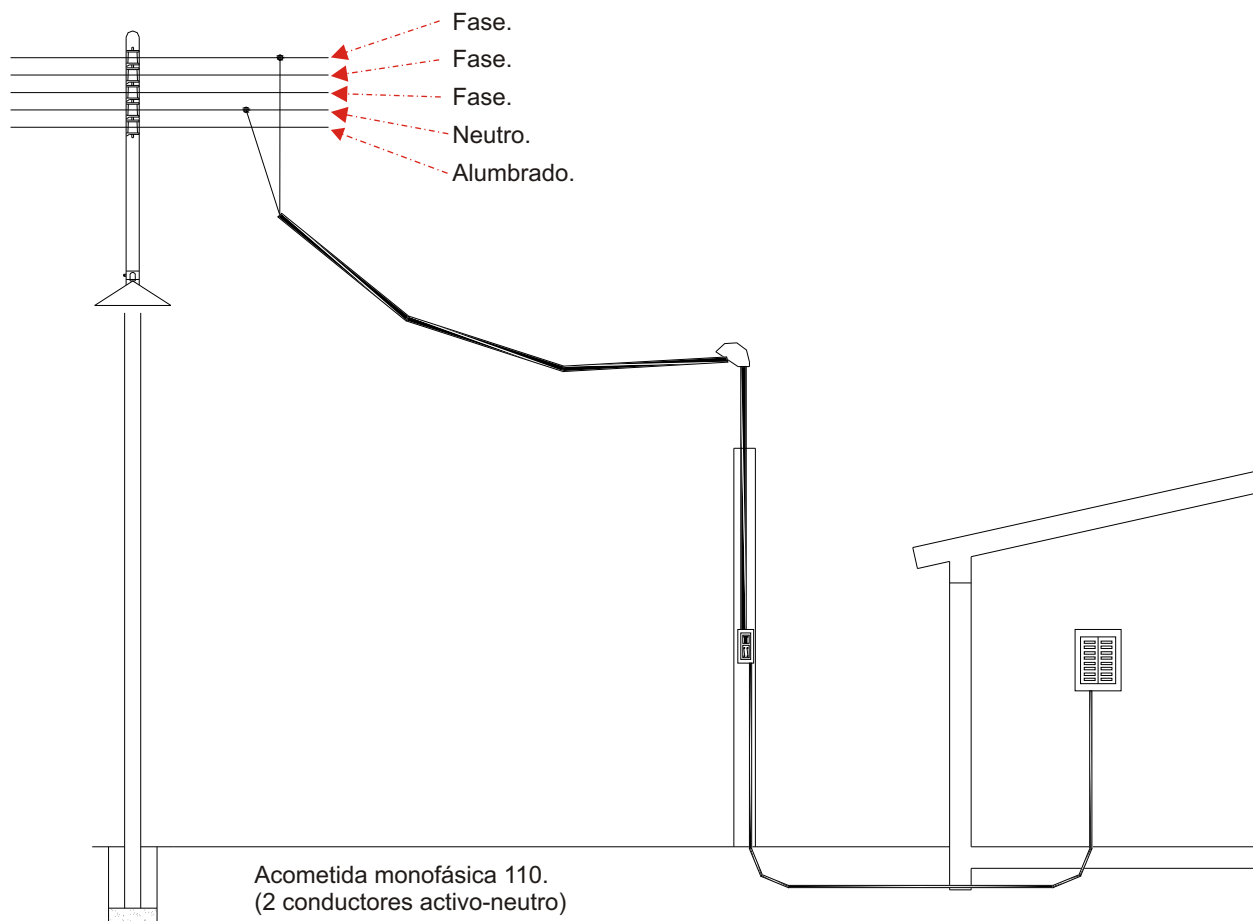
Medidor: debe estar en un sitio accesible para su lectura y revisión por la empresa de electricidad.

Tablero Principal: Se coloca a poca distancia del medidor dentro de la casa, preferiblemente en el área de servicio.

Sub-tableros: Se emplean en casas de dos pisos y grandes, colocados en puntos céntricos de sus respectivas áreas. Los circuitos deben ser de tramos cortos desde los tableros de distribución.



Instalación Eléctrica en Viviendas.
Acometida Monofásica 2 hilos.



Acometida monofásica 3 hilos. (2 activos y neutro). 120/240

Permite el funcionamiento del aire acondicionado, secadora, cocina eléctrica.

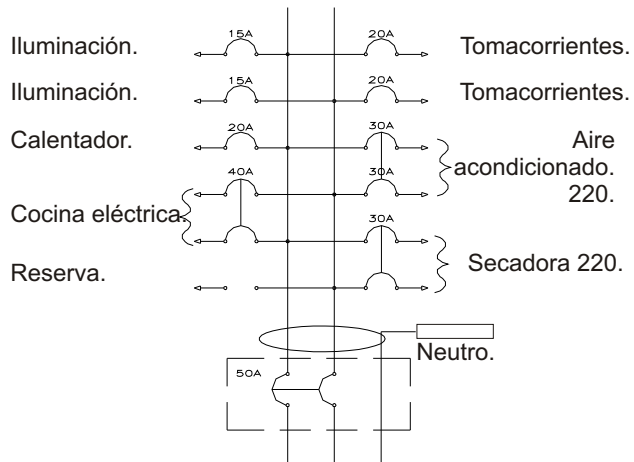
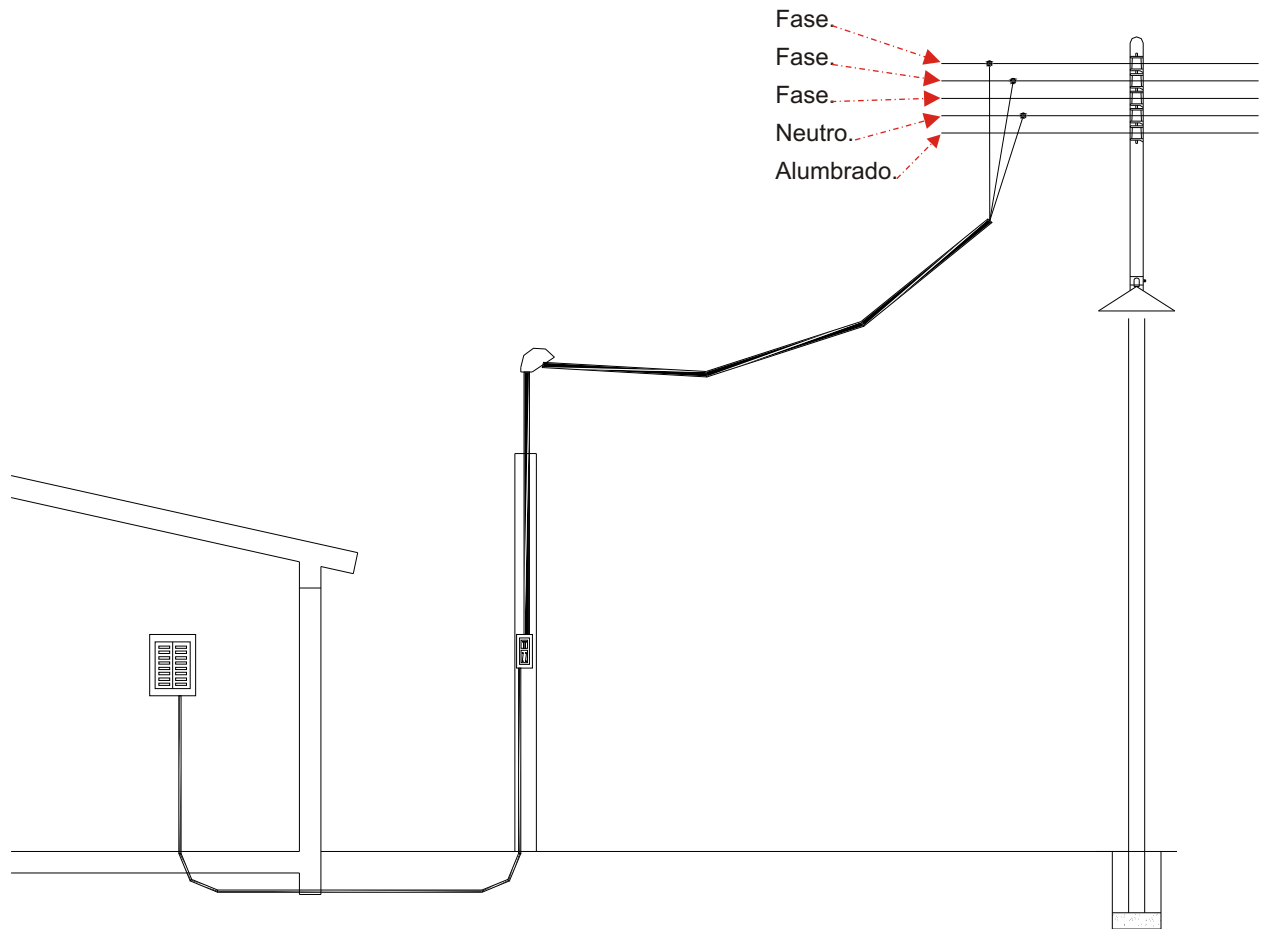


