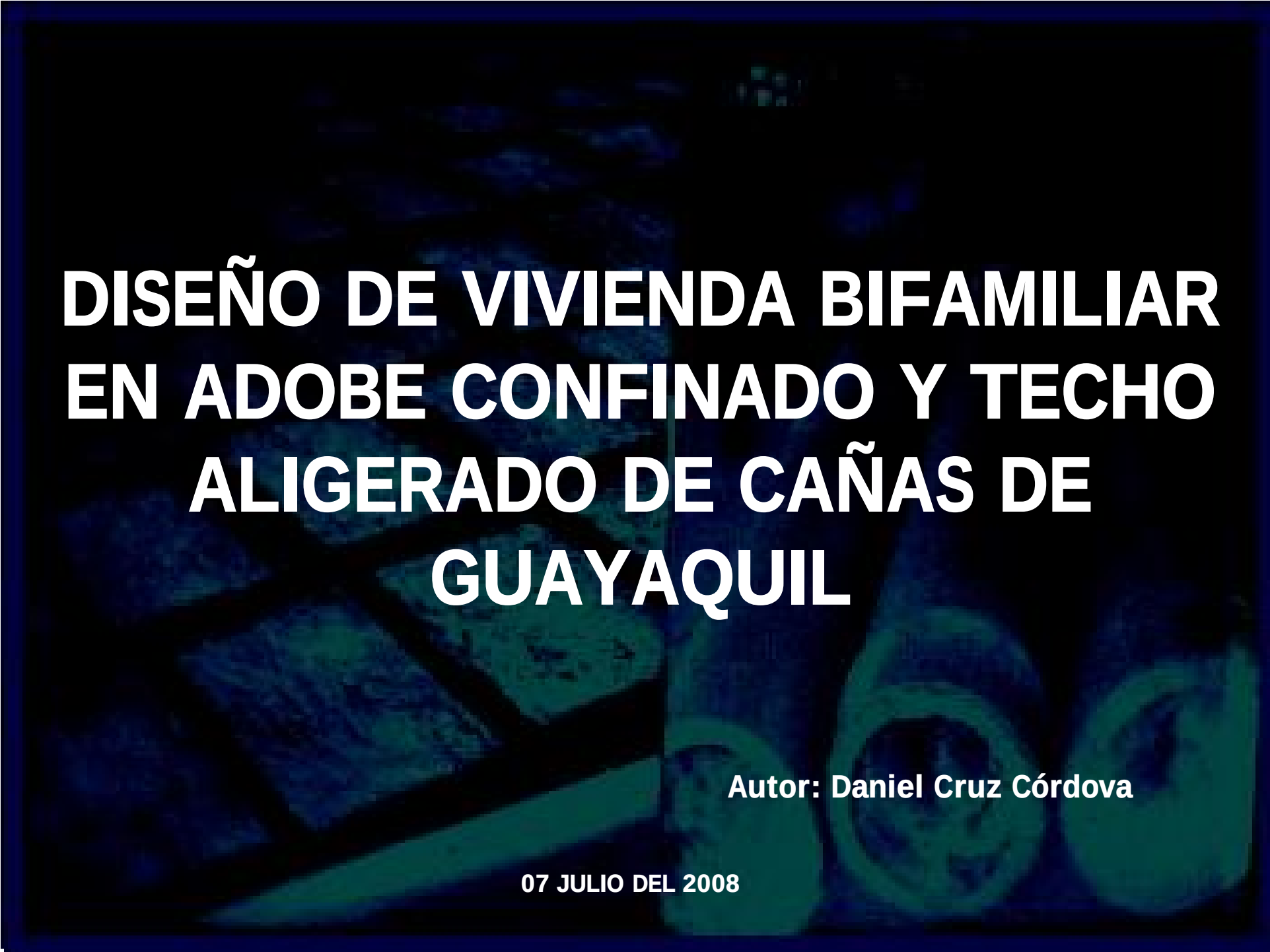




DISEÑO DE VIVIENDA BIFAMILIAR EN ADOBE CONFINADO Y TECHO ALIGERADO DE CAÑAS DE GUAYAQUIL

Autor: Daniel Cruz Córdova

07 JULIO DEL 2008

INTRODUCCION

- DESDE LAS PRIMERAS CIVILIZACIONES SE UTILIZÓ LA TIERRA COMO MATERIAL PRINCIPAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS. EN LA ACTUALIDAD ESTE MATERIAL ES AÚN UTILIZADO EN LA MAYOR PARTE DEL MUNDO Y EN EL PERÚ EL 60 % DE LAS VIVIENDAS SON DE TIERRA.
- LA ALBAÑILERÍA EN ADOBE REQUIEREN UN DISEÑO ESPECIAL DADO SU DEFICIENTE COMPORTAMIENTO ANTISÍSMICO COMPARADO CON OTROS SISTEMAS COMO LA ALBAÑILERÍA DE ARCILLA COCIDA.
- EL PRESENTE PROYECTO PROPONE UN DISEÑO DE VIVIENDA BIFAMILIAR DE DOS PISOS CONFORMADA POR MUROS DE ADOBE CONFINADO CON ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO; EN DONDE ADEMÁS SE INCLUYE EL DISEÑO DE UN ENTREPISO DE LOSA DE CONCRETO ARMADO CON CAÑAS DE GUAYAQUIL COMO ELEMENTO ALIGERANTE.

¿POR QUE NACE EL PROYECTO?

- EL PROYECTO NACE COMO UNA RESPUESTA A LA DEMANDA DE VIVIENDA EN LA POBLACIÓN DE LAS PROVINCIAS Y DISTRITOS DE LA SIERRA PIURANA. TOMAREMOS AL DISTRITO DE CHALACO – MORROPÓN UBICADO A 2300 M.S.N.M. COMO ZONA MODELO PARA APLICAR NUESTRO PROYECTO.
- EL PROYECTO PRESENTA UNA ALTERNATIVA DE VIVIENDAS BI-FAMILIARES, LAS CUALES NO ESTÁN MUY DIFUNDIDAS EN LA SIERRA PIURANA.
- CONSTRUIR EN LA ZONA CON EL SISTEMA DE ADOBE CONFINADO REPRESENTA UN AHORRO DE 28.90% FRENTE AL SISTEMA CONVENCIONAL (ALBAÑILERÍA DE ARCILLA COCIDA).



DESVENTAJAS DE LAS CONSTRUCCIONES EN ADOBE

VIVIENDA TÍPICA DE ADOBE DOS PISOS (DISTRITO DE CHALACO – MORROPÓN)

DESVENTAJAS DE LAS VIVENDAS EN ADOBE

LA AUTOCONSTRUCCIÓN NO ASISTIDA TÉCNICAMENTE, ES EL COMÚN EN LA MAYORÍA DE VIVIENDAS Y PRINCIPAL CAUSA DE LAS SIGUIENTES DEFICIENCIAS:

1. DEFICIENTE RESISTENCIA AL CORTE PRODUCIDO POR LAS CARGAS LATERALES DE UN SISMO.
2. VULNERABILIDAD ANTE LLUVIAS E INUNDACIONES.
3. DEFICIENTE ARQUITECTURA, EN CUANTO A ESPACIO ILUMINACIÓN Y VENTILACIÓN.

1.- DEFICIENTE RESISTENCIA AL CORTE

- EL DEFICIENTE COMPORTAMIENTO ANTE EL SISMO DE UNA CONSTRUCCIÓN DE ADOBE SE DEBE, AL ELEVADO PESO DE LA ESTRUCTURA, A SU BAJA RESISTENCIA Y A SU COMPORTAMIENTO FRÁGIL.
- SUMANDO A ESTO LA AUTOCONSTRUCCIÓN NO SIGUE LAS RECOMENDACIONES ESTABLECIDAS POR LOS PROFESIONALES, DERIVANDO EN DISEÑOS CON UNA DENSIDAD Y ESBELTEZ DE MUROS INADECUADA.



IMAGEN: TERREMOTO DE PISCO 15/08/07

2.-VULNERABILIDAD ANTE LLUVIAS E INUNDACIONES.

- A PESAR DEL PERIODO LLUVIOSO QUE SE PRESENTA EN LA SIERRA ENTRE LOS MESES DE DICIEMBRE Y ABRIL, LA POBLACIÓN A SABIDO PROTEGER SUS VIVIENDAS DE ADOBE, UTILIZANDO LAS COBERTURAS DE TECHO ADECUADAS DE TAL MANERA QUE EL AGUA NO AFECTE DIRECTAMENTE LOS MUROS
- SIN EMBARGO ANTE UNA INUNDACIÓN EL COLAPSO DE UNA VIVIENDA DE ADOBE ES CASI INMINENTE. POR TAL MOTIVO SIEMPRE SE DEBE CONSIDERAR DONDE SE UBICARÁ LA VIVIENDA, ASÍ COMO CONSIDERAR LA CONSTRUCCIÓN DE DRENES. FINALMENTE EL ADOBE ES SIMPLEMENTE TIERRA SECA, Y ES ALGO A TENER EN CUENTA A LA HORA DE CONSTRUIR.

3.-ESPACIOS REDUCIDOS DE LOS AMBIENTES DE LA VIVIENDA

- DEBIDO A LA BAJA RESISTENCIA DEL ADOBE LOS ESPESORES DE MUROS VARÍAN DESDE LOS 40 CM HASTA LOS 80 CM. ESTOS AL NO CONTAR CON LA ASESORÍA TÉCNICA ADECUADA CONLLEVA A OBTENER ESPACIOS REDUCIDOS Y MAL ILUMINADOS EN LOS INTERIORES DE LA VIVIENDA.



ADOBE CONFINADO

CASA EN ADOBE CONFINADO DE DOS PISOS (CHALACO – MORROPÓN)

VIVIENDA DE ADOBE CONFINADO

- CONFORMADA POR MUROS DE ADOBE, LOS CUALES SE CONFINAN EN TODO SU PERÍMETRO POR COLUMNAS Y VIGAS SOLERAS DE CONCRETO ARMADO.
- EL DISEÑO DE ESTE TIPO DE VIVIENDAS PERMITE UTILIZAR MUROS DE ADOBE DE 25 CM. DE ESPESOR LO CUAL PERMITE OBTENER MAYORES ÁREAS EN LOS AMBIENTES INTERIORES.
- ESTE TIPO DE MUROS TIENEN UN BUEN COMPORTAMIENTO ANTISÍSMICO DEBIDO PRINCIPALMENTE A SUS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO DE CONCRETO ARMADO.

VIVIENDAS EXISTENTE DE ADOBE CONFINADO

EN EL DISTRITO DE CHALACO EXISTEN VARIAS CONSTRUCCIONES EN ADOBE CONFINADO, SIN EMBARGO ESTAS EDIFICACIONES NO HAN SEGUIDO NINGÚN TIPO DE DISEÑO ANTISÍSMICO, Y EN ALGUNOS CASOS SUS CONFINAMIENTOS ESTÁN SOBREDIMENSIONADOS Y NO GARANTIZAN A PESAR DE ELLO UN BUEN COMPORTAMIENTO A LAS CARGAS LATERALES.

PARÁMETROS DE DISEÑO

NUESTRO PROYECTO SE BASA EN CUATRO DOCUMENTOS IMPORTANTES:

- “COMPORTAMIENTO A CARGA LATERAL CÍCLICA DE MUROS DE ADOBE CONFINADO” (ESTUDIO LA D.A.I DE LA PUCP Y FINANCIADO POR UNICON).
- NORMA TÉCNICA DE ALBAÑILERÍA E.070
- NORMA TÉCNICA DE DE ADOBE E.080.
- PROPUESTA DE DISEÑO EN ADOBE CONFINADO. CAPÍTULO X DE LA NORMA E.080. (POR EL ING. ANGEL SAN BARTOLOMÉ. DOCUMENTO BASADO EN LOS TRES ANTERIORES).

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA VIVIENDA

□ VIVIENDA BI-FAMILIAR DE DOS PISOS

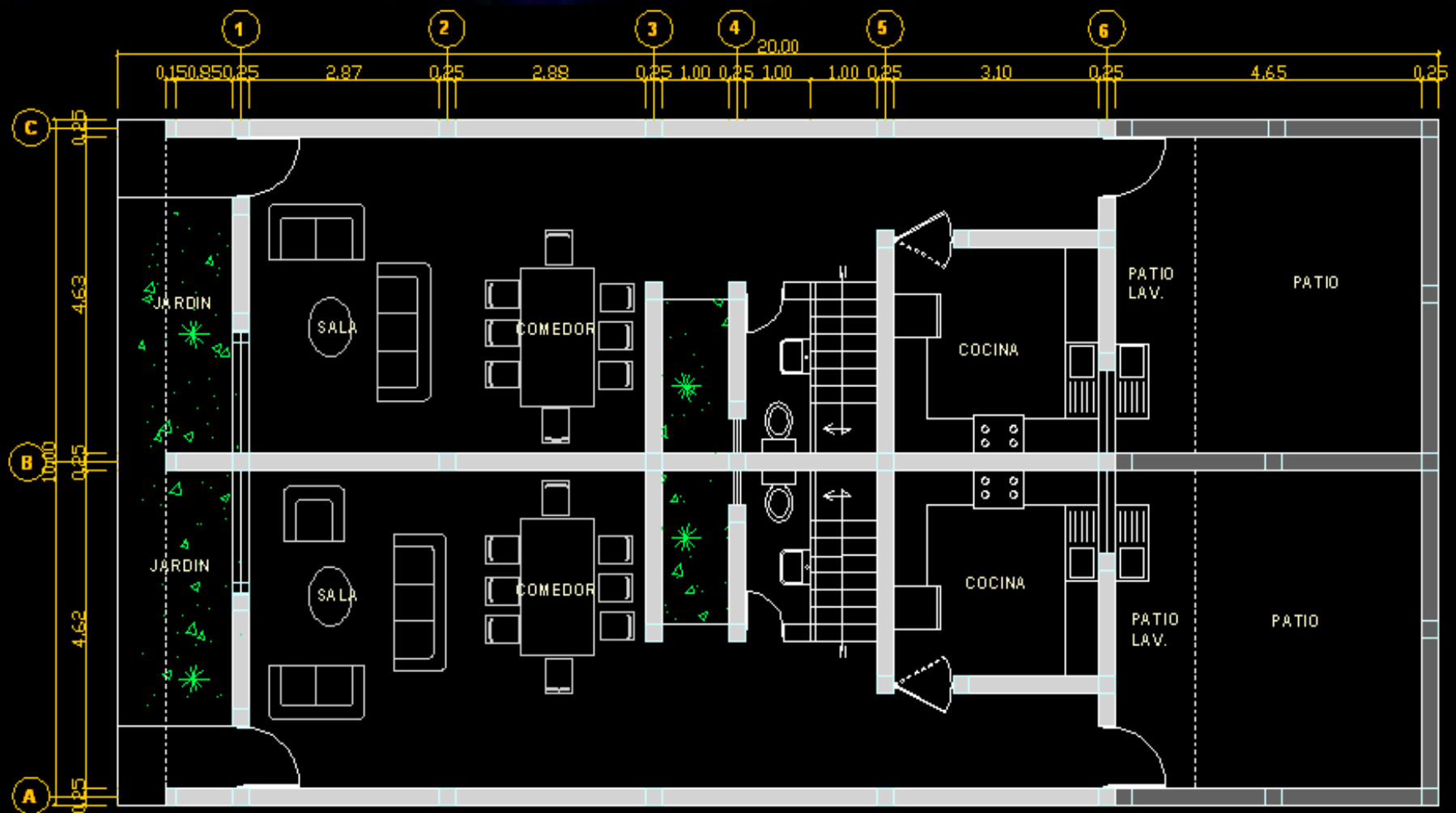
□ ÁREA DEL TERRENO: 10 m. x 20 m.

□ ALTURA DE ENTREPISOS 2.40 m.

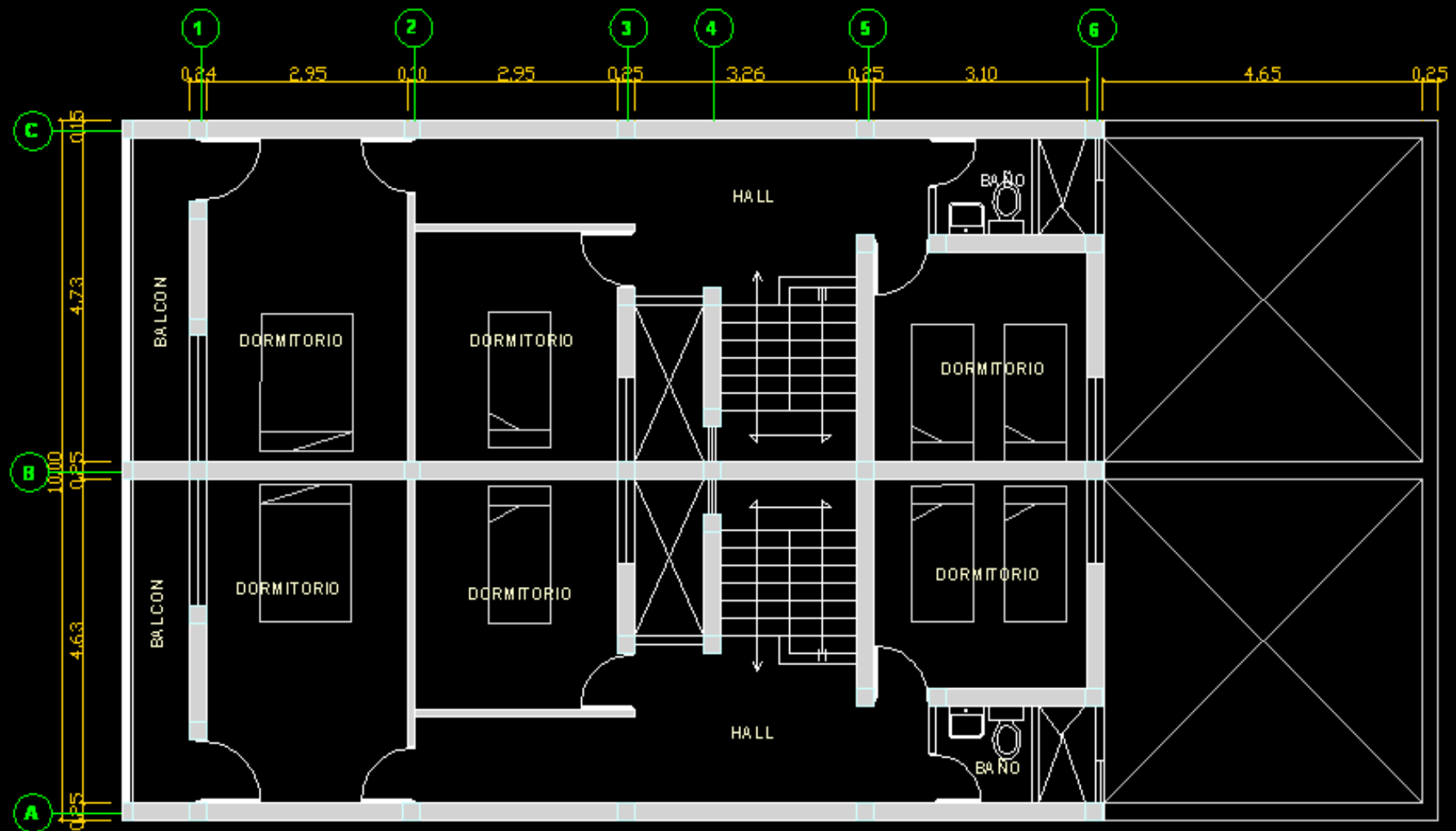
□ DOS MÓDULOS FAMILIARES DE DOS PISOS:

*PRIMERA PLANTA: SALA, COMEDOR, BAÑO, LAVANDERÍA Y PATIO TRASERO.

*SEGUNDA PLANTA: 3 DORMITORIOS, **1** BAÑO, Y UN BALCÓN.



PRIMERA PLANTA



SEGUNDA PLANTA

AREAS EN AMBIENTES DE UN MÓDULO

PRIMERA PLANTA:

□ SALA + COMEDOR:	27.80 M2
□ COCINA:	9.30 M2
□ MEDIO BAÑO:	2.24 M2
□ PATIO TENDAL + PATIO TRASERO:	21.52 M2

SEGUNDA PLANTA:

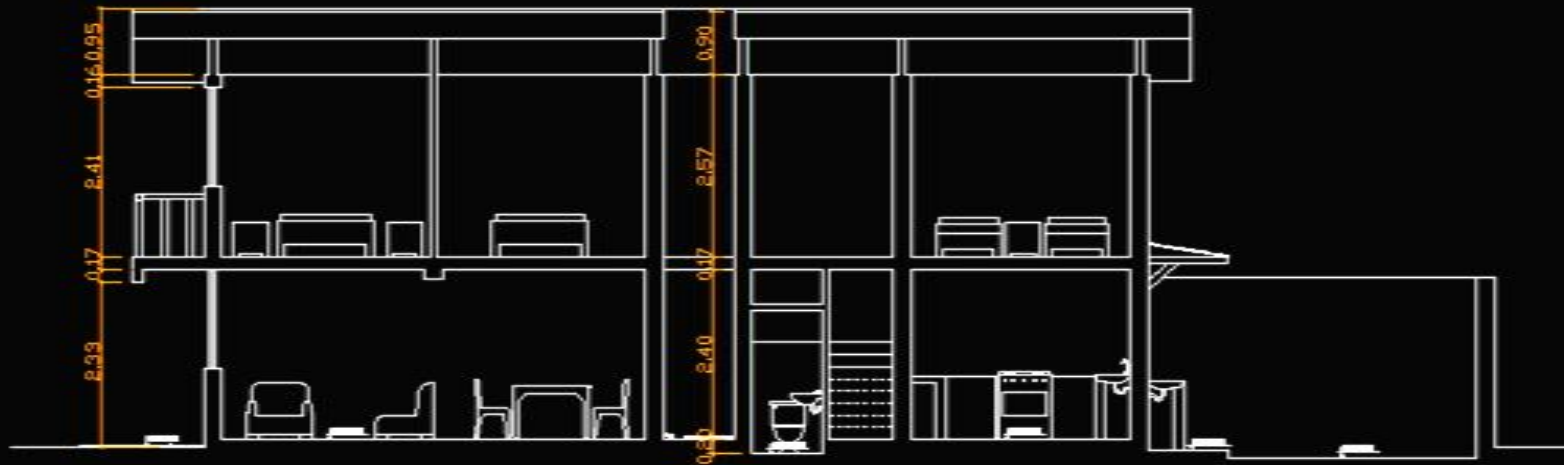
□ DORMITORIO 1:	13.52 M2
□ DORMITORIO 2:	10.08 M2
□ DORMITORIO 3:	9.30 M2
□ BAÑO:	2.80 M2
□ HALL:	12.20 M2
□ BALCÓN:	3.89 M2

AREAS TECHADAS (1 PLANTA)

□ ÁREA TECHADA :	129.02 M2
□ ÁREA SIN TECHAR :	70.98 M2



FACHADA

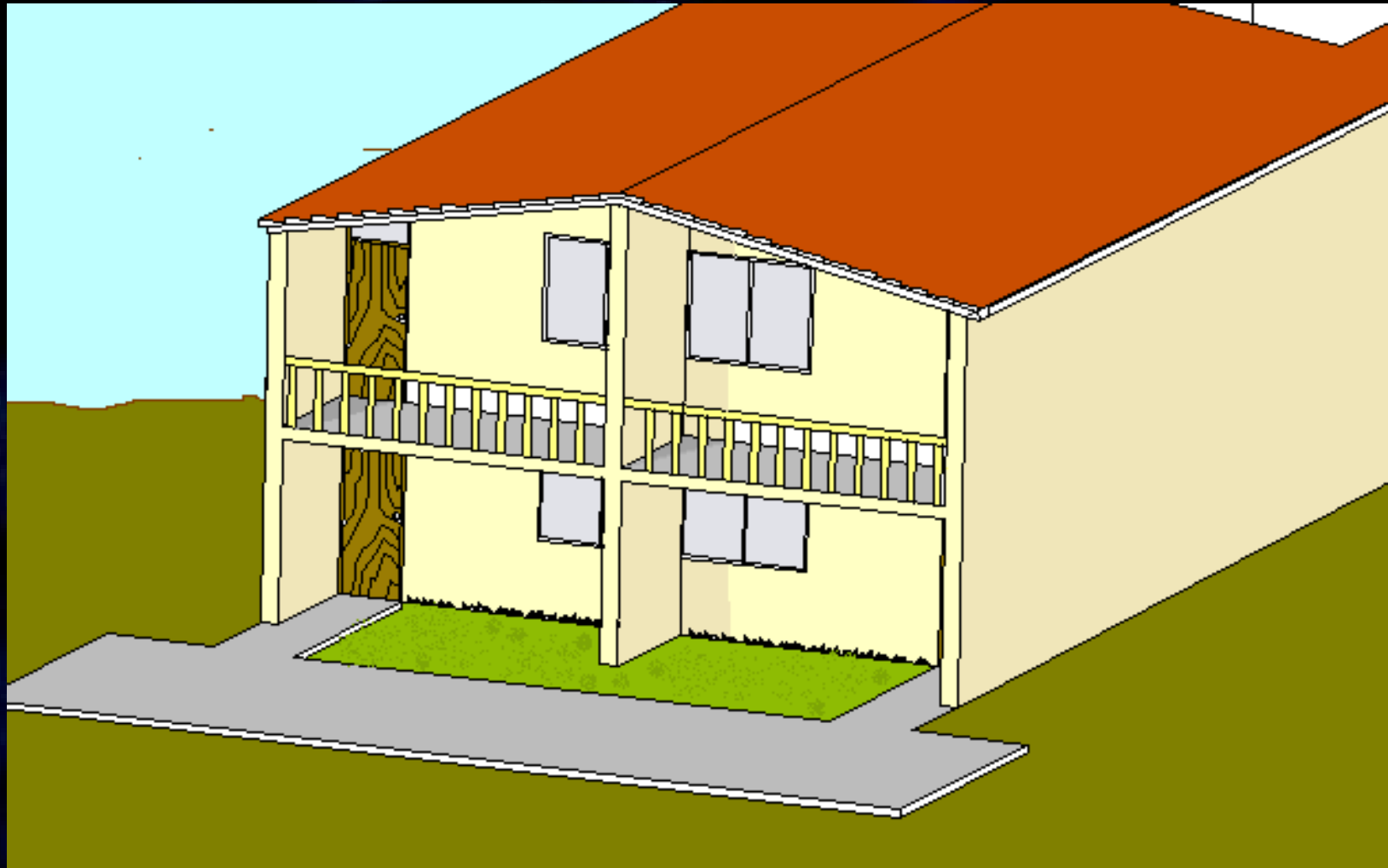


CORTE Y ELEVACIÓN LATERAL

VIVIENDA BIFAMILIAR TERMINADA



ISOMETRICO DE VIVIENDA BIFAMILAR

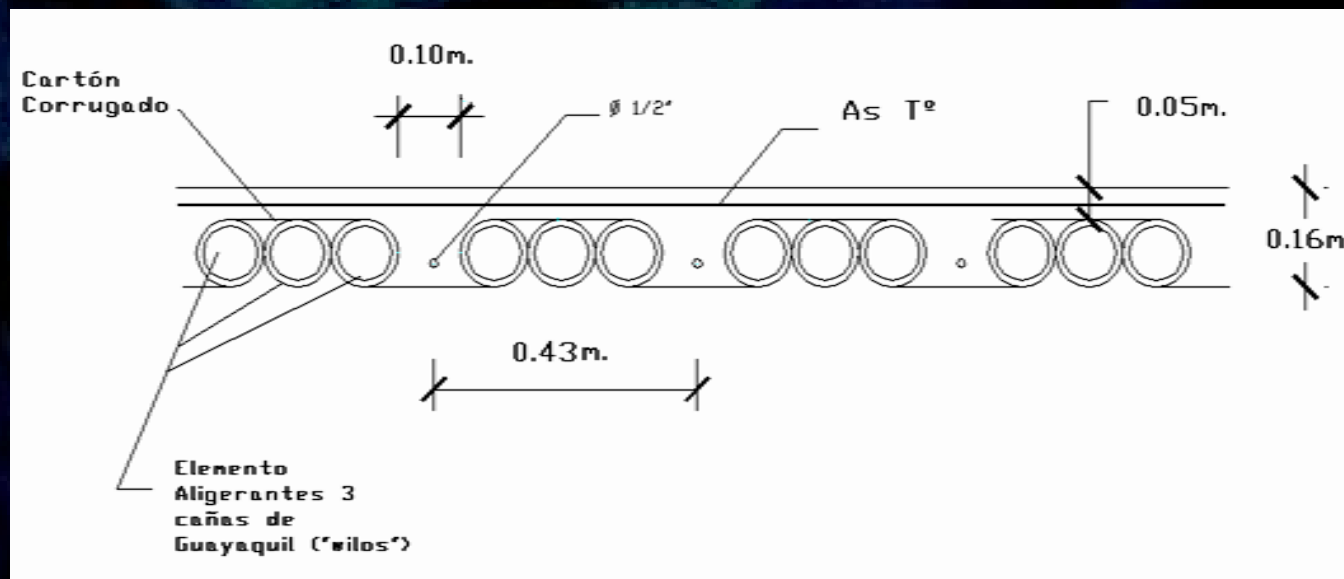


ESTRUCTURA DE LA VIVIENDA

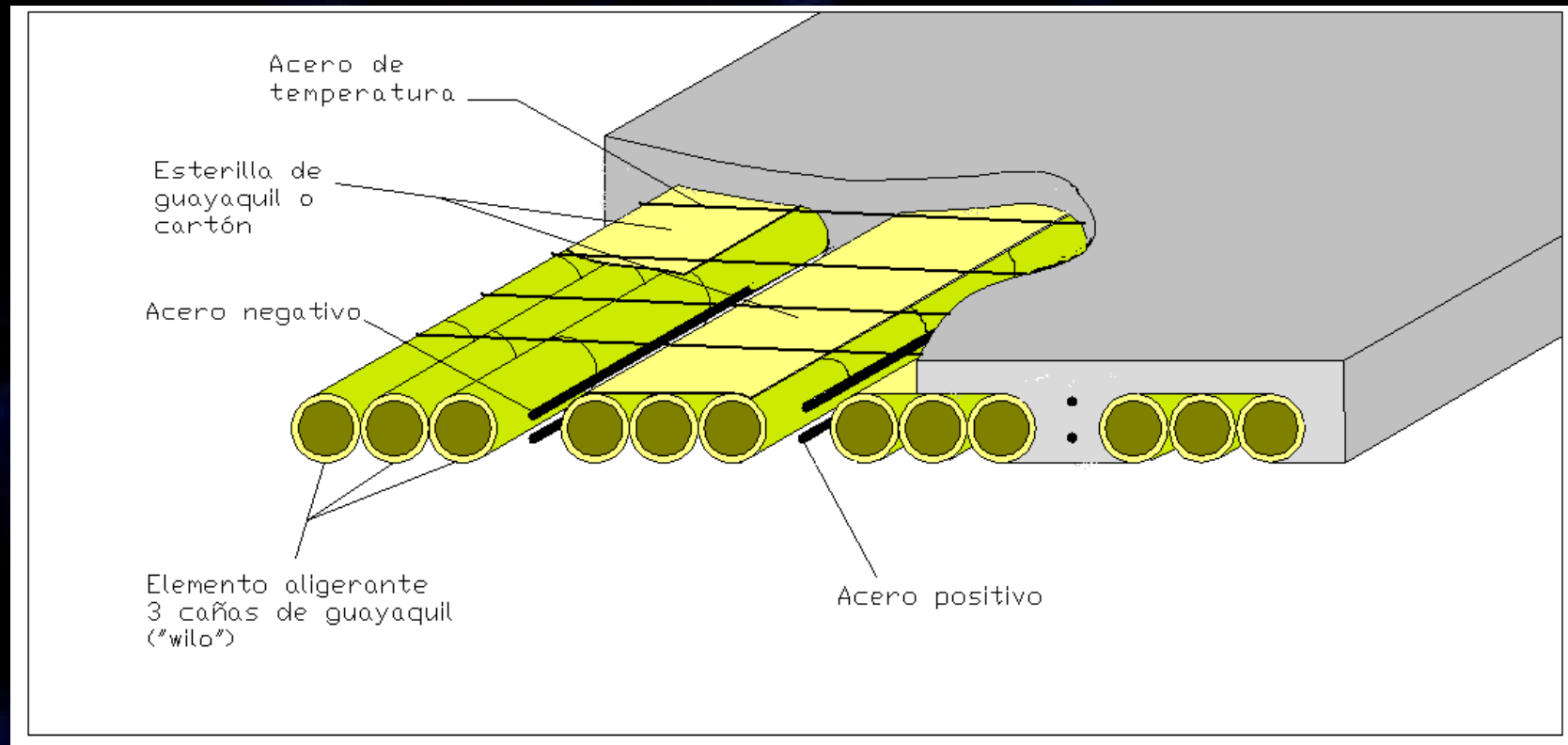
- CIMENTACIÓN: CIMIENTOS CORRIDOS CONCRETO CICLÓPEO 1:8 + 30% P.G.
- MUROS DE ADOBE: LOS MUROS DE ADOBE SERÁN ASENTADOS CON BARRO Y EN APAREJO DE SOGA (E=25 CM.)
- COLUMNAS: DE CONCRETO ARMADO, SERÁN EN SU MAYORÍA DE 25 X 25 CM Y CONFINARÁN LATERALMENTE A LOS MUROS DE ADOBE.
- VIGAS SOLERAS: DE CONCRETO ARMADO, CONFINARÁN LAS PARTE HORIZONTALMENTE A LOS MUROS DE ADOBE.

ESTRUCTURA DE LA VIVIENDA

- LOSA ALIGERADA: UNIDIRECCIONAL, CONFORMADA POR VIGUETAS DE CONCRETO ARMADO CON ELEMENTOS ALIGERANTES DE CAÑAS DE GUAYAQUIL AGRUPADAS DE A TRES, A FIN DE REEMPLAZAR LOS LADRILLOS DE TECHO DE ARCILLA TRADICIONALES. A ESTAS AGRUPACIONES DE TRES CAÑAS DE GUAYAQUIL LAS DEFINIREMOS COMO “WILOS”

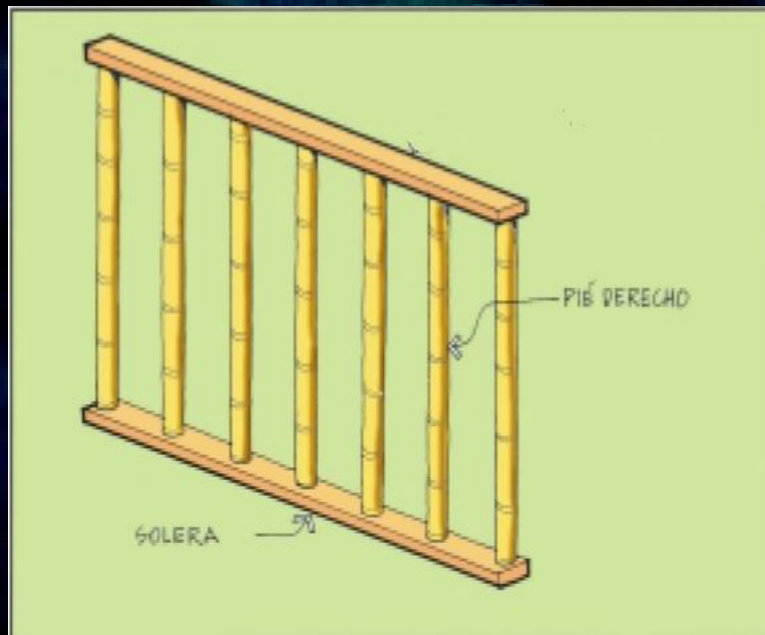


ISOMETRICO DE ALIGERADO



ESTRUCTURA DE LA VIVIENDA

□ TABIQUERÍA: SERÁN DE ESTERILLA DE CAÑA DE GUAYAQUIL LA CUAL SE COLOCARA EN DOS LAMINAS SOBRE UN MARCO DE MADERA Y PIES DERECHO DE CAÑA. (SIMILAR A LOS PANELES DE QUINCHA), LUEGO SE PROCEDERÁ A ENLUCIR CON YESO.