Diagrama tipo tablero monofásico-bifásico. 3 hilos (2 activos + neutro)



Acometida trifásica 4 hilos. (3 activos y neutro).

Permite el funcionamiento de aires acondicionados, secadoras, cocinas eléctricas y motores.

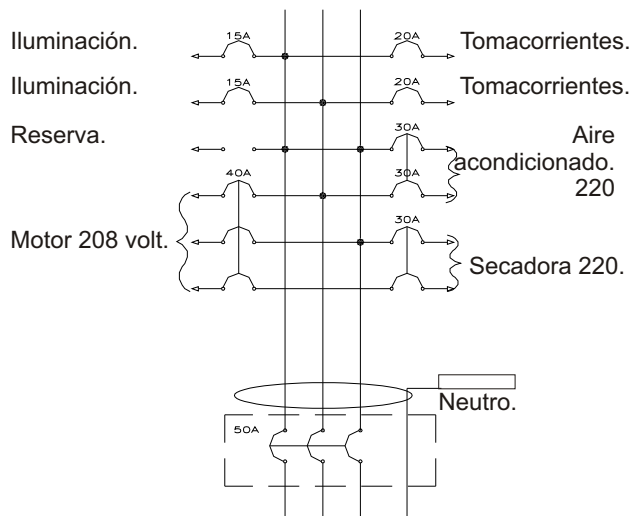
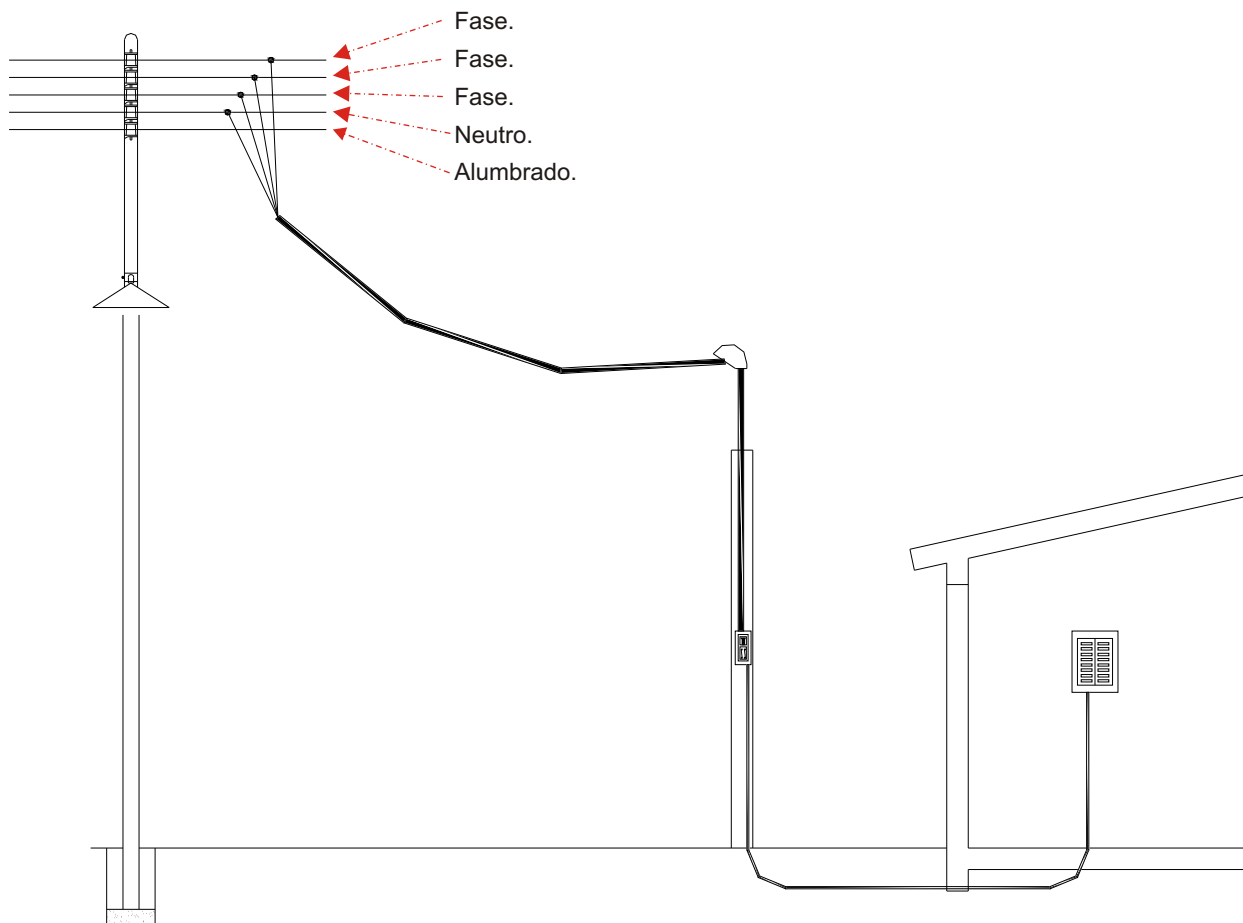
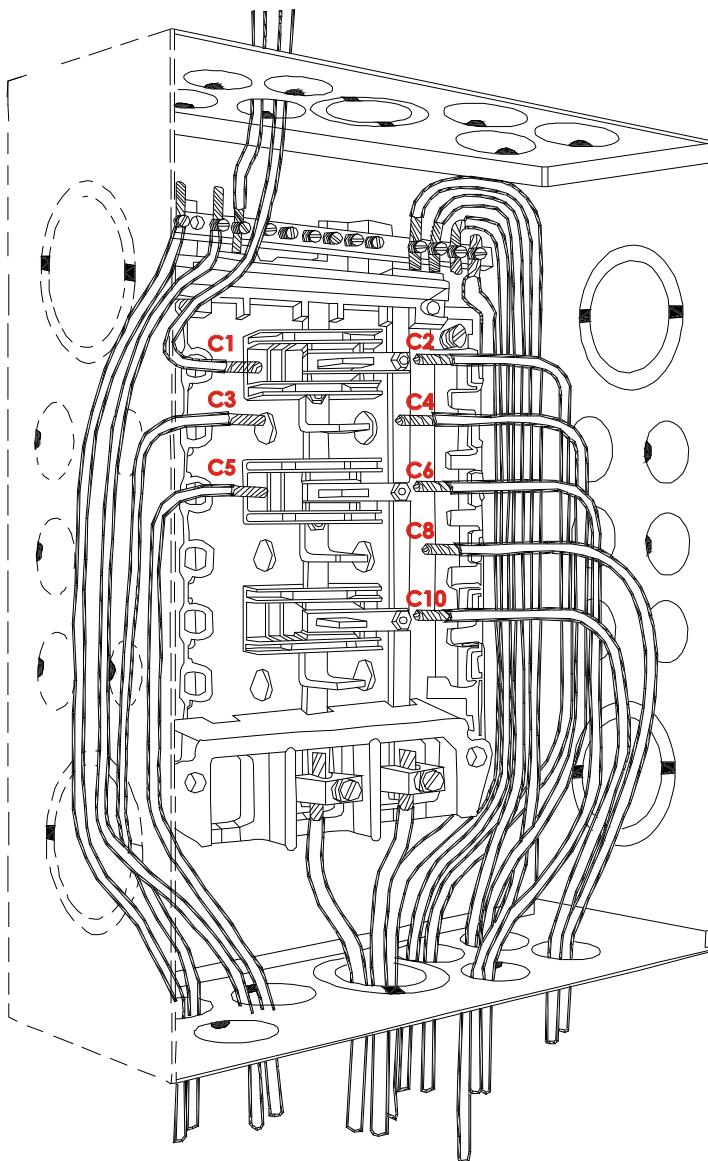