ESTRUCTURA DE LA VIVIENDA

▣ COBERTURA: CONFORMARÁ EL TECHO DE LA SEGUNDA PLATA Y SERÁ DE PLANCHAS DE ASBESTO-CEMENTO COLOCADAS SOBRE UNA ESTRUCTURA DE FIERRO, COMPUESTO POR VIGAS Y VIGUETAS EN CELOSÍA.

DISPOSICIONES PARA EL DISEÑO DE MUROS

SE BASA EN DOS RECOMENDACIONES IMPORTANTES:

- LA ARQUITECTURA EN PLANTA DEBE SER DE TAL MANERA QUE LA DENSIDAD DE MUROS SEA MAYOR A LA MÍNIMA REQUERIDA EN AMBAS DIRECCIONES
- EL ESPACIAMIENTO ENTRE COLUMNAS DEBERÁ SEGUIR LAS RECOMENDACIONES DE LA PROPUESTA DE DISEÑO EN ADOBE CONFINADO (CAP X. DE LA NORMA E.080)

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

LA UBICACIÓN DEL TERRENO DONDE SE UBICARÁ EL PROYECTO ES A 20M. DE DONDE SE UBICA LA OBRA: “REPOSICIÓN DE INFRAESTRUCTURA Y EQUIPAMIENTO DEL CENTRO DE SALUD – CHALACO”, Y DE CUYO E.M.S. TOMAREMOS LOS DATOS PARA NUESTRO DISEÑO DE CIMENTACIÓN, Y PARA LAS PROPORCIONES DE ELABORACIÓN DE LOS CONCRETOS.

TIPO DE CIMENTACIÓN	PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (DF) M.	CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO (QAD) KG/CM ²
CIMIENTO CORRIDO	0.60	1.02
	0.80	1.04
	1.00	1.05
	1.20	1.06
	1.50	1.08
ZAPATAS CUADRADAS	0.60	1.32
	0.80	1.33
	1.00	1.34
	1.20	1.35
	1.50	1.37

PESOS CONSIDERADOS

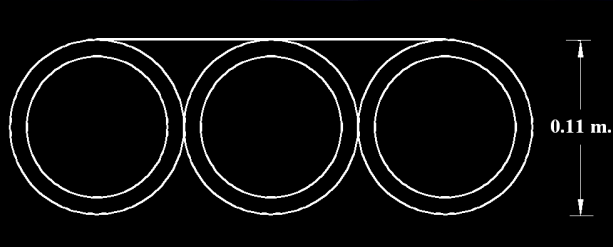
VALORES OBTENIDOS DE LA NORMA E.020 Y OTROS DOCUMENTOS:

PESOS VOLUMÉTRICOS:

□ CONCRETO ARMADO:	2.4	TON/M ³
□ ALBAÑILERÍA DE ADOBE:	1.6	TON/M ³
□ TARRAJEO:	2.0	TON/M ³
□ BAMBÚ:	0.67	TON/M ³ (*)

(*) VALOR OBTENIDO DE "ESTUDIO DE PROP. FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL BAMBÚ- VENEZUELA" (REF. 7 DE LA BIBLIOGRAFÍA)

DETERMINACIÓN DEL PESO DE LA LOSA ALIGERADA



□ VOLUMEN EN 1 M DE CAÑA. :

$$\pi(0.055 \text{ m.})^2 \times 1 \text{ m.} = 0.0095 \text{ m}^3$$

□ EN 3 CAÑAS DE 1M. :

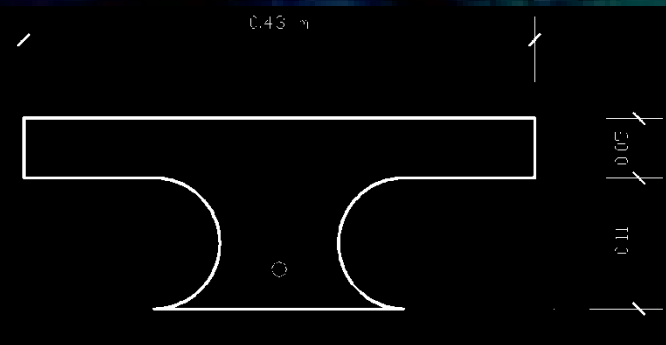
$$3 \times 0.0095 \text{ m}^3 = 0.0285 \text{ m}^3$$

□ PESO DE LAS TRES CAÑAS DE 1m. :

$$0.67 \text{ ton/m}^3 \times 0.0285 \text{ m}^3 = 0.0190 \text{ TON}$$

- **1 “ WILO ”** DE 1M DE LONGITUD : 19 KG

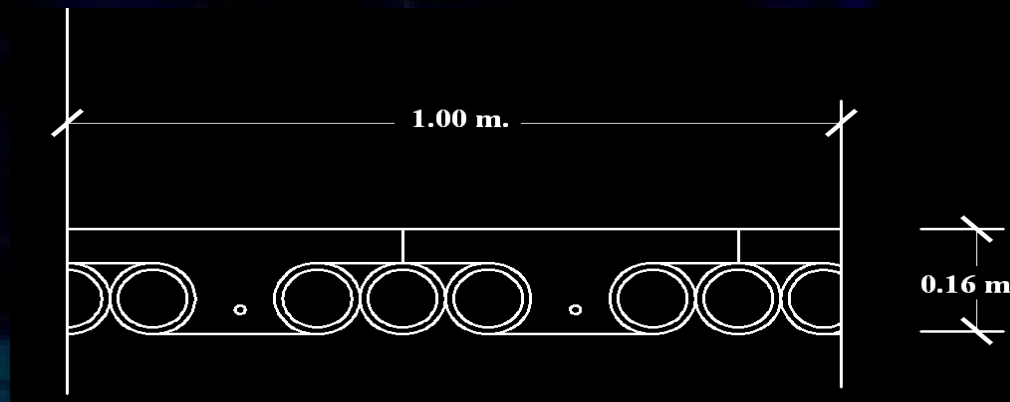
AREA: DE UNA VIGUETA TÍPICA: 0.0350 M2



□ VOLUMEN EN 1M.: 0.035 m² x 1 m = 0.035 m³

□ PESO DE VIGUETA 0.035 M³ x 2.4 ton/m³ = 0.084 ton.

DETERMINACIÓN DEL PESO DE LA LOSA ALIGERADA



COMO SE OBSERVA EN LA FIGURA EN 1 M. DE LOSA SE DEBE CONSIDERAR 2.4 “WILOS” Y 2.2 VIGUETAS TÍPICAS

EL PESO EN 1 m² DE LOSA SERÍA:

- WILOS: 2.4 x 0.019 TON = 0.046 TON
- VIGUETAS: 2.2 x 0.084 TON = 0.185 TON

» TOTAL : 0.231 TON / m²

FINALMENTE LAS CARGAS CONSIDERADAS SERIAN LAS SIGUIENTES:

TECHOS Y ENTREPISOS:

□ PESO PROPIO DE LA LOSA ALIGERADA:	0.231 TON/M2
□ SOBRECARGA (INCLUYENDO ESCALERA):	0.200 TON/M2
□ ACABADOS:	0.100 TON/M2
□ TECHO CON COBERTURA DE ASBESTO-CEMENTO:	0.03 TON/M2
□ SOBRECARGA DE COBERTURA:	0.03 TON/M2

MUROS:

□ PESO DE MUROS CONSIDERANDO 1 CM. DE TARRAJEO EN AMBOS LADOS: $1.6 \times 0.23 + 2.0 \times 0.02 = 0.408$ TON/M2
□ PESO DE MUROS DE QUINCHA : 110 Kg/M2
□ VENTANAS: 0.02 TON /M2



MATERIALES

ADOBE

- Las dimensiones una unidad de adobe es de 40x23x9 cm, y la proporción a emplear fue de 5 de suelo, 1 de arena gruesa, y 1 de paja. La adición de arena gruesa y de paja, es para atenuar la fisuración por contracción de secado de los adobes.

Valores de diseño establecidos por la norma E.080:

- Resistencia a la compresión de la unidad (f_o) : 12 kg/cm²
- Resistencia a la compresión de la albañilería (f_m): 0.25 f'_m ó 2 kg/cm²
- Resistencia a la compresión por aplastamiento : 1.25 f_m
- Resistencia al corte de la albañilería (V_m) : 0.25 kg/cm²

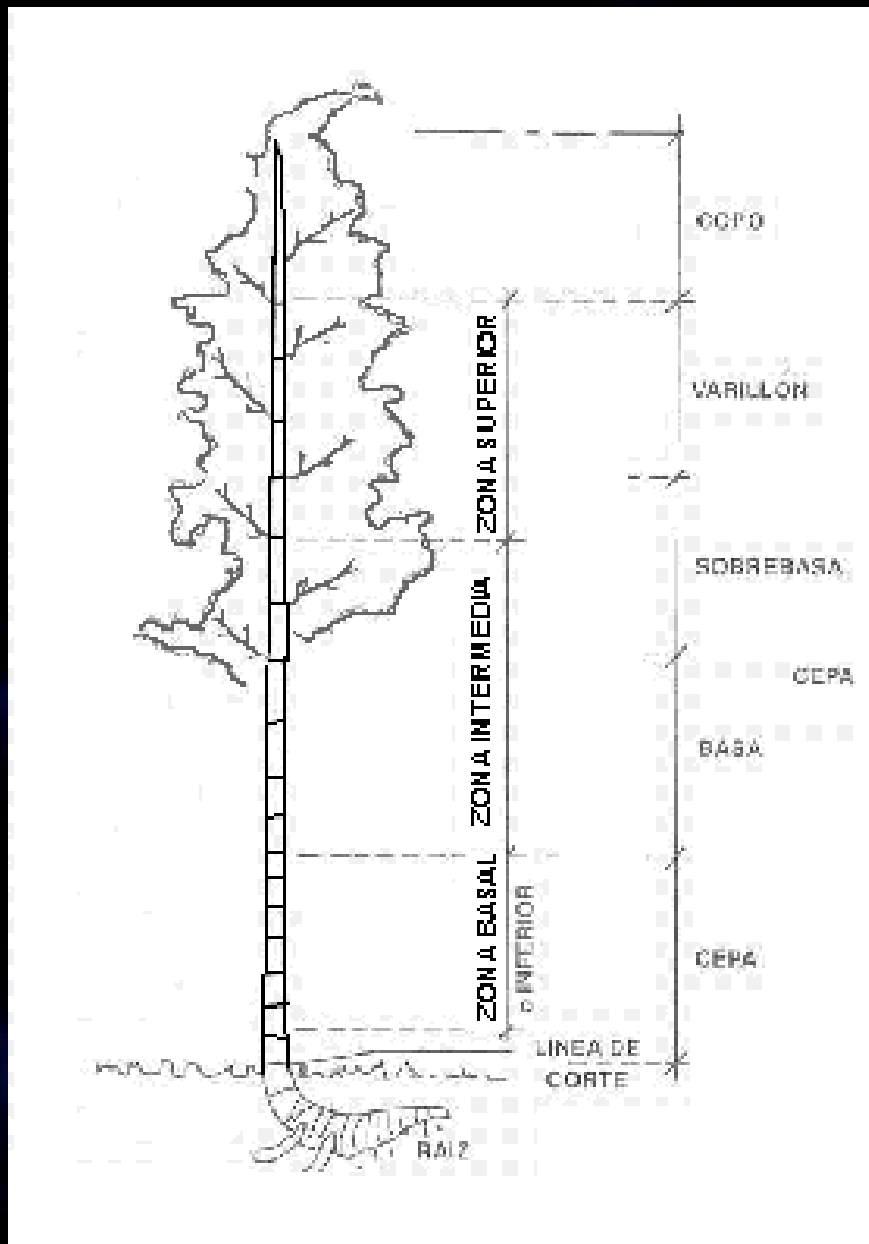
Concreto

- LOS ENSAYOS REALIZADOS POR LA DAI A MUROS DE ADOBE CONFINADO ESTABLECEN QUE LA RESISTENCIA DE CONCRETO $f'_c = 100 \text{ KG/CM}^2$, EMPLEADA EN LOS CONFINAMIENTOS ES SUFICIENTE PARA SOPORTAR LAS CARGAS LATERALES. NOSOTROS UTILIZAREMOS UN CONCRETO $f'_c = 175 \text{ KG/CM}^2$ PARA LAS COLUMNAS Y VIGAS SOLERAS Y LOSA ALIGERADA, CON LA FINALIDAD DE UNIFORMIZAR EL CONCRETO.
- EL AGREGADO GRUESO SE OBTIENE MEDIANTE LA TRITURACIÓN MANUAL DE ROCAS HASTA PRODUCIR UN TAMAÑO PROMEDIO DE 2" Y DE CANTOS ANGULOSOS, HACIENDO POCO TRABAJABLE AL CONCRETO, LO QUE DEBERÁ TENERSE EN CUENTA A LA HORA DEL VACIADO.

CAÑAS DE GUAYAQUIL

(GUADUA ANGUSTIFOLIA)

- PERTENECEN A LA FAMILIA DE LOS BAMBÚES. ES UN MATERIAL QUE TIENE EXCELENTES PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS QUE LA HACEN MUY APLICABLE EN EL MUNDO DE LA CONSTRUCCIÓN, NO POR NADA SE LE CONOCE TAMBIÉN COMO EL “ACERO VERDE”.
- SIN EMBARGO UNA DE SUS DESVENTAJAS PRINCIPALES ES QUE LA CAÑA DE GUAYAQUIL SIN EL TRATAMIENTO ADECUADO TIENDE A DETERIORARSE, POR SU NATURALEZA ORGÁNICA.



- PARA LOS ELEMENTOS ALIGERANTES (WILOS), UTILIZAREMOS LA ZONA INTERMEDIA, PARTE INFERIOR DE LA ZONA SUPERIOR Y PARTE SUPERIOR DE LA ZONA BASAL, A FIN DE OBTENER UNA UNIFORMIDAD EN EL DIÁMETRO, OBTENIENDO UNA LONGITUD ÚTIL DE **8m** A **10m**.
- EL DIÁMETRO PROMEDIO DE LAS CAÑAS QUE EXISTEN Y COMERCIALIZAN EN LA ZONA, ES DE **11 cm**.



ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIVIENDA

LOSA ALIGERADA

- Según la norma E.060

Espeor de losa = $L_n/25 = 4.60\text{m}/25 = 0.184\text{m}$.

- Sin embargo el espesor de nuestra losa será de 16 cm. debido al diámetro disponible de los guayaquiles.
Demostraremos que ésta losa satisface los requerimientos estructurales mínimos.

VIGAS DE CONFINAMIENTO

LAS VIGAS DE CONFINAMIENTO TENDRÁN UN ESPESOR MÍNIMO IGUAL AL ESPESOR BRUTO DE LA LOSA ALIGERADA (16 CM.), Y SU ANCHO SERÁ IGUAL AL ESPESOR DEL MURO ES DECIR QUE EL ESPESOR SERÁ SIEMPRE DE 25 **cm**, PERO DEBE CONSIDERARSE SIEMPRE SEGÚN LA NORMA DE E. 070 QUE LA SECCIÓN EN **cm²** NO SERÁ MENOR QUE EL VALOR DADO POR LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$A_c = \left(\frac{0.9}{\sqrt{f'_c}} \right) V \geq 20t$$

DONDE:

- **V** : FUERZA CORTANTE EN EL PAÑO CONFINADO EN Kg.
- **f'_c** : RESISTENCIA DEL CONCRETO EN **Kg/cm²**
- **t** : ESPESOR EFECTIVO DEL MURO EN **cm**.