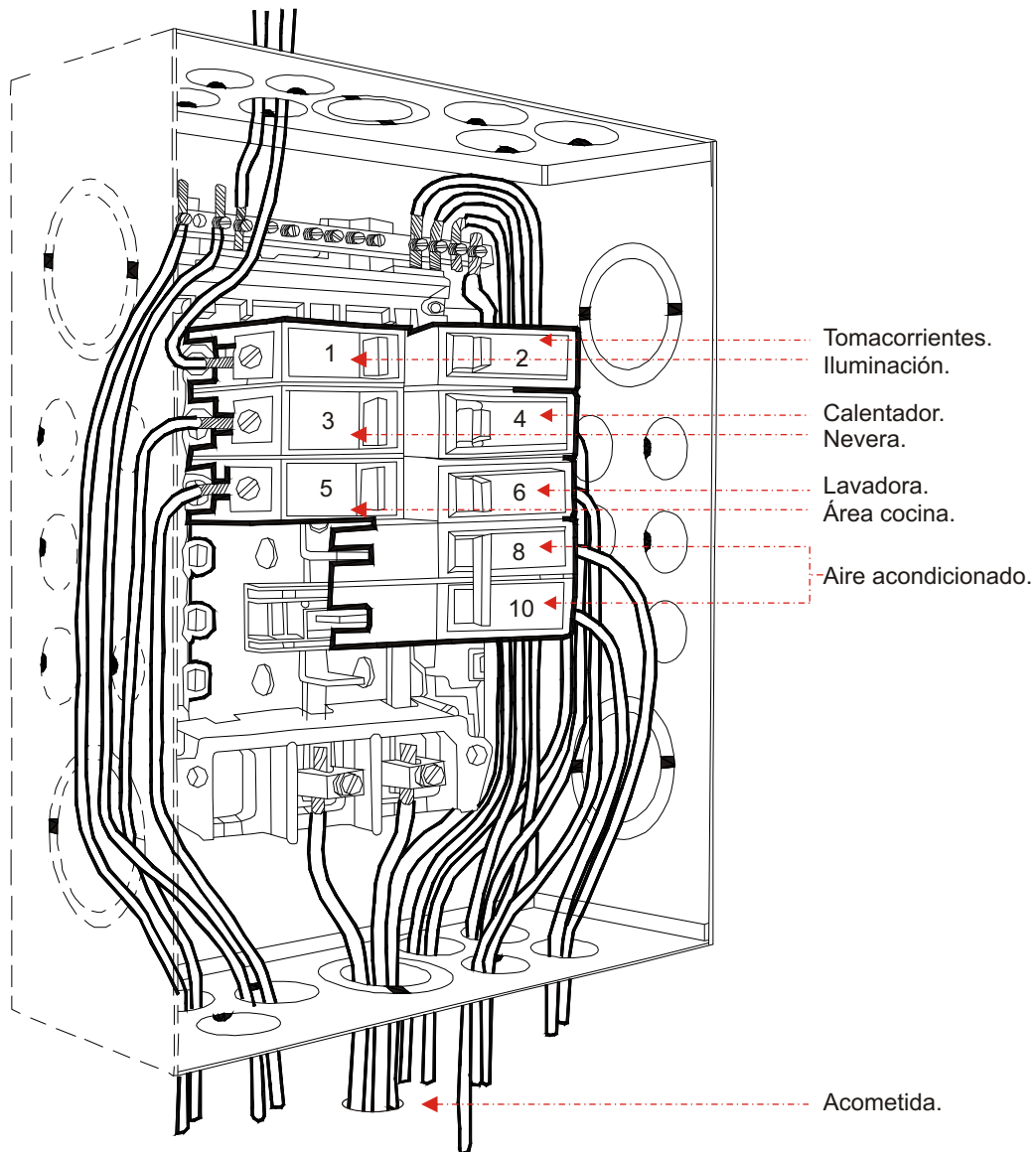
Diagrama tipo tablero trifásico. 4 hilos (3 activos + neutro)



Tomas:

- C1 (Iluminación).
- C2 (Tomacorrientes).
- C3 (Nevera).
- C4 (Calentador).
- C5 (Área cocina).
- C6 (Lavadora).
- C8,10 (Aire acondicionado).





El centro vital de la instalación eléctrica interior es el tablero principal (TP), tiene tres funciones.

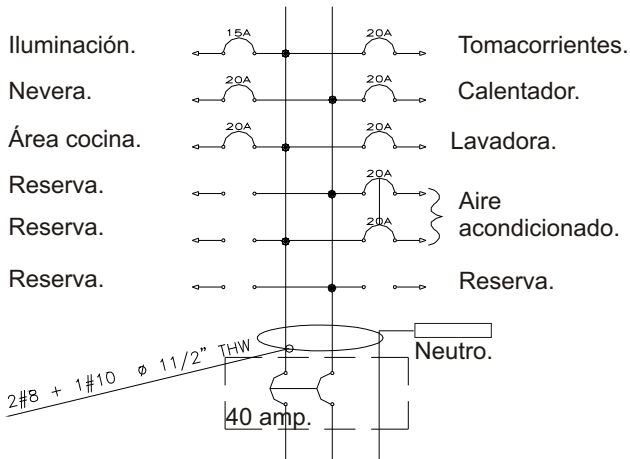
- 1.- Distribuir la energía eléctrica que entra por la acometida entre varios circuitos ramales.
- 2.- Proteger cada circuito contra cortocircuitos y sobrecarga.
- 3.- Dejar la posibilidad de desconectar de la red cada uno de los circuitos para reparaciones.

Circuitos: Se recomienda proyectar circuitos separados, de alumbrado y de tomacorrientes.

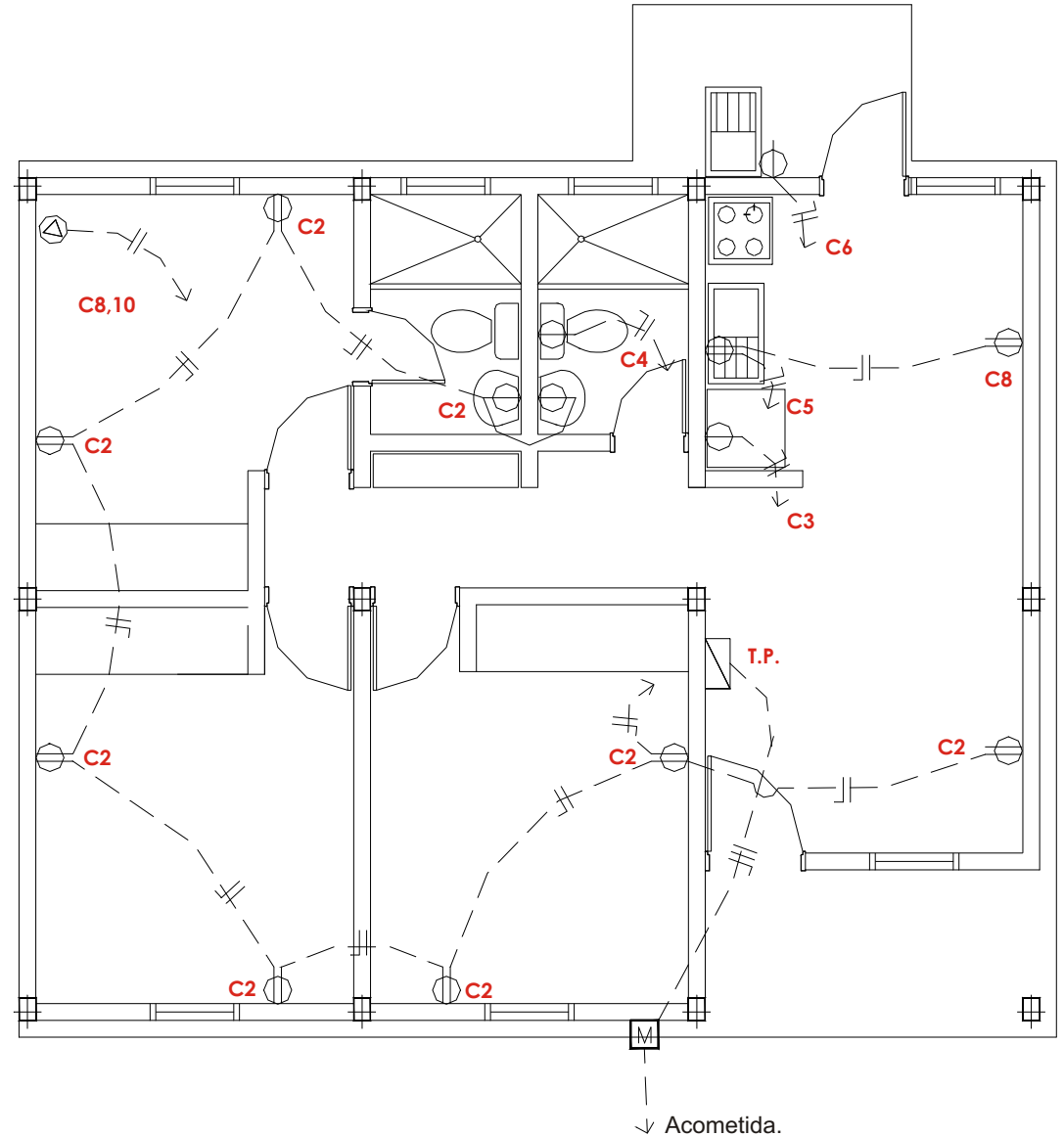
Circuito de Alumbrado: hay que prever un circuito de 20 amperios por cada 50 m² y 15 para cada 35 m².

Circuito de Tomacorrientes: Para artefactos portátiles de poco o mediana potencia en dormitorios o salas de estar, cocina, comedor y lavadero.

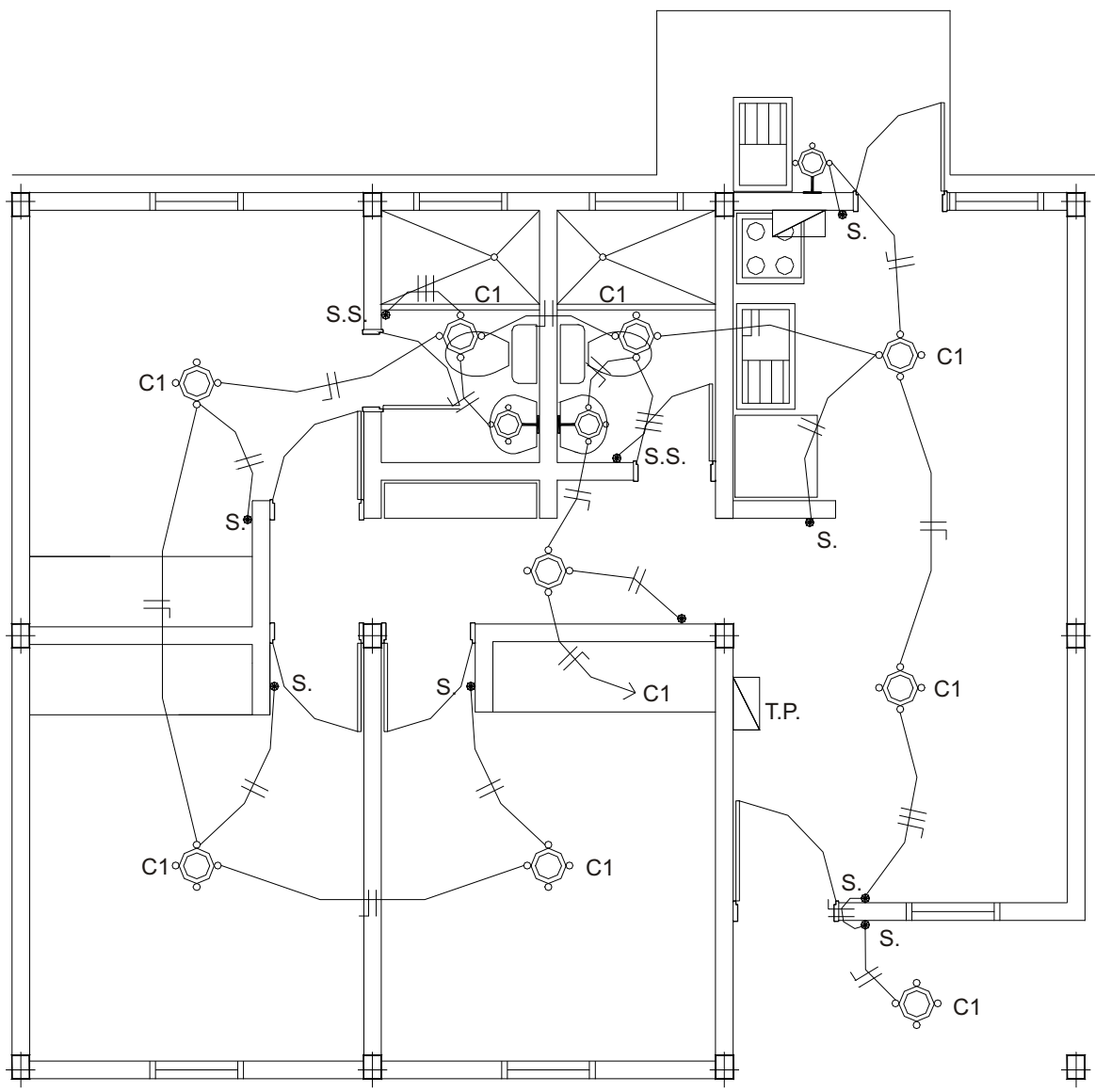
Circuitos Individuales: para alimentar artefactos de mayor potencia, aires acondicionado, cocinas eléctricas, secadoras y portones



Tablero residencial 8 circuitos
NLAB 424 con breakers HQC Icc= 10 KVA.