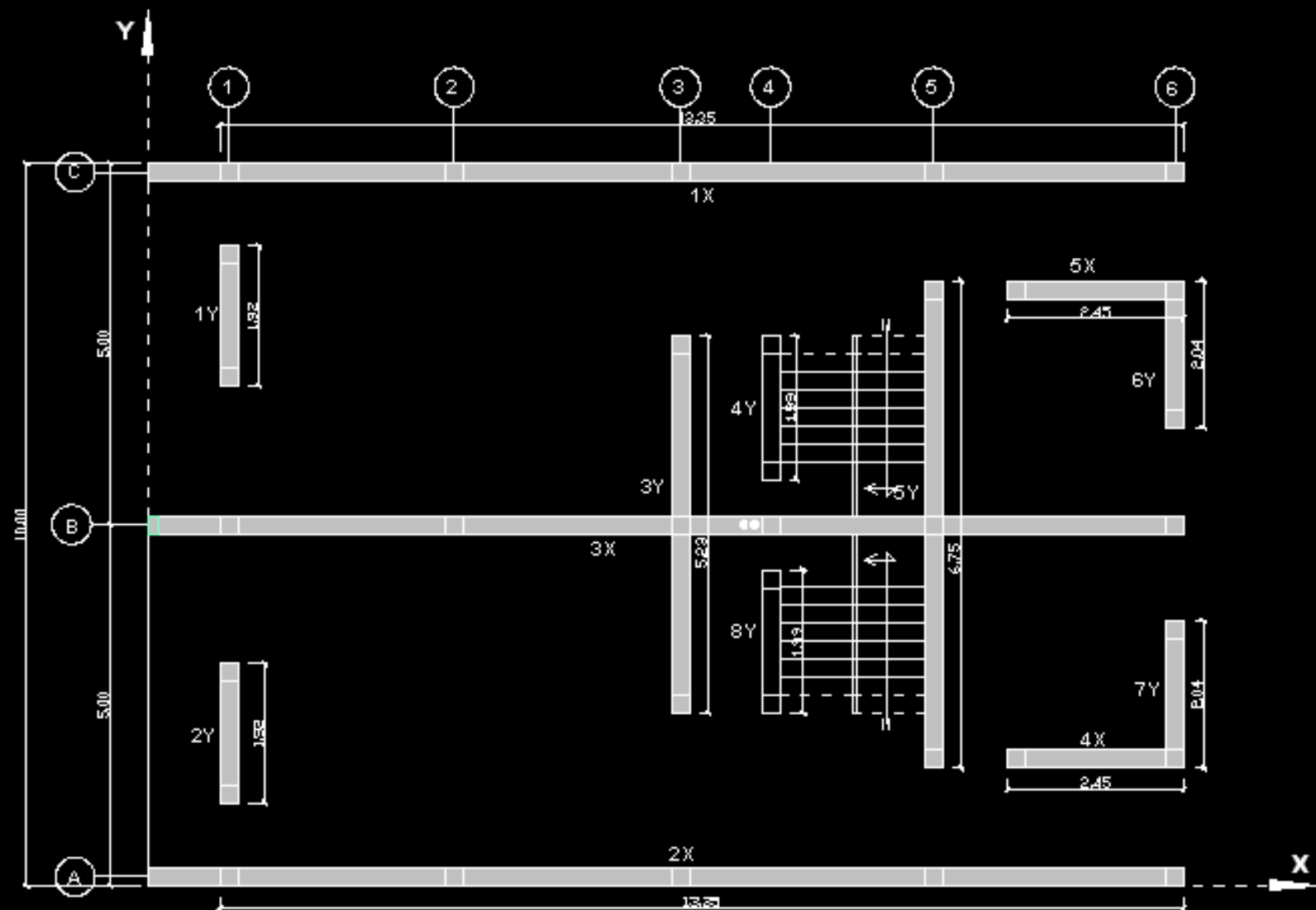
COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

- LA SECCIÓN DE LAS COLUMNAS DE CONFINAMIENTO SERÁN DE 25 X 25 cm. , CON LA FINALIDAD TENER EL ESPACIO SUFICIENTE PARA VACIAR EL CONCRETO POCO TRABAJABLE.
- SEGÚN LA PROPUESTA DE DISEÑO EN ADOBE CONFINADO (CAP. X DE LA E.080), LA DISTANCIA MÁXIMA ENTRE ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO VERTICAL DEBE SER COMO MÍNIMO DOS VECES LA DISTANCIA ENTRE LOS CONFINAMIENTOS HORIZONTALES Y NO DEBE SER MAYOR DE 3.5 m.

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS MUROS DE ADOBE

- TENIENDO CUENTA LAS DIMENSIONES DE LAS UNIDADES DE ADOBE: 40x23x9 **cm**, TODOS LOS MUROS DEL PROYECTO SERÁN DE 23 **cm** DE ESPESOR EFECTIVO EN APAREJO DE SOGA.
- SE DEBE HACER DOS VERIFICACIONES: DENSIDAD DE MUROS Y RESISTENCIA A CARGA AXIAL

DENSIDAD DE MUROS



$$\frac{\sum Lt}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56} = \frac{0.4 \times 1 \times 1.2 \times 2}{56} = 0.017142$$

Donde:

L= longitud total del muro incluyendo sus columnas (sólo intervienen muros con L > 1.2 m.)

t= espesor efectivo = 0.23 m.

A_p = área de la planta por piso

Z = 0.4 : la vivienda esta ubicada en la zona sísmica 3 (Norma E.030))

U = 1 : como es vivienda se le considera de Uso común (Norma E.030)

S = 1.2 : como la capacidad portante del suelo es de 1.05 kg/cm² se le considera dentro de suelos intermedios (Norma E.030).

N= 2 : número de pisos de la vivienda.

A_p= 129.02

DIRECCION X-X				DIRECCION Y-Y			
MURO	L (m)	t (m)	Ac (m ²)	MURO	L (m)	t (m)	Ac (m ²)
1X	14.35	0.23	3.3005	1Y	1.93	0.23	0.4439
2X	14.35	0.23	3.3005	2Y	1.93	0.23	0.4439
3X	14.35	0.23	3.3005	3Y	5.23	0.23	1.2029
4X	2.45	0.23	0.5635	4Y	1.99	0.23	0.4577
5X	2.45	0.23	0.5635	5Y	6.75	0.23	1.5525
				6Y	2.04	0.23	0.4692
				7Y	2.04	0.23	0.4692
				8Y	1.99	0.23	0.4577
Total	47.95	Σ Ac=	11.0285	Total	23.9	Σ Ac=	5.497
		(Σ Ac)/A _p	0.085478996			(Σ Ac)/A _p	0.042605798

(*) Como se observa en ambas direcciones el valor de (Σ Ac)/A_p excede al mínimo requerido.

VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD

$$F_a = 0.2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f'_m$$

$$f'_m = 8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 2.40 \text{ m.}$$

$$t = 0.23 \text{ m.}$$

- $F_a = 1.458 \text{ Kg/m}^2$
Valor que no debe superar $0.15 f'_m = 0.15 \times 8 = 1.2 \text{ kg/cm}^2$
→ Gobierna $F_a = 1.2 \text{ Kg/cm}^2$
- Entonces $F_a = 12 \text{ ton/m}^2$

Ejemplo: Muro 3X

- Ancho tributario de losa = 4.88 m.
- cobertura : $0.06 \times 4.88 = 0.293 \text{ ton/m}$
- losa aligerada : $(0.231 + 0.2 + 0.1) \times 4.88 = 2.59 \text{ ton/m}$
- Peso propio del muro : $0.408 \times 2.4 = 0.979 \text{ ton/m}$
- Carga axial total (dos pisos): $P_m = 0.293 + 2.59 + (2 \times 0.979)$
 $P_m = 4.841 \text{ ton/m}$

$$\sigma_m = P_m / t = 4.841 / 0.23 = 21.05 \text{ ton/m}^2 > F_a = 12 \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

□ SE DEBE CONSIDERAR APOORTE A LA RESISTENCIA DE LAS COLUMNAS DE CONFINAMIENTO (APLICAMOS CRITERIO DE LA SECCIÓN TRANSFORMADA)

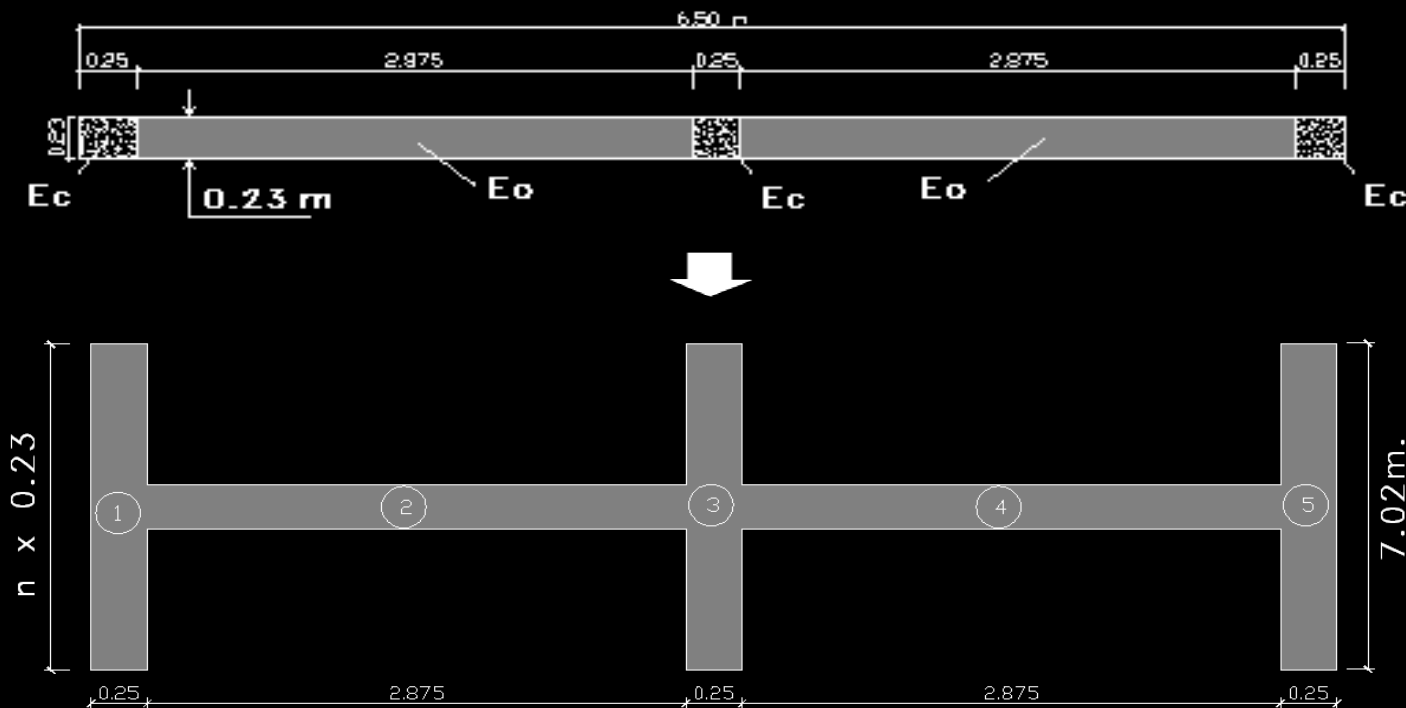
CRITERIO SECCION TRANSFORMADA AL APORTE A RESISTENCIA POR CARGA AXIAL

$$\text{Relación de módulos: } n = \frac{E_c}{E_a} = 30.52$$

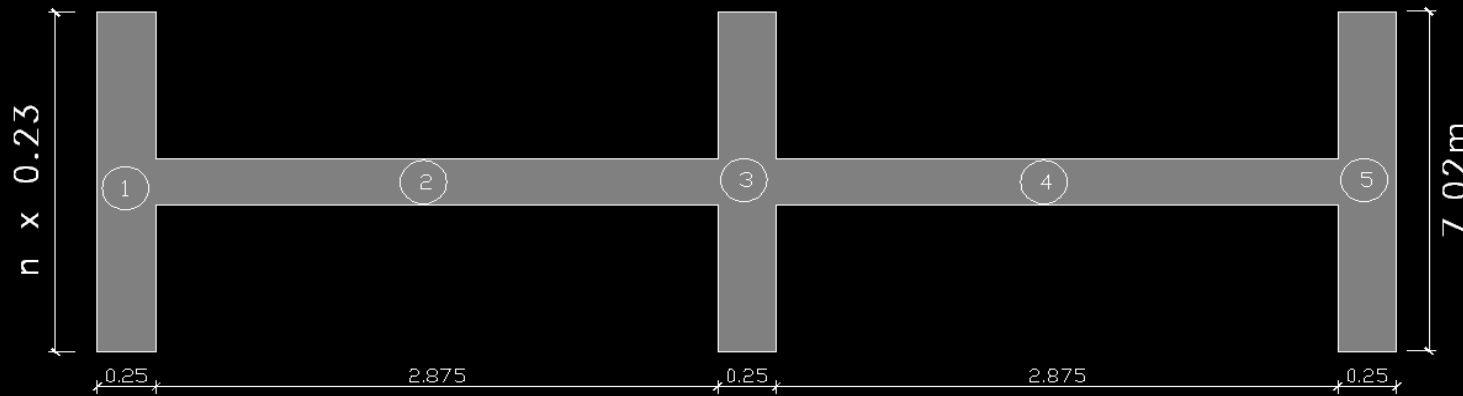
Donde:

E_c = módulo de elasticidad del concreto ($f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$) = 198431.35

E_a = módulo de elasticidad de albañilería de adobe $E_a = 6500$



SECCIÓN TRANSFORMADA EN ALBAÑILERÍA DE ADOBE



- **La nueva Area total es:**

$$A_{\text{total}} = 6.59 \text{ m}^2$$

$$P = 4.841 \text{ ton/m} \times 6.50 \text{ m} = 31.467 \text{ ton}$$

$$\sigma_m = P / A = 31.467 / 6.59 = 4.77 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_m < F_a = 12 \text{ ton/m}^2 \quad \square \quad \text{SI CUMPLE !!}$$

El mismo criterio se aplicará a los demás muros.

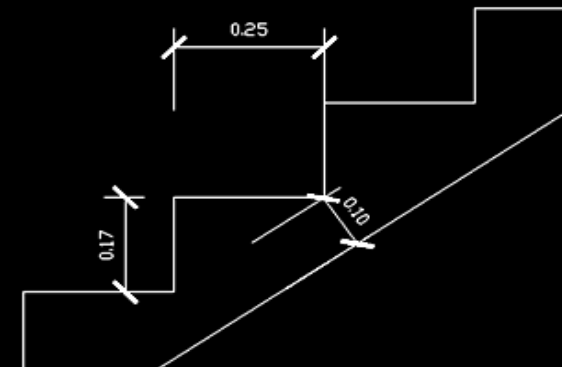
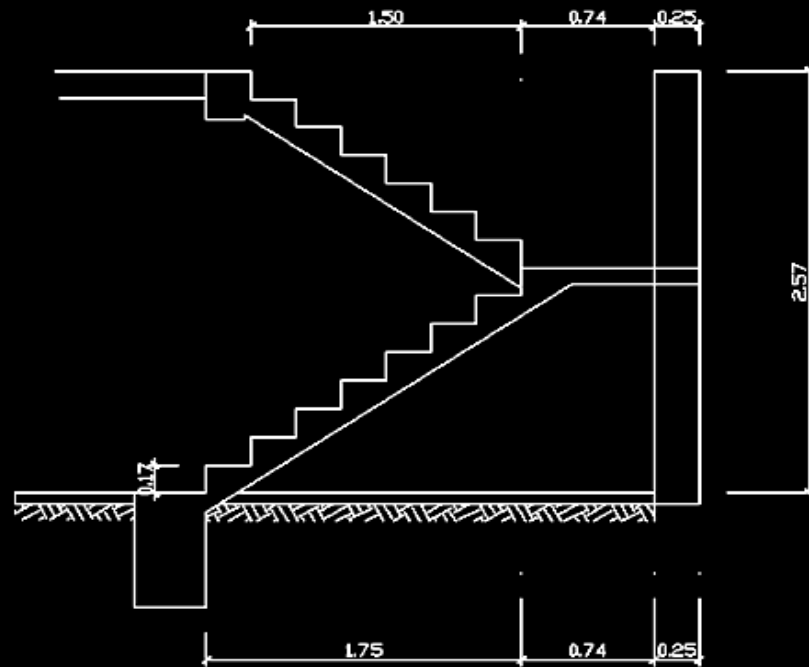
PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y DINTELES

Para el pre-dimensionamiento de las vigas y dinteles utilizaremos en todas, un ancho igual a 25 cm. y el peralte estará dado por la expresión : $h = L_n/14$. Donde L_n es la luz libre entre apoyos.

Tabla 2.-

Nº	Viga	Ejes	<u>L_n</u>	Peralte (<u>$L_n/14$</u>)	h tomado
1	Dintel puerta	1	0.9	0.06428571	0.16
2	Dintel Ventana	1	1.8	0.12857143	0.16
3	viga	2	4.63	0.33071429	0.34
4	viga	3	2.14	0.15285714	0.16
5	Viga escalera	entre 4 y 5	2	0.14285714	0.16
6	Viga	entre 3 y 4	1	0.07142857	0.16
7	viga	5	1.38	0.09857143	0.16
8	Viga	6	1.38	0.09857143	0.16
9	Dintel Ventana	6	1.21	0.08642857	0.16
10	Dintel Puerta	Entre 5 y 6	0.9	0.06428571	0.16

PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERA

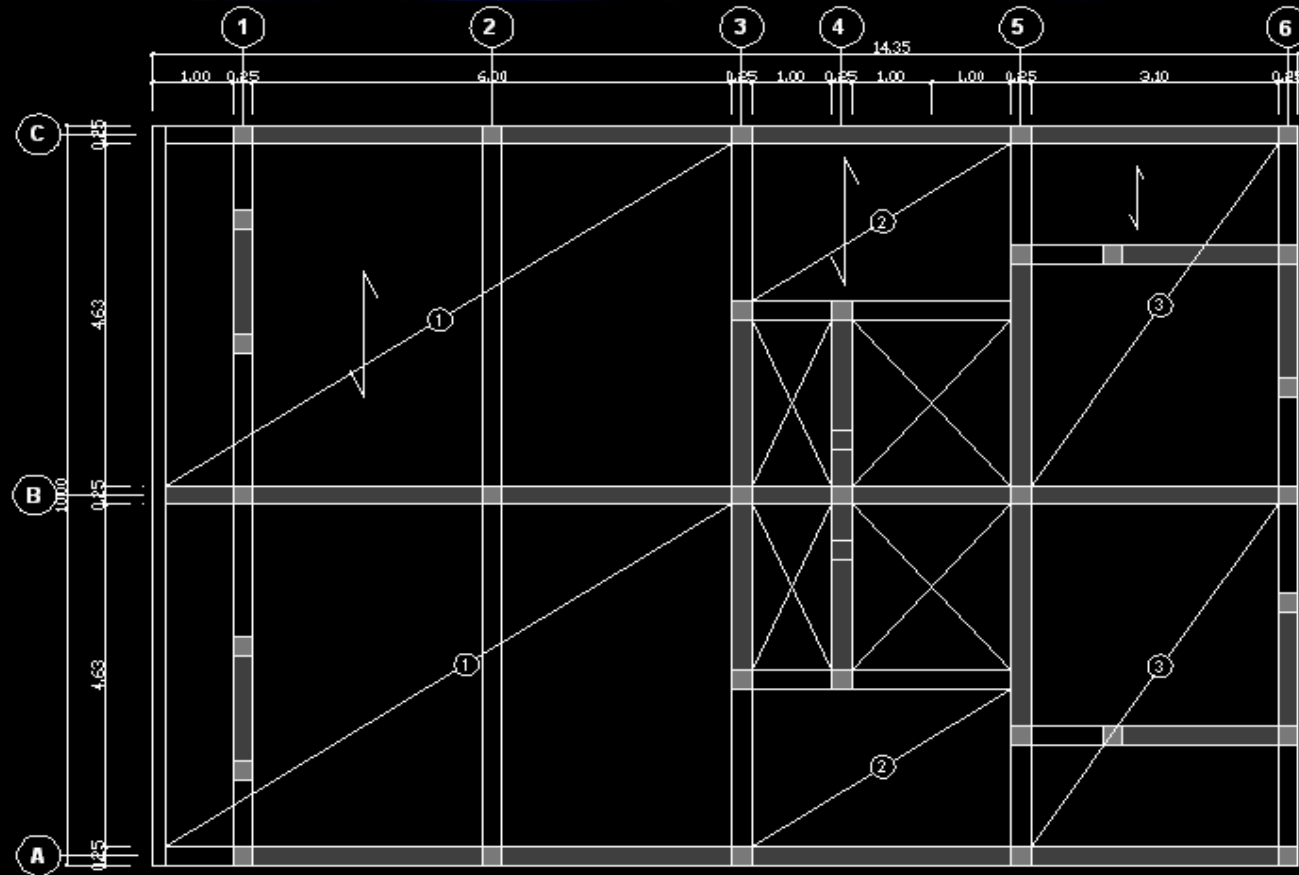


- Tramo 1:
 $L_n = 2.49$
 $e = \text{promedio de } L_n/20 \text{ y } L_n/25$, tomamos $e = 0.10 \text{ m}$.
 $\text{Paso} = P = 0.25 \text{ m}$.
 $\text{Contrapaso} = C.P. = 0.17 \text{ m}$

The background of the slide is a dark, low-key photograph of a truck chassis. The image is dimly lit, with the primary light source highlighting the structural components of the vehicle. On the left side, the frame of the chassis is visible, showing various beams and cross-members. On the right side, the rear axle assembly is prominent, featuring three large, heavy-duty wheels with visible tire treads. The overall color palette is dominated by dark blues, greys, and blacks, with some highlights on the metal surfaces.

METRADO DE CARGAS GRAVITACIONALES

METRADO DE CARGAS EN LOSA ALIGERADA



DIRECCIÓN DEL ALIGERADO EN LA LOSA

a).- Cargas muertas (CM):

$$\begin{aligned}\text{Peso propio del aligerado} &= 231 \text{ Kg /m}^2 \\ \text{Piso terminado} &= \underline{100 \text{ Kg/m}^2} \\ \text{CM} &= 331 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

b).- Carga viva (CV):

$$\text{Sobrecarga} = 200 \text{ Kg/m}^2$$

c).- Carga última de rotura (Wu):

$$W_u = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ CV}$$

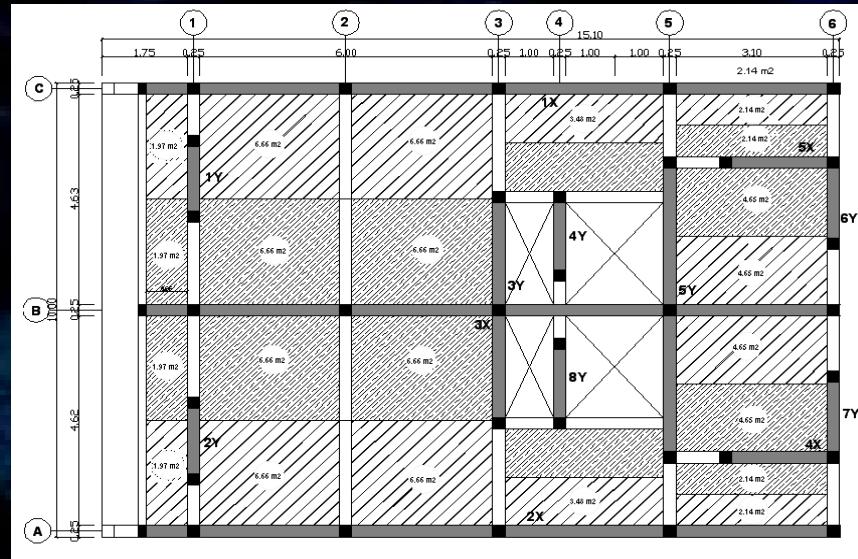
$$W_u = 1.2 (331) + 1.6(200) = 717.2 \text{ Kg /m}^2$$

d).- Carga repartida por vigueta (Wu):

$$W_u = 712.2 \times 0.43 \text{ m} = \underline{308.40 \text{ Kg /m}} \rightarrow \text{Carga para aligerado}$$

METRADO DE CARGAS SOPORTAN LOS MUROS

- CARGAS INDIRECTAS.-

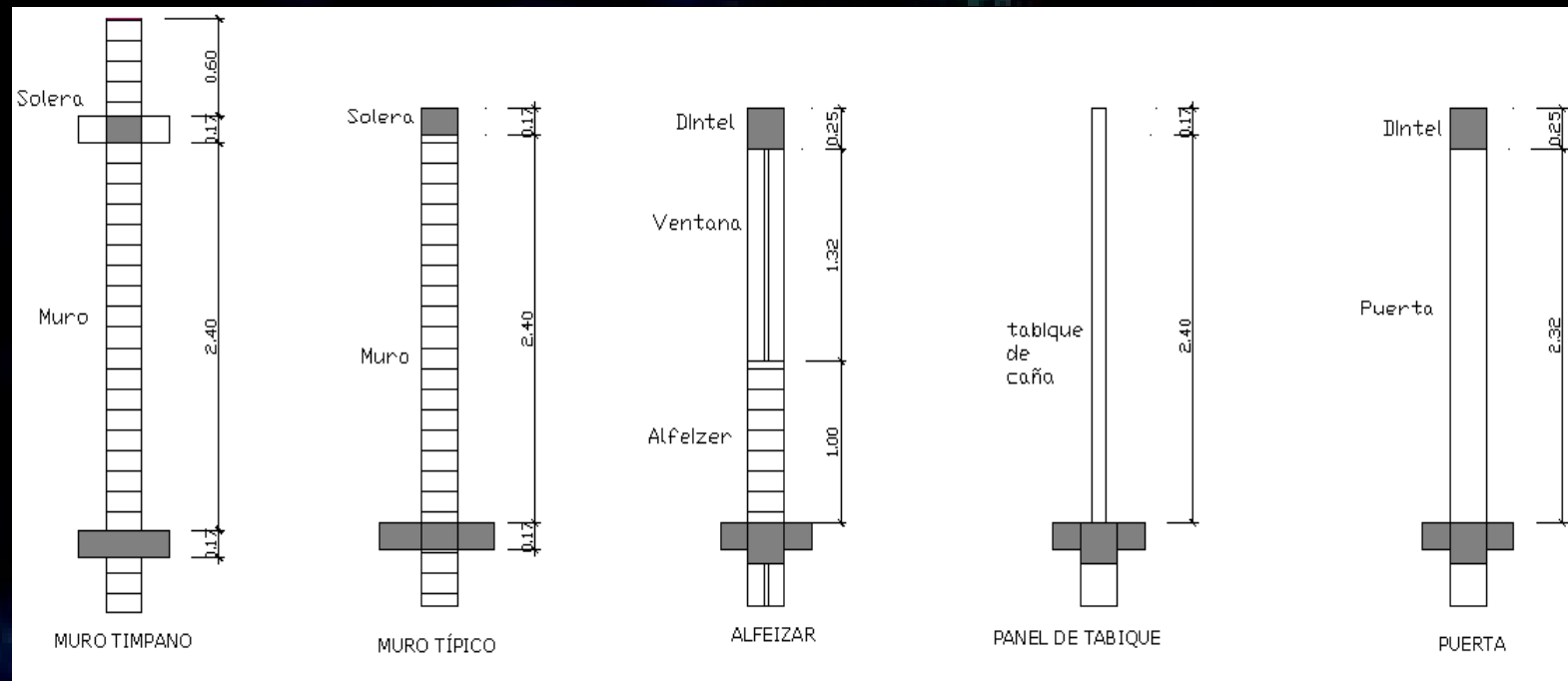


AREAS DE INFLUENCIA QUE SOPORTAN LOS MUROS

Tabla 3.- Cargas generadas por cobertura y losa: (Cargas indirectas)

		Cobertura			Losa	
Muro	Area tributaria (m2)	Carga muerta (30kg/m2)	Sobrecarga (30 Kg/m2)	Area tributaria (m2)	Carga muerta (331Kg/m2)	Sobrecarga (200 Kg/m2)
1X	36.8	1104	1104	20.91	6921.21	4182
2X	36.8	1104	1104	20.91	6921.21	4182
3X	70.028	2100.84	2100.84	39.88	13200.28	7976
4X	0	0	0	6.79	2247.49	1358
5X	0	0	0	6.79	2247.49	1358

- CARGAS DIRECTAS.-



- Zona de Puerta o Viga peraltada (Piso 1 y 2): $2400 \times 0.25 \times 0.25 = 150 \text{ Kg /m}$
- Zona de Alfeizar Piso 1 : $(2400 \times 0.25 \times 0.25) + (1.0 \times 408) + (20 \times 1.32) = 449.4 \text{ Kg/m}$
Piso 2 : $2400 \times 0.25 \times 0.25 = 150 \text{ kg/m}$
- Zona de muro típico (Piso 1 y 2): $(2400 \times 0.25 \times 0.17) + (2.40 \times 408) = 1081.2 \text{ kg/m}$
- Zona de muro tímpano (Piso 2): $0.60 \times 408 = 244.8 \text{ Kg/m}$
- Zona de tabique de quinchá: $(2.57 \times 110) = 282.7 \text{ Kg/m}^2$

Tabla 4.- Cargas Totales del 2º Piso:

Muro	Tímpano 244.80 (Kg/m)	Muro Típico 1,081.2 (Kg/m)	Alféizer 150 (Kg /m)	tabique 282.7 (kg/m2)	Puerta 150 (Kg/m2)	Escalera	P directo total (Kg)	Carga indirecta PD + 0.25L (*)	Pl (Kg)
	Longitudes de Influencia (metros)								
1X	0.45	14.35	0	0	0.45	0	15692.88	1380	17072.88
2X	0.45	14.35	0	0	0.45	0	15692.88	1380	17072.88
3X	17.36	14.35	3.01	0	0	0	20216.448	2626.05	22842.498
4X	2.9	2.45	0	0	0.45	0	3426.36	0	3426.36
5X	2.9	2.45	0	0	0.45	0	3426.36	0	3426.36
1Y	3.27	1.93	0.9	0	0.45	0	3089.712	0	3089.712
2Y	3.27	1.93	0.9	0	0.45	0	3089.712	0	3089.712
3Y	5.23	2.58	0	0	0	0	4069.8	0	4069.8
4Y	0	1.99	0	0	0	0	2151.588	0	2151.588
5Y	6.75	6.75	0	0	0.45	0	9018	0	9018
6Y	2.645	2.04	0.605	0	0	0	2943.894	0	2943.894
7Y	2.645	2.04	0.605	0	0	0	2943.894	0	2943.894
8Y	0	1.99	0	0	0	0	2151.588	0	2151.588

(*) Los valores PD y PL se toman de la tabla 3. En el segundo piso solo influye la cobertura

Tabla 5.- Cargas totales del 1º Piso

Muro	Tímpano 244.8 (Kg/m)	Muro Típico 1,081.2 (Kg/m)	Alféizer 449.4 (Kg /m)	tabique 282.7 (kg/m2)	Puerta (150 Kg/m2)	Escalera RD + 0.25 RL	P directo total (Kg)	Carga indirecta (*) PD + 0.25L (Kg)	Pl (ton)
	Longitudes de Influencia (metros)								
1X	0	14.35	0	6.885	4.525	0	18140.3595	7966.71	26107.0695
2X	0	14.35	0	6.885	4.525	0	18140.3595	7966.71	26107.0695
3X	0	14.35	3.01	5.13	4.63	1320.35	20333.015	15194.28	35527.295
4X	0	2.45	0	0.685	0.45	0	2910.0895	2586.99	5497.0795
5X	0	2.45	0	0.685	0.45	0	2910.0895	2586.99	5497.0795
1Y	0	1.93	0.9	0	0.45	0	2558.676	0	2558.676
2Y	0	1.93	0.9	0	0.45	0	2558.676	0	2558.676
3Y	0	5.23	2.4	0	2.14	0	7054.236	0	7054.236
4Y	0	1.99	0	0.25	2.07	574.6875	3107.4505	0	3107.4505
5Y	0	6.75	0	0	3.37	383.125	8186.725	0	8186.725
6Y	0	2.04	0.605	0.685	0.685		2773.9345	0	2773.9345
7Y	0	2.04	0.605	0.685	0.685		2773.9345	0	2773.9345
8Y	0	1.99	0	0.25	2.07	574.6875	3107.4505	0	3107.4505

(*) Los valores PD y PL se toman de la tabla 3. En este caso influye solo la Losa aligerada

Tabla 6.- Total de cargas de gravedad acumuladas: (D + 0.25L) en Kg.

Muro	Carga Por Nivel		Cargas acumuladas	
	2º Piso	1º Piso	2º Piso	1º Piso
1X	17072.88	26107.0695	17072.88	43179.9495
2X	17072.88	26107.0695	17072.88	43179.9495
3X	22842.498	35527.295	22842.498	58369.793
4X	3426.36	5497.0795	3426.36	8923.4395
5X	3426.36	5497.0795	3426.36	8923.4395
1Y	3089.712	2558.676	3089.712	5648.388
2Y	3089.712	2558.676	3089.712	5648.388
3Y	4069.8	7054.236	4069.8	11124.036
4Y	2151.588	3107.4505	2151.588	5259.0385
5Y	9018	8186.725	9018	17204.725
6Y	2943.894	2773.9345	2943.894	5717.8285
7Y	2943.894	2773.9345	2943.894	5717.8285
8Y	2151.588	3107.4505	2151.588	5259.0385
Totales:	93299.166	130856.676	93299.166	224155.842

Tabla 7.- Total cargas de gravedad acumuladas (D +L) en Kg.

Peso de muros PD + PL				
Muro	Indirecta	Directas		Peso Total
		piso 2	piso 1	
1X	13368.92	15692.88	18140.3595	47202.1595
2X	13368.92	15692.88	18140.3595	47202.1595
3X	25487.868	20216.448	20725.301	66429.617
4X	3612.28	3426.36	2910.0895	9948.7295
5X	3612.28	3426.36	2910.0895	9948.7295
1Y	0	3089.712	2558.676	5648.388
2Y	0	3089.712	2558.676	5648.388
3Y	0	4069.8	7054.236	11124.036
4Y	0	2151.588	3107.4505	5259.0385
5Y	0	9018	8186.725	17204.725
6Y	0	2943.894	2773.9345	5717.8285
7Y	0	2943.894	2773.9345	5717.8285
8Y	0	2151.588	3107.4505	5259.0385

Tabla 8.- metrado de cargas: vigas y dinteles

Viga	b	h	Peso propio	Ancho tributario	Peso de losa	Piso terminado	<u>C.M.</u> total	<u>C.V.</u>
1	0.25	0.16	96	1.28	295.68	128	519.68	256
2	0.25	0.16	96	1.28	295.68	128	519.68	256
3(*)	0.25	0.34	204	1.28	295.68	128	627.68	256
4	0.25	0.16	96	1.28	295.68	128	519.68	256
5(**)	0.25	0.16	96	1.07	247.17	107	450.17	214
6	0.25	0.16	96	1.07	247.17	107	450.17	214
7	0.25	0.16	96	1.28	295.68	128	519.68	256
8	0.25	0.16	96	0.64	147.84	64	307.84	128
9	0.25	0.16	96	0.64	147.84	64	307.84	128
10	0.25	0.16	96	2.19	505.89	219	820.89	438



CALCULO DE FUERZAS LATERALES

CALCULO DE CORTANTE BASAL

$$H = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) P$$

DATOS:

$Z = 0.40$; $U = 1.00$; $S = 1.20$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25} ; \text{pero } C \leq 2.5$$

$$T = \frac{h}{C_T}$$

$T_p = 0.6$ (Suelos intermedios según E. 030)

$h = 5.15$ m (Altura total de la vivienda)

$C_T = 60$ (Por ser una construcción de mampostería. Norma E.030)

$T = 0.086$

$C = 28.34$, tomamos $C = 2.5$

$$H = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) P = \left(\frac{0.40 \times 1.00 \times 2.5 \times 1.20}{3} \right) 224,155.842 = 89,662.34 \text{ Kg.}$$

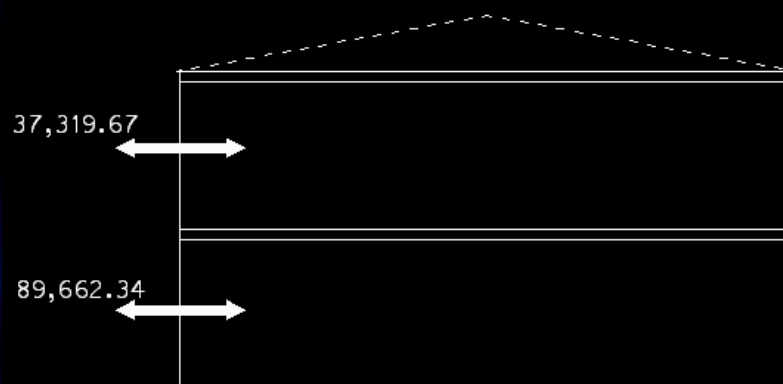
Distribución de la fuerza cortante en altura (en Kg.)