Instalación Eléctrica en Viviendas. Distribución Interna, Iluminación.



Una instalación adecuada consiste en:

- A.- Acometida de suficiente capacidad.
- B.- Tableros con espacio de reserva para futuros desarrollos, como: aire acondicionado, cocina eléctrica, secadora de ropa.
- C.- Número suficiente de circuitos con bastante capacidad para proveer una reserva adecuada.
- D.- Número suficiente de tomacorrientes y otras salidas, colocadas estratégicamente.
- E.- Número suficiente de interruptores de pared, convenientemente colocados para el control de las luces y artefactos.

Se planteo un solo circuito ramal de alumbrado para los 11 puntos de iluminación.

Mediante el estudio de cargas, se obtiene la demanda de diseño requerida para seleccionar las características del tablero, la carga máxima probable de los conductores, protección general y la acometida eléctrica.

Cargas Típicas

Luz incandescente	75W
Luz fluorescente (1 x 40)	50W
Luz fluorescente (2 x 40)	100W
Luz fluorescente (4 x 40)	200W
Calentador	1000W
Plancha	1000W
Microondas	1400W
Nevera grande	700W
Nevera pequeña	300W
Licuada	150W
Equipo de sonido	300W
Ventilador	250W
Pulidora	250W
Televisión	250W
Radio	50W
Computadora	150W
Secadora de ropa	4000W 220V
Lavadora	400W
Cocina eléctrica	6000W 220V
Hidroneumático	1000W
Portoneléctrico.	1500W
Aire acondicionado	220 V
9000 BTU	1200W
12000BTU	1800W
24000BTU	3600W
36000BTU	5400W

Cálculo:

Se suman todas las cargas calculadas y con ese total se determina la corriente máxima en amperios probable de los conductores y de los alimentadores del tablero, de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$I (\text{amperios}) = \frac{\text{Carga total (vatios)}}{\text{Tensión en (voltios)}}$$

Monofásico (2 hilos) 110 voltios
 Monofásico ó Bifásico (3 hilos) 208 voltios
 Trifásico (4 hilos) 1,73 x 208 voltios = 360

Ejemplo:

Corriente máxima probable de los conductores que alimentan un tablero de tres hilos con una carga total de diseño de 4032 vatios.

$$I = \frac{4032,5 \text{ vatios}}{208 \text{ voltios}}$$

$$I = 24,19 \text{ amperios}$$

Un conductor con capacidad de carga de 30 amperios es la solución para distancias cortas; por capacidad de corriente.

Hay que hacer la comprobación por caída de tensión de acuerdo a la longitud del conductor. Los conductores deben tener, adecuada resistencia mecánica, aislación y capacidad de

En viviendas los mas empleados:

TW = Termoplásticos resistentes a la humedad.

THW = Termoplástico resistente al calor y la humedad.

TTU = Polietileno-PVC para acometidas residenciales y redes subterráneas.

Capacidad de carga de los conductores de acuerdo al calibre, el recubrimiento y el aislamiento con una capacidad de 600 voltios.

Calibre	Capacidad de Carga.	
	TW	THW-TTU-THWN
14	15 amp.	15 amp.
12	20 amp.	20 amp.
10	30 amp.	30 amp.
8	40 amp.	45 amp.
6		65 amp.
4		85 amp.
2		115 amp.
1		130 amp.
1/0		150 amp.
2/0		175 amp.
3/0		200 amp.
4/0		230 amp.

**Instalación Eléctrica en Viviendas.
Tabla de Carga vivienda de 3 Dormitorios.**

Tabla de Cargas.

T.P. Tablero Residencial 12 Circuitos, 3 Hilos (2 Activos + Neutro)

Circuitos	Luminaria		Tomacorriente			Potencia (VA)		Protección		Alimentación del Circuito Ramal	Observaciones Específicas	
	Nº	Techo	pared	Piso	Pared	Especiales	Punto	Total	Polo			AMPS
1	9	2					75	825	1	15	2 # 14 TW	Iluminación
2					9		150	1350	1	20	2 # 12 TW	Tomacorrientes
5						3	300	900	1	20	2 # 12 TW	Área cocina
4						1	1000	1000	1	20	2 # 12 TW	Calentador
8,10						1	1800	1800	2	20	2 # 12 TW	Aire acondicionado
6						1	400	400	1	20	2 # 12 TW	Lavadora
3						1	300	300	1	20	2 # 12 TW	Nevera
Estudios de Cargas									Fase	Neutro	Acometida y Protección Principal	
Carga de Iluminación									825	825	I de Fase = 24.19 Amp	
Carga de Tomas, Uso General									1350	1350	I de Neutro = 17.06 Amp	
Carga de Tomas Especiales									4100	2300	Longitud Acometida =25 m	
Sub-Total									6275	4475	Kvam = (5032,5/1000) 25 x 2 = 252 Kvam = (3547,5/1000) 25 x 2 = 177	
Aplicando Factor de Demanda (220-11 CEN)											Capacidad de Distribución:	
Alumbrado									825	825	Conductores de Fase = 2 # 10 TTU	
Uso General									675	675	Conductor de Neutro = 1 # 10 TTU	
Tomas Especial.									3075	1725	Diámetro Tubería = 1"	
Iluminación y Tomas de Uso General y Especiales.									4575	3225	BreakerPrincipal = 2 x 30 Amp	
Reserva 10%									457,5	322,5		
Carga total de diseño en VA.:									5032,5	3547,5		

**Instalación Eléctrica en Viviendas.
Herramientas de Cálculo.**

Caída de tensión:

$$Kva \cdot m = \frac{3547,5}{1000} \times 25 \times 2 = 177,38$$

$$177,38 < 224 \text{ cable \# 10}$$

Se tomaran como dato la longitud entre el punto de acometida y el tablero. La capacidad de distribución del conductor en Kva . m.

La solución definitiva de alimentación al tablero es por caída de tensión 2#8+1#10 TTU en un tubo de ¾", lo usual 1".

Ejemplo:

Carga de diseño 5.032,5 vatios
Longitud acometida = 25 m
1.600 vatios = 1 Kva

$$Kva \cdot m = \frac{5.032,5}{1.000} \times 25 \times 2 = 251,6$$

251,6 < 351 cable 8 TTU.
La caída de tensión es menor al 2%

351 capacidad 2%
251 X

$$X = 251,6 \times 2 / 351 = 1,43\%$$

Para una carga en vatios en
El neutro 3.547,5

Máximo Número de Conductores de Igual Calibre, en Tuberías, Nuevos Trabajos.