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum P_i \cdot h_i} H$$

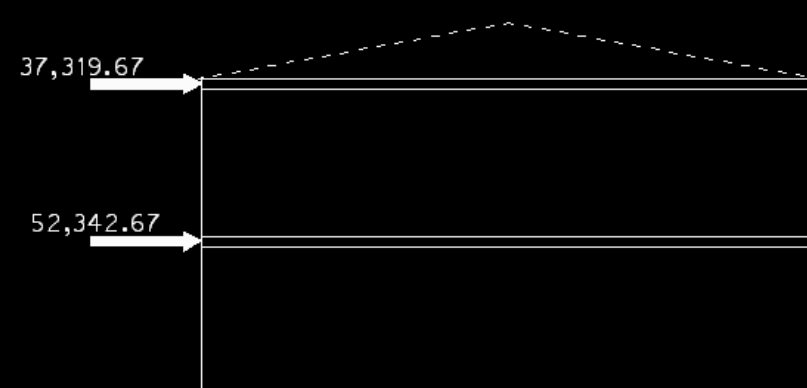
TABLA 9.-

H = 88,797.38

PISO	Pi	hi	Pi hi	$\frac{P_i \cdot h_i}{\sum P_i \cdot h_i}$	Fi	Vi
2	93,299.17	2.56	238,845.86	0.416224557	37319.66773	37319.66773
1	130,856.68	2.56	334,993.09	0.583775443	52342.67227	89662.34000
Σ=	224,155.84		573,838.96		89662.34	



FUERZAS CORTANTES (Vi)

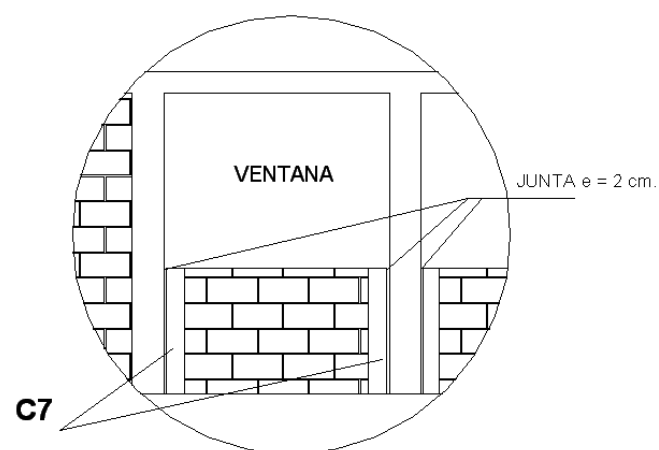
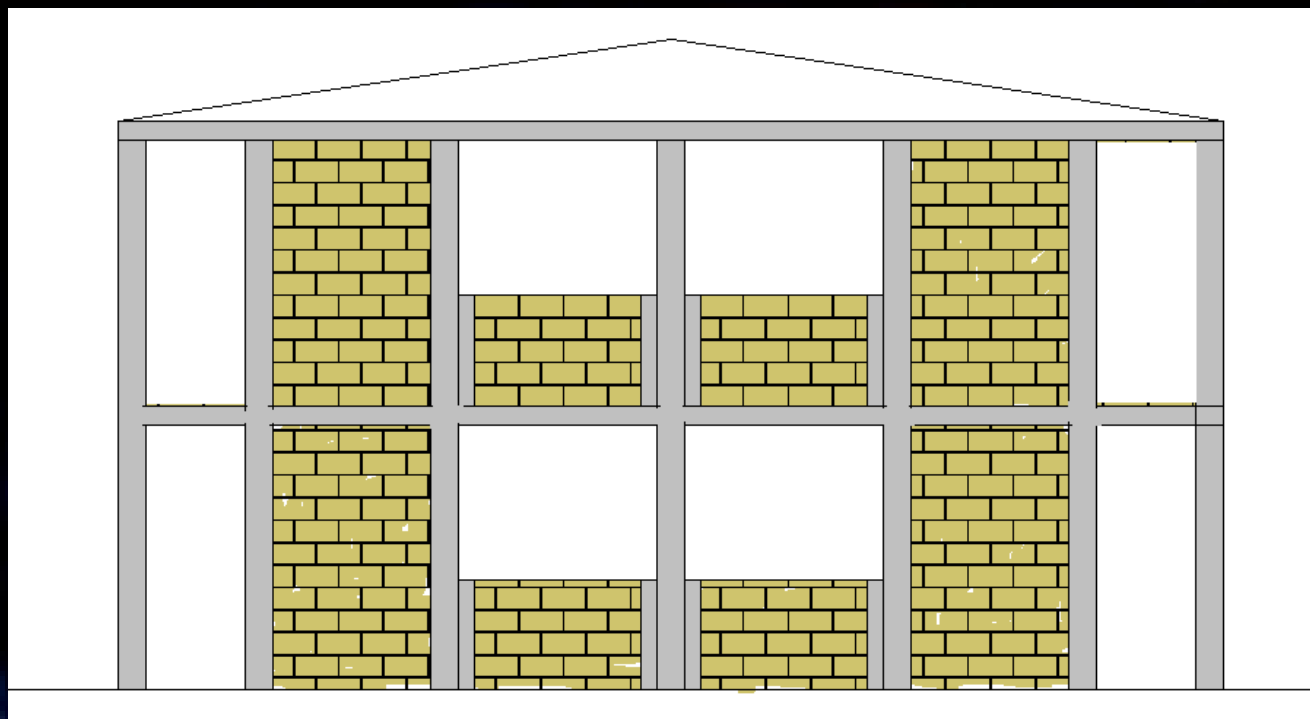


FUERZAS INERCIALES (Fi)

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA

CORTANTE DE NIVEL EN CADA MURO

- PARA ELLO DEBE APLICARSE EL CRITERIO DE LA SECCIÓN TRANSFORMADA Y HALLAR LA RIGIDEZ DEL MURO CONSIDERANDO A ESTE COMO UN MURO EN VOLADIZO.
- ADEMÁS DEBE AGREGARSE LA PARTICIPACIÓN DE LOS MUROS TRANSVERSALES AL MURO DE ANÁLISIS CONSIDERANDO UN ANCHO EFECTIVO IGUAL 4 VECES EL ESPESOR DE LA PARED TRANSVERSAL. EN NUESTRO CASO SERÍA $4 \times 0.23 \text{ m} = 0.92 \text{ m}$.
- NO SERÁ NECESARIO CONSIDERAR EL APORTE DE LOS ALFEIZARES, DEBIDO A QUE NUESTRO DISEÑO ESTOS DEBEN AISLARSE DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL.



DETALLE DE COLUMNA DE
CONFINAMIENTO DE ALFEIZER C-7

- Rigidez lateral de los muros:

$$K = \frac{1}{\left(\frac{h^3}{3EI}\right) + \left(\frac{h}{AG}\right)}$$

Donde:

- $E_m = 6500 \text{ Kg/cm}^2$... (Módulo de elasticidad de la albañilería de adobe)
- $G = 0.4E$... Módulo de corte
- h = Altura del muro = 2.485m. medida desde la base al eje de la viga solera
- I = Momento de Inercia de la sección transformada respecto a los ejes del centroide.
- A = Área real de corte (L t)

Por ejemplo para el muro 5X:

$$n = \frac{E_c}{E_m} = 30.52$$

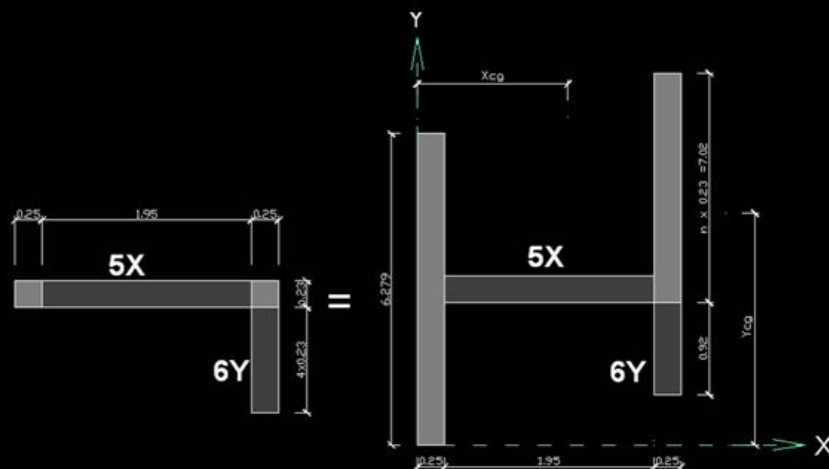
$$X_{cg} = 1.2854\text{m} ; Y_{cg} = 4.8962\text{m}$$

$$I_x = 4.6717 \text{ m}^4 ; I_y = 26.5721 \text{ m}^4$$

$$A = 2.45 \times 0.23 = 0.5635 \text{ m}^2$$

$$\frac{K_x}{E_m} = 0.08914765$$

$$\frac{K_y}{E_m} = 0.08250987$$



RIGIDICES DE LOS MUROS EN AMBAS DIRECCIONES

Tabla 10.- Rigideces de muros en dirección (1° y 2° Piso)

Muro	A	Xcg	Ycg	I _x	I _y	K _x /E _m	K _y /E _m
1X	3.3005	6.8715	3.5100	234.9081	40.3738	0.4978	0.5252
2X	3.3005	6.8715	3.5100	234.9081	40.3738	0.4978	0.5252
3X	3.3005	7.1989	4.4300	169.1369	62.1457	0.5090	0.5229
4X	0.5635	1.2854	5.5088	4.6717	26.5721	0.0891	0.0825
5X	0.5635	1.2854	4.8962	4.6717	26.5721	0.0891	0.0825
1Y	0.4439	3.5100	0.9600	14.4160	2.5204	0.0624	0.0697
2Y	0.4439	3.5100	0.9600	14.4160	2.5204	0.0624	0.0697
3Y	1.2029	4.4430	2.6150	29.0367	23.8202	0.1859	0.1872
4Y	0.4577	3.5100	0.9950	14.4160	2.7384	0.0648	0.0718
5Y	1.5525	4.4300	3.3750	29.0383	41.7833	0.2425	0.2394
6Y	0.4692	4.9281	1.0703	26.3863	3.0750	0.0671	0.0744
7Y	0.4692	4.3790	0.9647	19.0473	2.7752	0.0663	0.0740
8Y	0.4692	4.9281	0.9697	26.3863	3.0750	0.0671	0.0744
Σ=				821.4394	278.3454	2.5013	2.5989

CALCULO DE CORTANTES DE TRASLACION

$$V_{\text{tras}_i} = \left(\frac{K_i}{\sum_{i=1}^n K_i} \right) V_n$$

Tabla 11.- Cortantes de traslación en dirección "x":

1° Piso

Vx1= 89,662.34

Muro	V tras	% de Absorción
1X	17,843.227	19.90
2X	17,843.227	19.90
3X	18,246.356	20.35
4X	3,195.656	3.56
5X	3,195.656	3.56
1Y	2,236.964	2.49
2Y	2,236.964	2.49
3Y	6,663.785	7.43
4Y	2,321.498	2.59
5Y	8,692.170	9.69
6Y	2,405.162	2.68
7Y	2,376.514	2.65
8Y	2,405.162	2.68
	89,662.340	100.00

2°Piso

Vx2= 37,319.67

Muro	V tras	% de Absorción
1X	7,426.79	19.90
2X	7,426.79	19.90
3X	7,594.58	20.35
4X	1,330.11	3.56
5X	1,330.11	3.56
1Y	931.08	2.49
2Y	931.08	2.49
3Y	2,773.63	7.43
4Y	966.26	2.59
5Y	3,617.89	9.69
6Y	1,001.09	2.68
7Y	989.16	2.65
8Y	1,001.09	2.68
	37,319.67	100.00

Tabla 12.- Cortantes de traslación en dirección "y":

1° Piso

Vy1= 89,662.34

Muro	V tras	% de Absorción
1X	18,118.933	20.21
2X	18,118.933	20.21
3X	18,038.713	20.12
4X	2,846.561	3.17
5X	2,846.561	3.17
1Y	2,404.140	2.68
2Y	2,404.140	2.68
3Y	6,459.683	7.20
4Y	2,476.976	2.76
5Y	8,257.923	9.21
6Y	2,567.992	2.86
7Y	2,553.794	2.85
8Y	2,567.992	2.86
	89,662.340	100.00

2°Piso

Vy2= 37,319.67

Muro	V tras	% de Absorción
1X	7,541.545	20.21
2X	7,541.545	20.21
3X	7,508.155	20.12
4X	1,184.808	3.17
5X	1,184.808	3.17
1Y	1,000.662	2.68
2Y	1,000.662	2.68
3Y	2,688.679	7.20
4Y	1,030.978	2.76
5Y	3,437.150	9.21
6Y	1,068.861	2.86
7Y	1,062.952	2.85
8Y	1,068.861	2.86
	37,319.67	100.00

CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ

$$X_{cr} = \frac{\sum (K_{iy} \cdot X'_i)}{\sum K_{iy}} ; \quad X_{cr} = \frac{\sum (K_{ix} \cdot Y'_i)}{\sum K_{ix}}$$

Donde : X'_i , Y'_i : Ubicación del centroide de las secciones transformadas de los muros con respecto al eje de coordenadas.

Tabla 13.- Centro de rigideces (1º y 2º Piso)

Muro	Kx/Em	Ky/Em	x	y	$y \cdot \frac{Kx}{Em}$	$X \cdot \frac{Ky}{Em}$
1X	0.4978	0.5252	7.175	9.875	4.91541678	3.76825243
2X	0.4978	0.5252	7.175	0.125	0.06222047	3.76825243
3X	0.5090	0.5229	7.175	5	2.54504803	3.75156887
4X	0.0891	0.0825	13.19	0.55	0.04903121	1.08830515
5X	0.0891	0.0825	13.19	9.45	0.84244533	1.08830515
1Y	0.0624	0.0697	1.125	7.895	0.4926754	0.0783967
2Y	0.0624	0.0697	1.125	2.115	0.13198334	0.0783967
3Y	0.1859	0.1872	7.38	5	0.9294817	1.3818249
4Y	0.0648	0.0718	8.63	6.625	0.42904609	0.61960961
5Y	0.2425	0.2394	10.88	5	1.21240598	2.60426501
6Y	0.0671	0.0744	15.46	7.41	0.49717852	1.15077041
7Y	0.0663	0.0740	15.46	2.59	0.17170776	1.14440765
8Y	0.0671	0.0744	8.63	3.385	0.22711866	0.64237702
Σ=	2.5013	2.5989			12.5057593	21.164732

Xcr = 8.14361506

Ycr = 4.99977146

CALCULO DEL CENTRO DE MASA

$$X_{cm} = \frac{\sum (P_i \cdot X_i)}{\sum P_i} ; Y_{cm} = \frac{\sum (P_i \cdot Y_i)}{\sum P_i}$$

- Pi: peso del muro en análisis
- Xi, Yi: Ubicación del centro de gravedad de cada muro existente con respecto al eje coordenadas

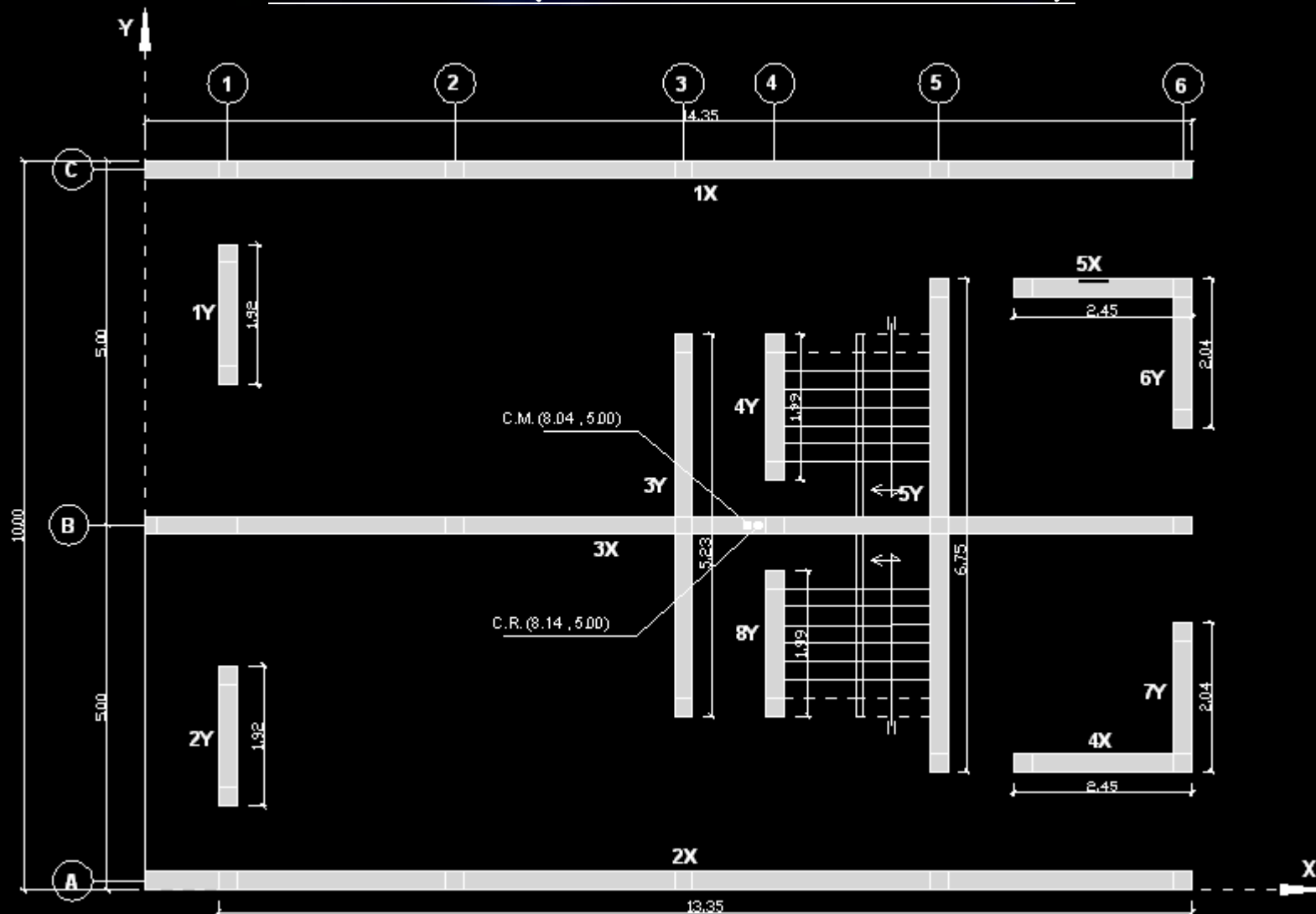
Tabla 14.- Cálculo del centro de masas

Muro	ℓ	h	t	γ_m	Peso (P)	X	Y	P · X	P · Y
1X	14.35	2.4	0.23	1600	12673.92	7.175	9.875	90935.376	125154.96
2X	14.35	2.4	0.23	1600	12673.92	7.175	0.125	90935.376	1584.24
3X	14.35	2.4	0.23	1600	12673.92	7.175	5	90935.376	63369.6
4X	2.45	2.4	0.23	1600	2163.84	13.125	1.755	28400.4	3797.5392
5X	2.45	2.4	0.23	1600	2163.84	13.125	8.25	28400.4	17851.68
1Y	1.93	2.4	0.23	1600	1704.576	1.125	7.89	1917.648	13449.1046
2Y	1.93	2.4	0.23	1600	1704.576	1.125	2.115	1917.648	3605.17824
3Y	5.23	2.4	0.23	1600	4619.136	7.38	5	34089.2237	23095.68
4Y	1.99	2.4	0.23	1600	1757.568	8.63	6.625	15167.8118	11643.888
5Y	6.75	2.4	0.23	1600	5961.6	10.88	5	64862.208	29808
6Y	2.04	2.4	0.23	1600	1801.728	13.125	1.75	23647.68	3153.024
7Y	2.04	2.4	0.23	1600	1801.728	13.125	8.25	23647.68	14864.256
8Y	1.99	2.4	0.23	1600	1757.568	8.63	3.385	15167.8118	5949.36768
$\Sigma=$					63457.92			510024.639	317326.518

$$X_{cm} = 8.03721016$$

$$Y_{cm} = 5.00058177$$

UBICACIÓN DEL CENTRO DE GRAVEDAS Y RIGIDEZ (EFECTO DE TORSIÓN)



CALCULO DEL MOMENTO POLAR DE INERCIA

$$J = \sum \frac{K_{ix}}{E_m} \bar{Y}^2 + \sum \frac{K_{iy}}{E_m} \bar{X}^2$$

$$\bar{X} = X_i - X_{cr}$$

$$\bar{Y} = Y_i - Y_{cr}$$

Tabla 15.-

Muro	$\bar{Y}$	$\bar{Y}^2$	$\left(\frac{K_x}{E_m}\right) \bar{Y}^2$	$\bar{X}$	$\bar{X}^2$	$\left(\frac{K_y}{E_m}\right) \bar{X}^2$	J
1X	4.87523	23.76785	11.83078	-0.96862	0.93822	0.49274	12.32352
2X	-4.87477	23.76340	11.82856	-0.96862	0.93822	0.49274	12.32130
3X	0.00023	0.00000	0.00000	-0.96862	0.93822	0.49056	0.49056
4X	-3.24477	10.52854	0.93859	4.98138	24.81420	2.04742	2.98601
5X	3.25023	10.56399	0.94175	4.98138	24.81420	2.04742	2.98917
1Y	2.89023	8.35342	0.52128	-7.01862	49.26096	3.43280	3.95408
2Y	-2.88477	8.32191	0.51932	-7.01862	49.26096	3.43280	3.95211
3Y	0.00023	0.00000	0.00000	-0.76362	0.58311	0.10918	0.10918
4Y	1.62523	2.64137	0.17106	0.48638	0.23657	0.01699	0.18804
5Y	0.00023	0.00000	0.00000	2.73638	7.48780	1.79230	1.79230
6Y	-3.24977	10.56101	0.70860	4.98138	24.81420	1.84705	2.55565
7Y	3.25023	10.56399	0.70035	4.98138	24.81420	1.83684	2.53720
8Y	-1.61477	2.60749	0.17495	0.48638	0.23657	0.01761	0.19256
$\Sigma =$							46.39168

$$J = 46.39168 \text{ m}^4$$

CALCULO DEL MOMENTO TORSOR Y EXCENTRICIDADES

El cálculo del momento torsor viene dado por la siguiente expresión:

$$M_t = V_n \cdot e'$$

$$e'_1 = |e| + e_{acc} \dots\dots\dots \text{Condición 1}$$

$$e'_2 = |e| - e_{acc} \dots\dots\dots \text{Condición 2}$$

$$e_{acc} = 0.05 d$$

$$e_{accX} = 0.05 \times 10 = 0.5 m$$

$$e_{accY} = 0.05 \times 20 = 1.0 m$$

Análisis en el sentido X-X:

$$e_Y = Y_{cm} - Y_{cr} = e$$

$$M_{t1X} = V_{nX} (|e_Y| + e_{accY})$$

$$M_{t2X} = V_{nX} (|e_Y| - e_{accY})$$

Análisis en el sentido Y-Y:

$$e_X = X_{cm} - X_{cr} = e$$

$$M_{t1Y} = V_{nY} (|e_X| + e_{accX})$$

$$M_{t2Y} = V_{nY} (|e_X| - e_{accX})$$

Tabla 16.-

PISO	e_X	e_Y	e_{accX}	e_{accY}	V_n	M_{dx1}	M_{dx2}	M_{ty1}	M_{ty2}
1	-0.106	0.0	0.5	1.0	89662.34	89734.99	-89589.69	54371.68	-35290.66
2	-0.106	0.0	0.5	1.0	37319.67	37349.91	-37289.43	22630.83	-14688.84

CÁLCULO DE LOS INCREMENTOS DE FUERZA CORTANTE DEBIDO AL MOMENTO TORSOR:

Dirección X-X:

$$\Delta V_{1x} = \frac{M_{t1x} \left(\frac{K_{1x}}{E_m} \right) \bar{Y}}{J} ; \quad \Delta V_{2x} = \frac{M_{t2x} \left(\frac{K_{2x}}{E_m} \right) \bar{Y}}{J}$$

Dirección Y-Y:

$$\Delta V_{1y} = \frac{M_{t1y} \left(\frac{K_{1y}}{E_m} \right) \bar{X}}{J} ; \quad \Delta V_{2y} = \frac{M_{t2y} \left(\frac{K_{2y}}{E_m} \right) \bar{X}}{J}$$

Tabla 17.- Incremento de cortante debido a momento torsor

PISO 1

Muro	Kx/Em	Ky/Em	$\bar{Y}$	$\bar{X}$	ΔV_{1x}	ΔV_{2x}	ΔV_{1y}	ΔV_{2y}	ΔV_x asumido	ΔV_y asumido
1X	0.4978	0.5252	4.8752	-0.9686	4693.9658	-4686.3649	-596.2137	386.9804	4693.9658	386.9804
2X	0.4978	0.5252	-4.8748	-0.9686	-4693.5257	4685.9255	-596.2137	386.9804	4685.9255	386.9804
3X	0.5090	0.5229	0.0002	-0.9686	0.2250	-0.2246	-593.5740	385.2670	0.2250	385.2670
4X	0.0891	0.0825	-3.2448	4.9814	-559.5201	558.6141	481.7133	-312.6624	558.6141	481.7133
5X	0.0891	0.0825	3.2502	4.9814	560.4612	-559.5536	481.7133	-312.6624	560.4612	481.7133
1Y	0.0624	0.0697	2.8902	-7.0186	348.8692	-348.3043	-573.2305	372.0628	348.8692	372.0628
2Y	0.0624	0.0697	-2.8848	-7.0186	-348.2105	347.6466	-573.2305	372.0628	347.6466	372.0628
3Y	0.1859	0.1872	0.0002	-0.7636	0.0822	-0.0820	-167.5729	108.7654	0.0822	108.7654
4Y	0.0648	0.0718	1.6252	0.4864	203.5890	-203.2593	40.9280	-26.5648	203.5890	40.9280
5Y	0.2425	0.2394	0.0002	2.7364	0.1072	-0.1070	767.6550	-498.2566	0.1072	767.6550
6Y	0.0671	0.0744	-3.2498	4.9814	-421.7632	421.0802	434.5722	-282.0648	421.0802	434.5722
7Y	0.0663	0.0740	3.2502	4.9814	416.7981	-416.1232	432.1694	-280.5052	416.7981	432.1694
8Y	0.0671	0.0744	-1.6148	0.4864	-209.5689	209.2296	42.4318	-27.5410	209.2296	42.4318

PISO 2

Muro	Kx/Em	Ky/Em	$\bar{Y}$	$\bar{X}$	ΔV_{1x}	ΔV_{2x}	ΔV_{1y}	ΔV_{2y}	ΔV_x asumido	ΔV_y asumido
1X	0.4978	0.5252	4.8752	-0.9686	1953.7438	-1950.5801	-248.1588	161.0707	1953.7438	161.0707
2X	0.4978	0.5252	-4.8748	-0.9686	-1953.5607	1950.3973	-248.1588	161.0707	1950.3973	161.0707
3X	0.5090	0.5229	0.0002	-0.9686	0.0937	-0.0935	-247.0601	160.3576	0.0937	160.3576
4X	0.0891	0.0825	-3.2448	4.9814	-232.8860	232.5089	200.5009	-130.1378	232.5089	200.5009
5X	0.0891	0.0825	3.2502	4.9814	233.2777	-232.8999	200.5009	-130.1378	233.2777	200.5009
1Y	0.0624	0.0697	2.8902	-7.0186	145.2079	-144.9728	-238.5926	154.8617	145.2079	154.8617
2Y	0.0624	0.0697	-2.8848	-7.0186	-144.9338	144.6991	-238.5926	154.8617	144.6991	154.8617
3Y	0.1859	0.1872	0.0002	-0.7636	0.0342	-0.0341	-69.7480	45.2708	0.0342	45.2708
4Y	0.0648	0.0718	1.6252	0.4864	84.7387	-84.6015	17.0352	-11.0569	84.7387	17.0352
5Y	0.2425	0.2394	0.0002	2.7364	0.0446	-0.0445	319.5169	-207.3866	0.0446	319.5169
6Y	0.0671	0.0744	-3.2498	4.9814	-175.5482	175.2639	180.8796	-117.4023	175.2639	180.8796
7Y	0.0663	0.0740	3.2502	4.9814	173.4816	-173.2007	179.8795	-116.7532	173.4816	179.8795
8Y	0.0671	0.0744	-1.6148	0.4864	-87.2277	87.0865	17.6612	-11.4632	87.0865	17.6612

(*) Valores de ΔV asumidos : 1º) Si $\Delta V_1 < 0$, $\Delta V_2 < 0 \Rightarrow$ no se considera ΔV
2º) Se toma el mayor valor entre ΔV_1 y ΔV_2

CORTANTES FINALES DE DISEÑO

Tabla 18.-

PISO 1

Muro	Direccion X-X				Direccion Y-Y			
	Vtras _x	ΔV _x asumido	V _x diseño	% Absorción	Vtras _y	ΔV _y asumido	V _y diseño	% Absorción
1X	17,843.227	4,693.966	22,537.193	25.1356287	18,118.933	386.980	18505.913	20.6395608
2X	17,843.227	4,685.926	22,529.153	25.1266614	18,118.933	386.980	18505.913	20.6395608
3X	18,246.356	0.225	18,246.581	20.3503284	18,038.713	385.267	18423.980	20.5481811
4X	3,195.656	558.614	3,754.271	4.18712083	2,846.561	481.713	3328.274	3.71200862
5X	3,195.656	560.461	3,756.118	4.18918081	2,846.561	481.713	3328.274	3.71200862
1Y	2,236.964	348.869	2,585.833	2.88396747	2,404.140	372.063	2776.203	3.0962865
2Y	2,236.964	347.647	2,584.610	2.88260396	2,404.140	372.063	2776.203	3.0962865
3Y	6,663.785	0.082	6,663.867	7.4321811	6,459.683	108.765	6568.448	7.32576028
4Y	2,321.498	203.589	2,525.086	2.81621747	2,476.976	40.928	2517.904	2.80820738
5Y	8,692.170	0.107	8,692.277	9.69445747	8,257.923	767.655	9025.578	10.0661858
6Y	2,405.162	421.080	2,826.242	3.15209495	2,567.992	434.572	3002.565	3.3487466
7Y	2,376.514	416.798	2,793.312	3.11536792	2,553.794	432.169	2985.963	3.33023095
8Y	2,405.162	209.230	2,614.391	2.91581889	2,567.992	42.432	2610.424	2.91139426
Σ=	89,662.340			110.96581	89,662.340			102.323024

Tabla 19.-

Muro	Pisos	
	1º	2º
1X	22,537.193	9,380.533
2X	22,529.153	9,377.187
3X	18,246.581	7,594.675
4X	3,754.271	1,562.620
5X	3,756.118	1,563.388
1Y	2776.203	1,155.524
2Y	2776.203	1,155.524
3Y	6568.448	2,733.949
4Y	2517.904	1,048.014
5Y	9025.578	3,756.667
6Y	3002.565	1,249.741
7Y	2985.963	1,242.831
8Y	2610.424	1,086.523

PISO 2

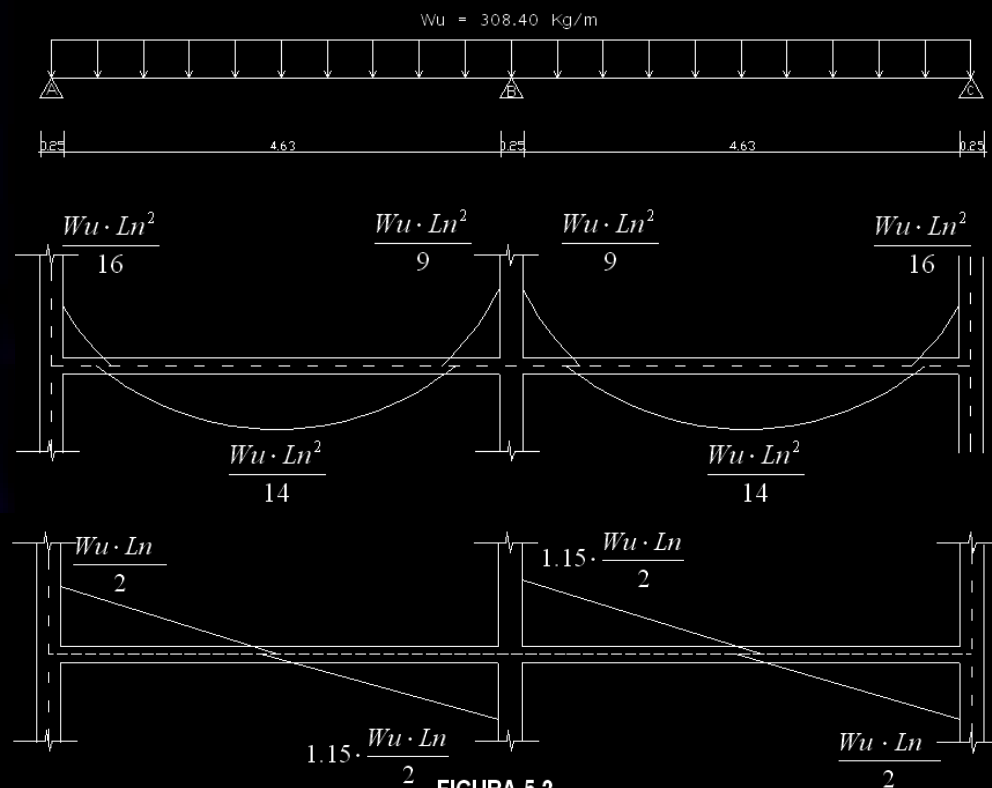
Muro	Direccion X-X				Direccion Y-Y			
	Vtras _x	ΔV _x asumido	V _x diseño	% Absorción	Vtras _y	ΔV _y asumido	V _y diseño	% Absorción
1X	7,426.789	1,953.744	9,380.533	25.136	7,541.545	161.071	7,702.615	20.640
2X	7,426.789	1,950.397	9,377.187	25.127	7,541.545	161.071	7,702.615	20.640
3X	7,594.581	0.094	7,594.675	20.350	7,508.155	160.358	7,668.513	20.548
4X	1,330.111	232.509	1,562.620	4.187	1,184.808	200.501	1,385.309	3.712
5X	1,330.111	233.278	1,563.388	4.189	1,184.808	200.501	1,385.309	3.712
1Y	931.079	145.208	1,076.287	2.884	1,000.662	154.862	1,155.524	3.096
2Y	931.079	144.699	1,075.778	2.883	1,000.662	154.862	1,155.524	3.096
3Y	2,773.631	0.034	2,773.665	7.432	2,688.679	45.271	2,733.949	7.326
4Y	966.264	84.739	1,051.003	2.816	1,030.978	17.035	1,048.014	2.808
5Y	3,617.895	0.045	3,617.939	9.694	3,437.150	319.517	3,756.667	10.066
6Y	1,001.087	175.264	1,176.351	3.152	1,068.861	180.880	1,249.741	3.349
7Y	989.163	173.482	1,162.645	3.115	1,062.952	179.880	1,242.831	3.330
8Y	1,001.087	87.086	1,088.174	2.916	1,068.861	17.661	1,086.523	2.911
Σ=	37,319.668			110.966	37,319.668			105.234