AWG	14	12	10	8	6	4	3	2
1/2"	4	3	1	1	1	1		
3/4"	6	5	4	3	1	1	1	1
1"	10	8	7	4	3	1	1	1
1 1/4"	18	15	13	7	4	3	3	3
1 1/2"	25	21	17	10	6	5	4	3
2"	41	34	29	17	10	8	7	6
2 1/2"	58	50	41	25	15	12	10	9
3"	90	76	64	38	23	18	16	14

Capacidad de distribución K.V.A. M para conductores monopolares de cobre con aislamiento TW Sistema trifásico 208/120V. , 60 Hz y temperatura del conductor 60 °C caída de tensión V=2%

AWG	14	12	10	8	6	4	2
Factor de potencia 0,90	94	149	235	370			

Capacidad de distribución K.V.A. M para conductores monopolares de cobre con aislamiento TTU Sistema trifásico 208/120V. , 60 Hz y temperatura del conductor 75 °C caída de tensión V=2%

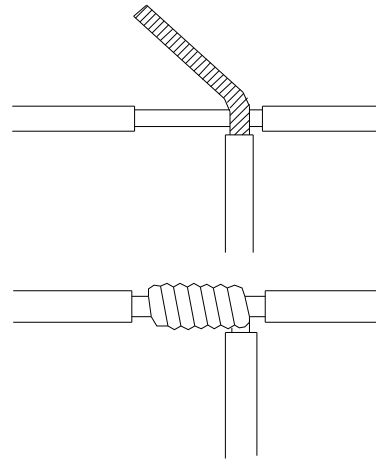
AWG	14	12	10	8	6	4	2
Factor de potencia 0,90	89	142	224	351	530	823	1.268

Todas las conexiones serán en paralelo, es decir, activo con activo y neutro con neutro.

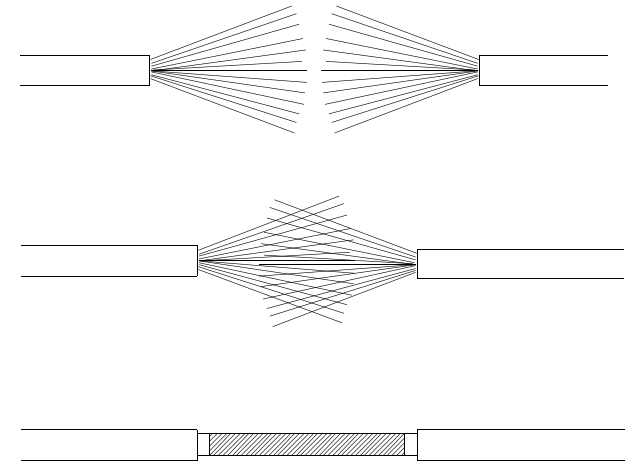
Los interruptores, tomacorrientes y lámparas se colocarán a las siguientes alturas del piso.

- Interruptores 1,40 m.
- Tomacorrientes 0,60 m.
- Lámparas de Pared 2,00 m.
- Lámparas de Techo 2,20 m.

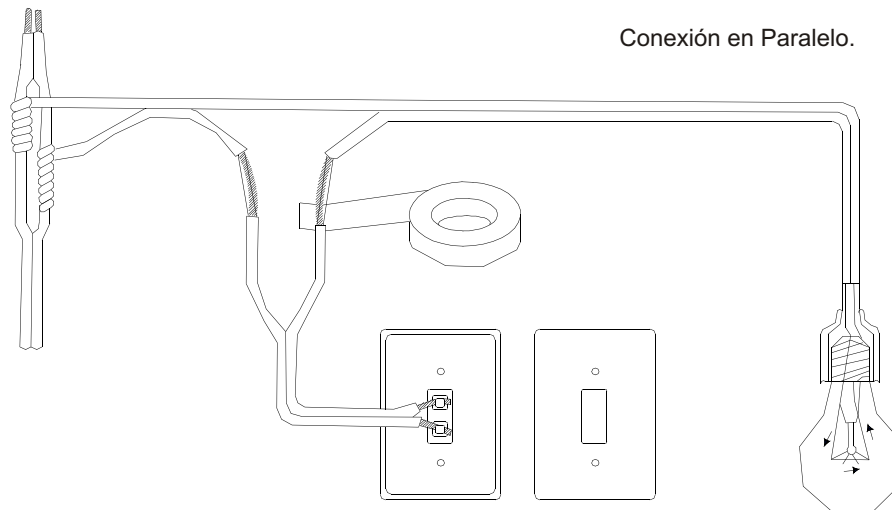
Empalme en "T".



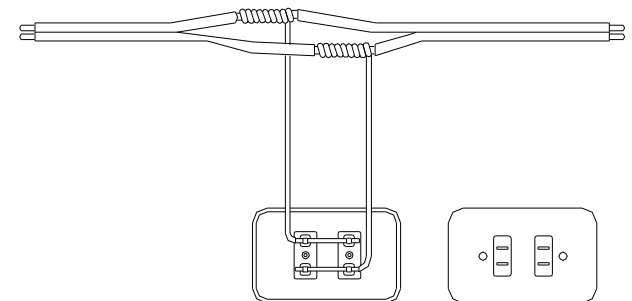
Empate de dos Cables.



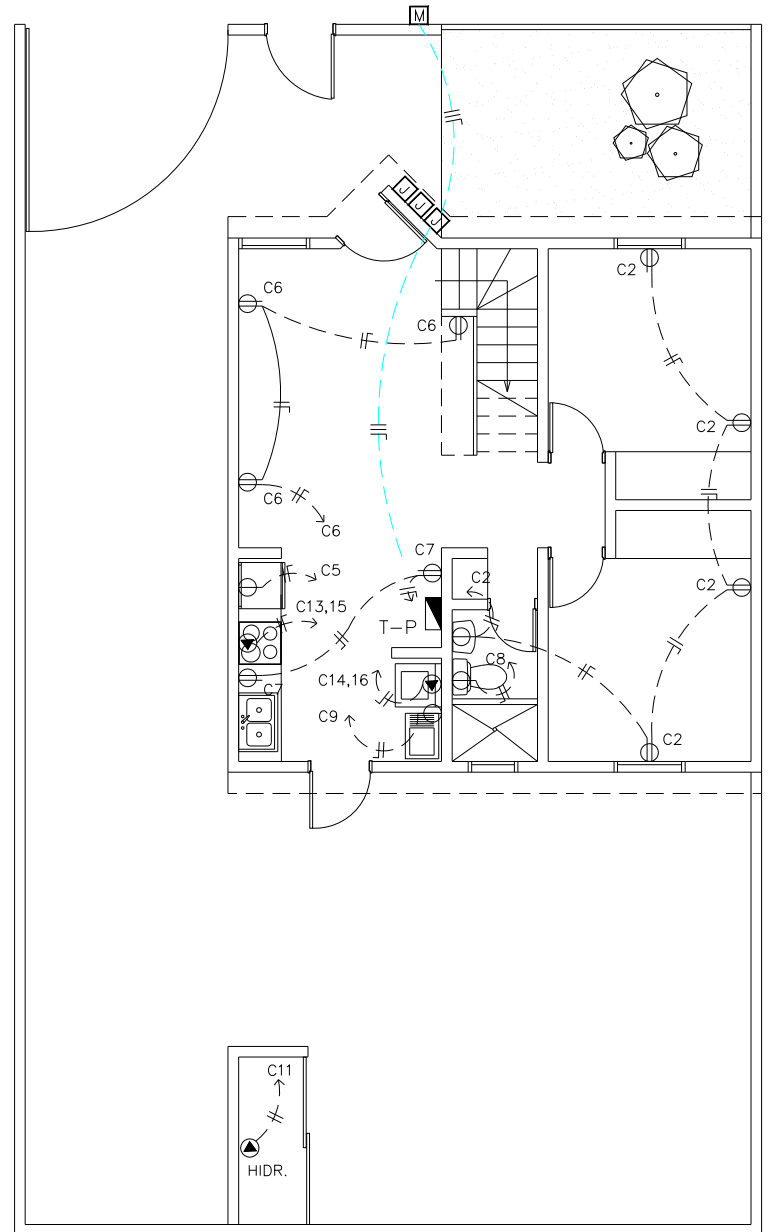
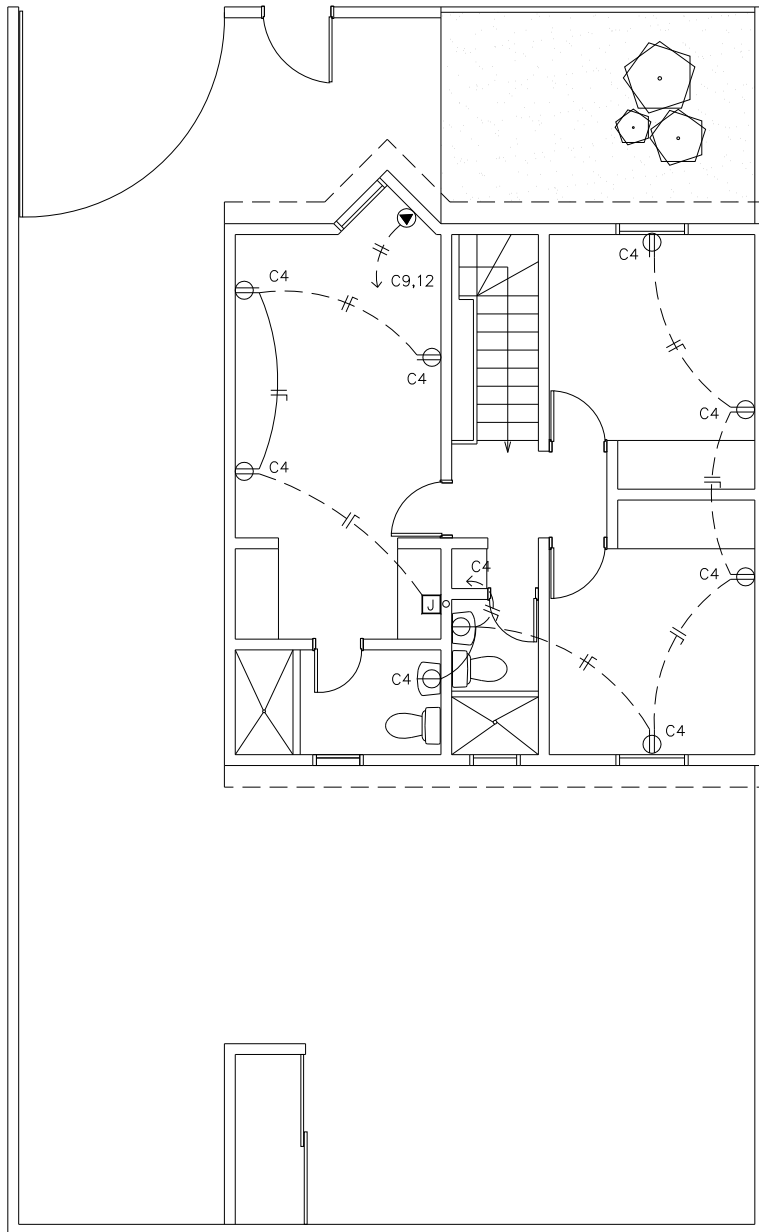
Conexión en Paralelo.



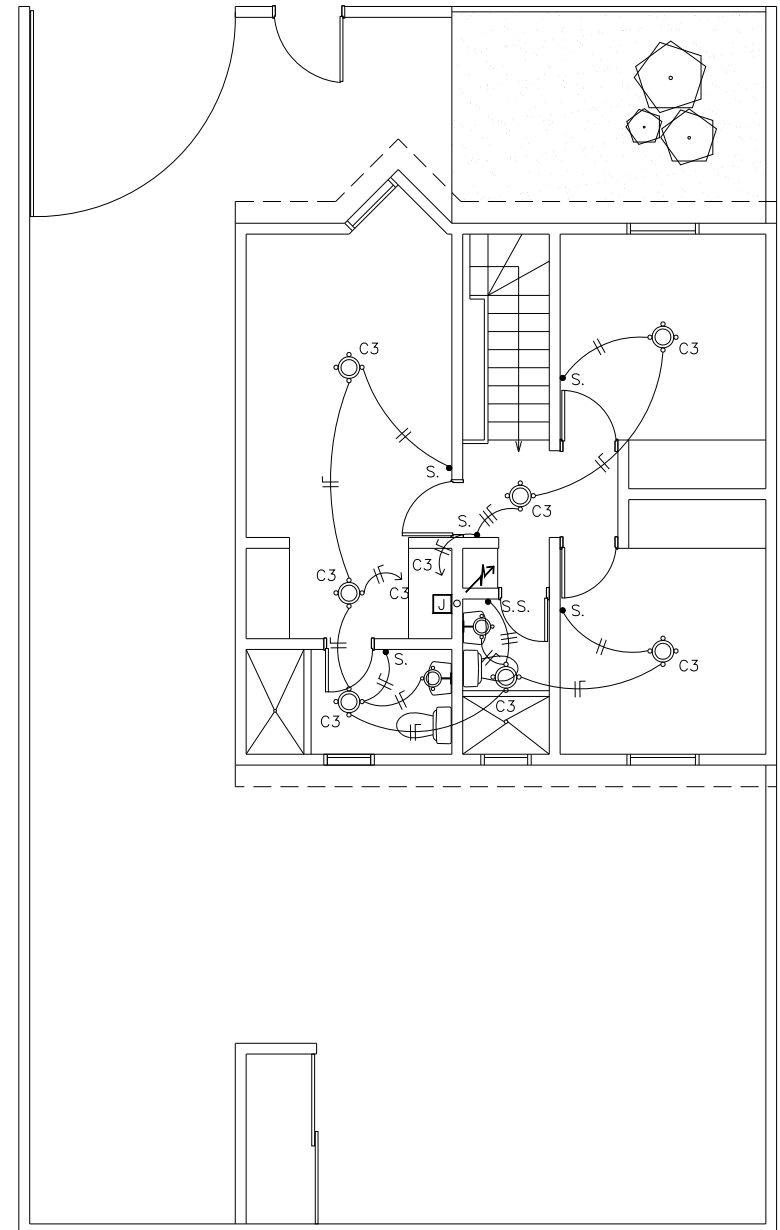
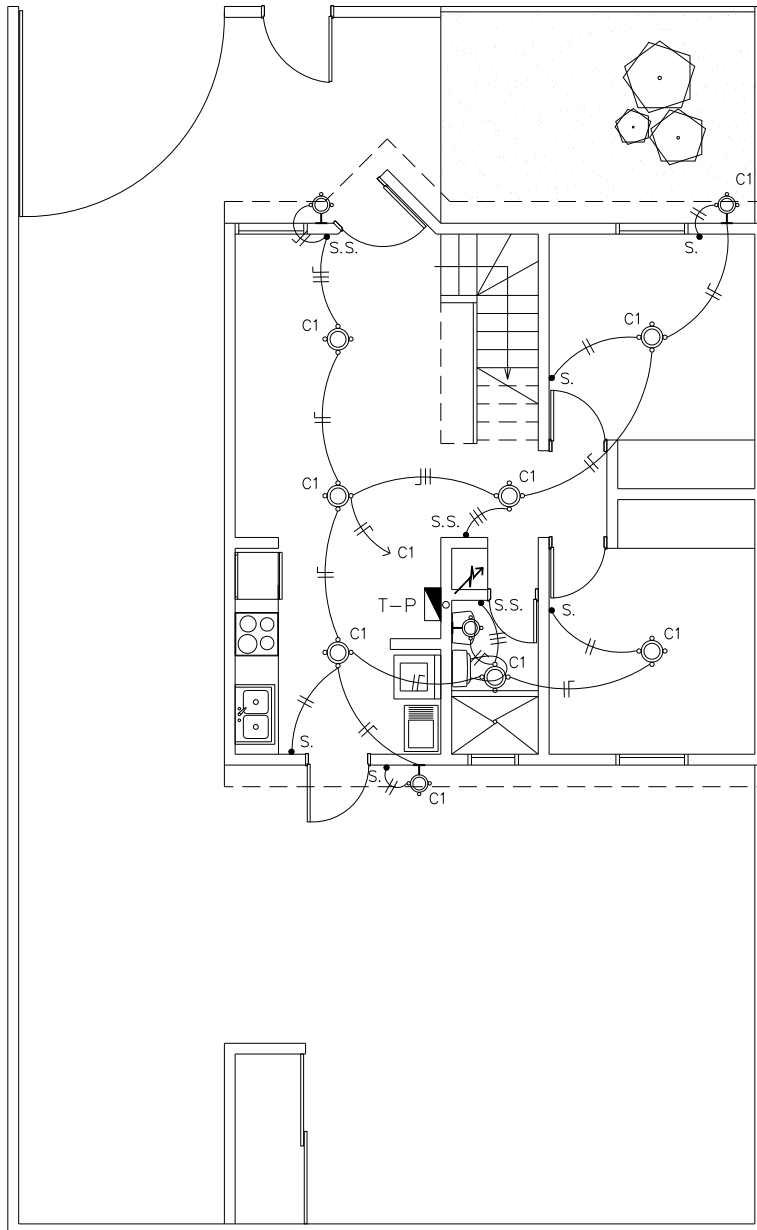
Conexión en Paralelo.



Instalación Eléctrica en Viviendas.
Vivienda de 5 Dormitorios Tomacorrientes.



Instalación Eléctrica en Viviendas.
Vivienda de 5 Dormitorios Iluminación.



**Instalación Eléctrica en Viviendas.
Tablas de Carga Viviendas de 5 Dormitorios.**

T.P. Tablero Residencial 20 Circuitos, 3 Hilos (2 Activos + Neutro)											
CIRC. N°	LUMINARIAS		TOMACORRIENTES			POTENCIA (VA)		PROTECCION		ALIMENTACION DEL CIRCUITO RAMAL	OBSERVACIONES ESPECIFICAS
	TECHO	PARED	PISO	PARED	ESPC.	PUNTO	TOTAL	POLO	AMPS		
C1	7	4				75	825	1	15	2# 14 TW	Iluminación P.B.
C3	7	1				75	600	1	15	2# 14 TW	Iluminación P.A.
C2				5		150	750	1	20	2 # 12 TW	Tomas P.B.
C4				9		150	1350	1	20	2 # 12 TW	Tomas P.A.
C5					1	300	300	1	20	2 # 12 TW	Nevera
C7					2		1000	1	20	2 # 12 TW	Área de cocina
C6				3		150	450	1	20	2 # 12 TW	Tomas salon
C8						1000	1000	1	20	2 # 12 TW	Calentador
C9							1000	1	20	2 # 12 TW	Área lavadero
C11						750	750	1	20	2 # 12 TW	Hidroneumático
C13,15						6000	6000	2	40	2 # 10 TW	Cocina eléctrica
C10,12						1800	1800	2	30	2 # 12 TW	Aire acondicionado
C14,16						4000	4000	2	30	2 # 10 TW	Secadora
								FASE	NEUTRO	ACOMETIDA Y PROTECCION PRINCIPAL	
								1425	1425	I de Fase = 68.75 Amp	
								2550	2550	I de Neutro = 28.19 Amp	
Carga de Tomas Especiales								15850	4050	Longitud Acometida = 25 m	
Sub-Total								19825	8025	Kva.m = (14302/1000) 25 x 2 = 715 Kva.m = (5865/1000) 25 x 2 = 293	
Aplicando Factor de Demanda (220-11 CEN)											
Alumbrado 100% 1,00 x 1425								1425	1425	Capacidad de Distribución: Conductores de Fase = 2 # 4 TTU Conductor de Neutro = 1 # 8 TTU Diámetro Tubería = 1 1/2"	
Uso General 50% 0,50 x 2550								1275	1275		
Tomas Especial. 65% 0,65 x 15 850								10302	2632		
Iluminación y Tomas de Uso General y Especiales.								13002	5332	Breaker Principal = 2 x 80 Amp	
RESERVA 10%								1300.2	533.2		
CARGA TOTAL DE DISEÑO EN VA.:								14302.2	5865.2		

Capacidad de Corriente.
Alimentador del Tablero.

$$I = \frac{14302,2 \text{ vatios}}{208 \text{ voltios}} = 68,75 \text{ amperios}$$

Cable 4 capacidad 85 amperios.

Caída de Tensión (fase)
Longitud 25 m. max. 2%

$$Kva.m = \frac{14302,2}{1000} \times 25 \times 2 = 715$$

715 < 823 cable #4 TTU

Caída Tensión Neutro.

$$Kva.m = \frac{5865,2}{1000} \times 25 \times 2 = 293$$

293 < 351 cable # 8 TTU

La solución definitiva de alimentación
al tablero

2 # 4 + 1 # 8 TTU Ø 1 ¼
Lo usual Ø 1 ½

Máximo Número de Conductores de Igual Calibre, en Tuberías, Nuevos Trabajos

AWG	14	12	10	8	6	4	3	2
1/2"	4	3	1	1	1	1		
3/4"	6	5	4	3	1	1	1	1
4"	10	8	7	4	3	1	1	1
1 1/4"	18	15	13	7	4	3	3	3
1 1/2"	25	21	17	10	6	5	4	3
2"	41	34	29	17	10	8	7	6
2 1/2"	58	50	41	25	15	12	10	9
3"	90	76	64	38	23	18	16	14

Capacidad de distribución K.V.A.m para conductores monopolares de cobre con aislamiento TW
Sistema trifásico 208/120V. , 60 Hz y temperatura del conductor 60 °C Caída de tensión V=2%

AWG	14	12	10	8	6	4	2
Factor de potencia 0.90	94	149	235	370			

Capacidad de distribución K.V.A.m para conductores monopolares
Sistema trifásico 208/120V. , 60 Hz y temperatura del conductor 75 °C Caída de tensión V=2%

AWG	14	12	10	8	6	4	2
Factor de potencia 0.90	89	142	224	351	530	823	1268

Instalación Eléctrica en Viviendas.
Vivienda 5 Dormitorios Telf. CTV. ELECT.