ANALISIS ESTRUCTURAL

ANALISIS DE LOSA ALIGERADA

Losa Aligerado tipo 1 (más crítica)



a) Momentos negativos:

$$M_A = M_C = \frac{1}{16} Wu \times Ln^2 = \frac{308.40 \times 4.63^2}{16} = 413.20 \text{ Kg-m}$$

$$M_B = \frac{1}{9} Wu \times Ln^2 = \frac{308.40 \times 4.63^2}{9} = 734.57 \text{ Kg-m}$$

b) Momentos positivos:

$$M_{A-B} = M_{B-C} = \frac{1}{14} Wu \times Ln^2 = \frac{308.40 \times 4.63^2}{14} = 472.22 \text{ Kg-m}$$

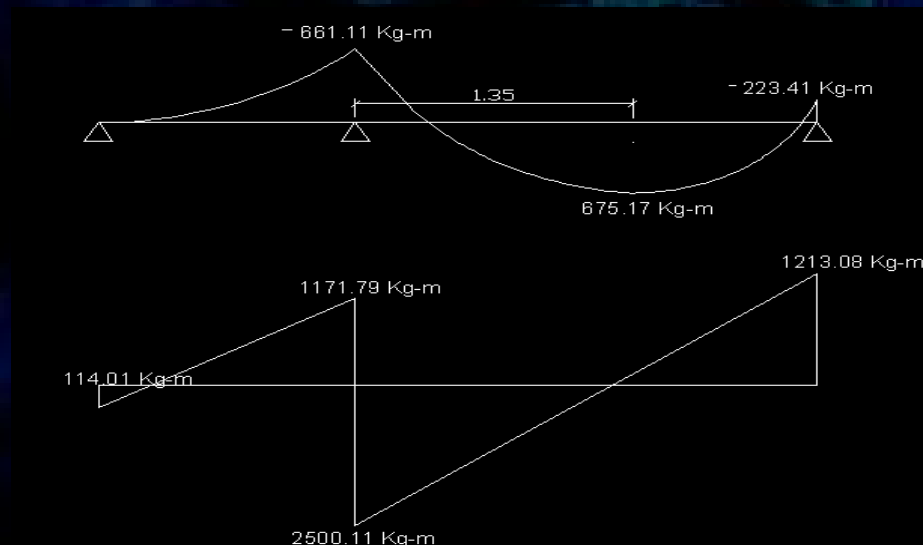
c) Fuerzas cortantes:

$$V_A = V_C = \frac{1}{2} Wu \times Ln = \frac{308.40 \times 4.63}{2} = 713.95 \text{ Kg}$$

$$V_B = \frac{1.15}{2} Wu \times Ln = \frac{1.15 \times 308.40 \times 4.63}{2} = 821.04 \text{ Kg}$$

ANALISIS DE VIGAS Y DINTELES

Viga	# de tramos	Ln	1.2 x C.M	1.6 x C.V.	M(-) extremos	M(-) central	M (+)	V extremos	V interior
1	1	0.9	623.62	409.60	52.31	0.00	83.69	516.61	0.00
2	2	1.8	623.62	409.60	209.23	371.96	239.12	516.61	594.10
3	2	4.63	1092.46	409.60	2012.46	3577.71	2299.96	751.03	863.68
4	1	2.14	623.62	409.60	295.73	0.00	473.17	516.61	0.00
7	1	1.38	623.62	409.60	122.98	1.00	196.77	516.61	0.00
8	1	1.38	369.41	204.80	68.35	2.00	109.35	287.10	0.00
9	2	1.21	369.41	204.80	52.54	93.41	60.05	287.10	330.17
10	1	0.9	985.07	700.80	85.35	0.00	136.56	842.93	0.00



VIGA 5 Y 6

ANALISIS ESTRUCTURAL DE ESCALERA

CON LA FACTORIZACIÓN DE CARGAS $1.2 D + 1.6 L$,
Y TOMANDO COMO NIVEL DE REFERENCIA EL APOYO
IZQUIERDO DE CADA TRAMO SE OBTIENE LO
SIGUIENTE:

Tramo 1: $Mu_{\text{máx}} = 827 \text{ Kg-m}$ a $x = 1.31 \text{ m}$.

$Vu_{\text{máx}} = 1132.10 \text{ Kg}$ en el apoyo de la derecha.

Tramo 2: $Mu_{\text{máx}} = 724.59 \text{ Kg-m}$ a $x = 0.99 \text{ m}$.

$Vu_{\text{máx}} = 1243.33 \text{ Kg}$ en el apoyo de la izquierda

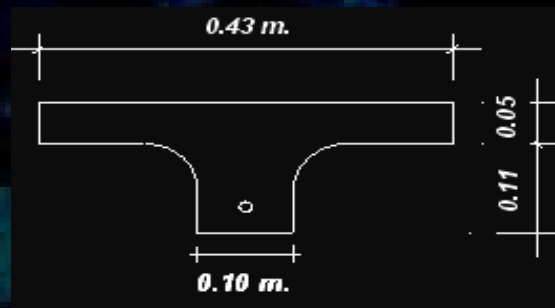


DISEÑO ESTRUCTURAL

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

□ DISEÑO POR FLEXIÓN.-

CONSIDERAREMOS PARA EL DISEÑO A LAS VIGUETAS COMO ELEMENTOS “T”, QUE EN NUESTRO CASO EL ANCHO **b = 43 cm** y **b_w = 10 cm** . PARA ELLO EMPLEAREMOS EL MÉTODO DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO REFERIDO A VIGAS CON ESTE TIPO DE SECCIÓN:



TOMAREMOS COMO EJEMPLO EL ALIGERADO TIPO I:

APOYOS A Y C: **M_u = 413.20 kg-m = 41320 Kg - cm**

SE EMPIEZA A ITERAR CON **a = d/5 = 2.60 cm**

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)} = \frac{41320}{0.90 \times 4200 \times (13 - 2.6/2)} = 0.934 \text{ cm}^2$$
$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1.068 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.6380$$

SE SIGUE ITERANDO REEMPLAZANDO ESTE VALOR DE “a”, AL FINAL SE OBTIENE **A_s = 0.936 cm²** , ESTE VALOR SE COMPARA CON EL ACERO MÍNIMO Y SE TOMA EL MAYOR, EN ESTE CASO **A_s = 0.936 cm²**, ENTONCES USAREMOS VARILLA DE Ø ½”. EL RESTO DE VALORES DE “A_s” SE MUESTRAN EN LA TABLA 20:

Tabla 20.- Area de acero en viguetas

Aligerado tipo	Momento (+) ó (-)	Peralte efectivo (d)	Ancho (b)	Mu (kg- cm)	"a" inicial (a=d/5)	Area de acero (As)	Nuevo valor de a	As mín (0.0018 bd)	Varillas
1	+	13	43	47222	2.6	0.985	0.6471	1.0062	1Ø 1/2
	-	13	10	41320	2.6	0.936	2.6428	0.234	1Ø 1/2
	-	13	10	73457	2.6	1.878	5.3019	0.234	1Ø 1/2 + 1 Ø 3/8"
2	+	13	43	14123	2.6	0.290	0.1901	1.0062	1Ø 1/2
	-	13	10	8827	2.6	0.183	0.5175	0.234	1Ø 1/4
3	+	13	43	2643	2.6	0.054	0.0354	1.0062	1Ø 1/2
	+	13	43	15287	2.6	0.314	0.2059	1.0062	1Ø 1/2
	-	13	10	4096	2.6	0.084	0.2375	0.234	1Ø 1/4
	-	13	10	20157	2.6	0.430	1.2150	0.234	1Ø 3/8
	-	13	10	30527	2.6	0.670	1.8917	0.234	1Ø 3/8

VERIFICACIÓN POR CORTANTE

LA RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA FUERZA CORTANTE (V_c)

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.53 \sqrt{175} \cdot 10 \cdot 13 = 911.46 \text{ Kg}$$

PODEMOS OBSERVAR QUE TODAS LAS FUERZAS CORTANTES SON MENORES A V_c POR LO QUE CONCLUIMOS QUE LA LOSA CON PERALTE DE **16 cm** ES SUFICIENTE PARA SOPORTAR LAS FUERZAS CORTANTES.

ACERO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

EL ACERO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA SERÁ DE VARILLAS DE Ø 1/4" CADA 25 CM.

DISEÑO DE VIGAS Y DINTELES

DISEÑO POR FLEXION

Viga	Momento (+) ó (-)	Peralte efectivo (d)	Ancho (b)	Mu (kg-cm)	a inicial (a=d/5)	Area de acero (As)	nuevo valor de a	As mín (0.003 bd)	Varillas
1	+	13	25	8369	2.6	0.172	0.1938	0.975	2 Ø 3/8
	-	13	25	5231	2.6	0.107	0.1208	0.975	2 Ø 3/8
2	+	13	25	23912	2.6	0.497	0.5617	0.975	2 Ø 3/8
	-	13	25	20923	2.6	0.434	0.4901	0.975	2 Ø 3/8
	-	13	25	37196	2.6	0.784	0.8850	0.975	2 Ø 3/8
3	+	31	25	229996	6.2	2.038	2.3022	2.325	2 Ø 3/8 + 1 Ø 1/4
	-	31	25	201246	6.2	1.775	2.0045	2.325	2 Ø 3/8
	-	31	25	357771	6.2	3.245	3.6649	2.325	2Ø 1/2 + 1 Ø 3/8
4	+	13	25	47317	2.6	1.007	1.1373	0.975	2 Ø 3/8
	-	13	25	29573	2.6	0.618	0.6985	0.975	2 Ø 1/4
5 y 6	+	22	25	67517	4.4	0.830	0.9369	1.65	2 Ø 3/8 + 1 Ø 1/4
	-	22	25	66111	4.4	0.812	0.9170	1.65	2 Ø 3/8 + 1 Ø 1/4
	-	22	25	22341	4.4	0.271	0.3055	1.65	2 Ø 3/8 + 1 Ø 1/4
7	+	13	25	19677	2.6	0.408	0.4604	0.975	2 Ø 3/8
	-	13	25	12298	2.6	0.253	0.2858	0.975	2 Ø 3/8
8	+	13	25	10935	2.6	0.225	0.2538	0.975	2 Ø 3/8
	-	13	25	6835	2.6	0.140	0.1581	0.975	2 Ø 3/8
9	+	13	25	6005	2.6	0.123	0.1388	0.975	2 Ø 3/8
	-	13	25	5254	2.6	0.107	0.1213	0.975	2 Ø 3/8
	-	13	25	9341	2.6	0.192	0.2165	0.975	2 Ø 3/8
10	+	13	25	13656	2.6	0.281	0.3177	0.975	2 Ø 3/8
	-	13	25	8535	2.6	0.175	0.1977	0.975	2 Ø 3/8

(*) Se ha cambiado el peralte de la viga 5 y 6 a 0.25 y no 0.16m como era el predimensionamiento. De esta manera esta viga solo requiere un refuerzo transversal mínimo.

Diseño por fuerza cortante

$$V_n = V_u / \phi = V_u / 0.85$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Viga	d	<u>V</u> extremos	<u>V</u> interiores	<u>V</u> c	<u>V</u> c/2	<u>V</u> n extremos	<u>V</u> n interiores
1	0.13	516.61	0.00	2278.65	1139.33	607.77	0.00
2	0.13	516.61	594.10	2278.65	1139.33	607.77	698.94
3	0.31	751.03	863.68	5433.71	2716.86	883.56	1016.10
4	0.13	516.61	0.00	2278.65	1139.33	607.77	0.00
7	0.13	516.61	0.00	2278.65	1139.33	607.77	0.00
8	0.13	287.10	0.00	2278.65	1139.33	337.77	0.00
9	0.13	287.10	330.17	2278.65	1139.33	337.77	388.43
10	0.13	842.93	0.00	2278.65	1139.33	991.69	0.00
5 y 6	0.22	2500.11		3856.18	1928.09	2941.31	0.00

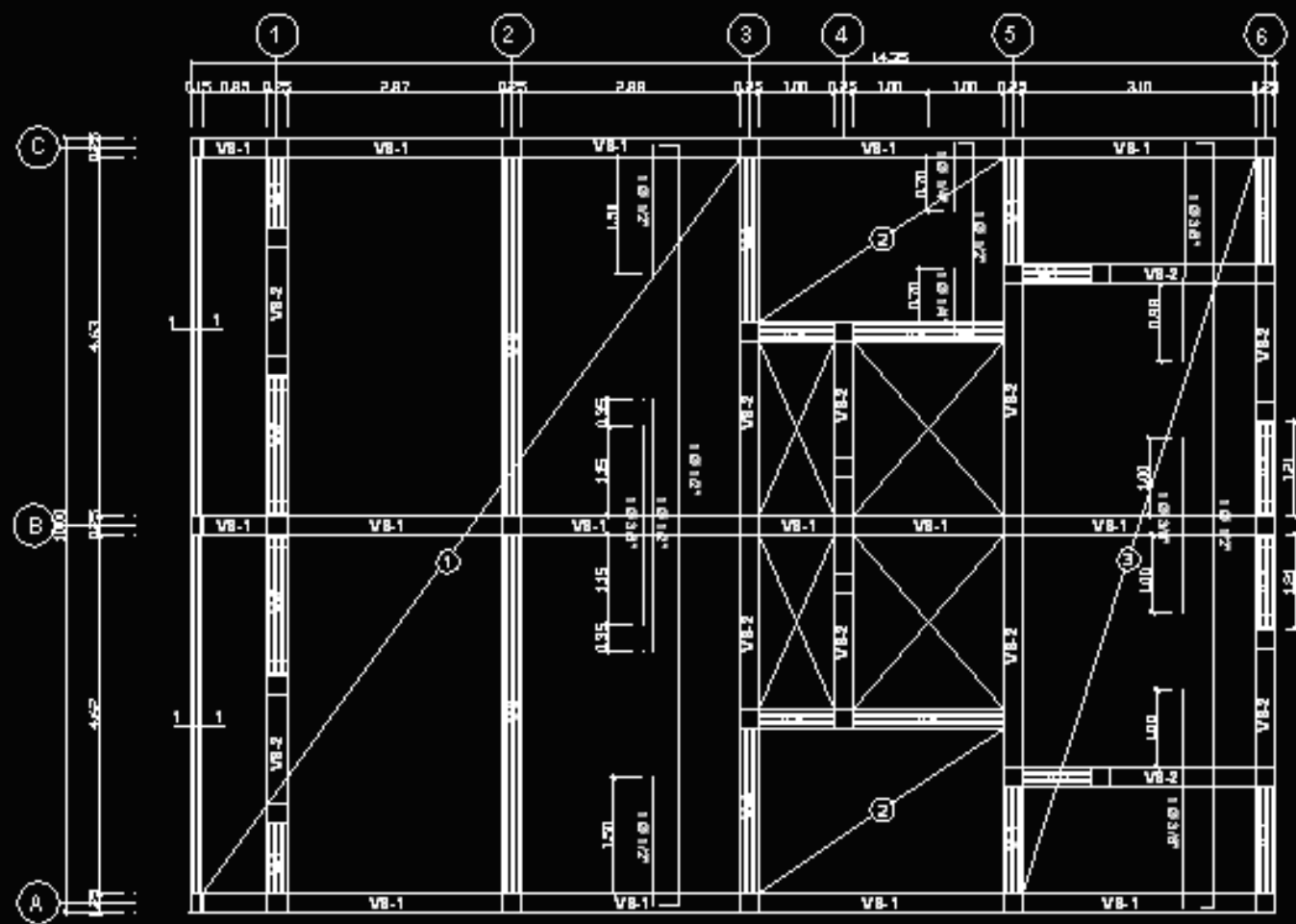
Se verifica en el siguiente cuadro que se cumple: $V_n < V_c/2$, a excepción de la viga 5 y 6 en donde se presenta lo siguiente: $V_n > V_c/2$ ^ $V_n < V_c$, por lo que se requiere un refuerzo mínimo dado por la expresión siguiente:

Usamos $\emptyset \frac{1}{4}$ " donde el área de acero transversal (estribo) = $A_v = 0.64 \text{ cm}^2$

Espaciamiento = $s = (A_v f_y) / (3.5 \cdot b_w) = (0.64 \times 4200) / (3.5 \times 25) = 30.2 \text{ cm}$

Pero $s < d/2 = 13/2 = 6.5 \text{ cm}$

Se usará el estribos $\emptyset \frac{1}{4}$ " : 1 @ 0.05, Rto a 0.07 cm



2 Ø 3/8" + 2 Ø 1/2"
 1 Ø 1/2", 1 Ø 3/8", 7 Ø 10,
 Ref. @ 20



4 Ø 3/8" + 2 Ø 1/4"
 1 Ø 1/2", 1 Ø 3/8", 7 Ø 10,
 Ref. @ 20

CORTE 1-1



2 Ø 3/8"
 5 Ø 3/8", 1 Ø 3/4,
 4 Ø 10, Ref. @ 20



4 Ø 3/8"
 1 Ø 1/2", 1 Ø 3/8", 4 Ø 10,
 Ref. @ 20



4 Ø 3/8"
 1 Ø 1/2", 1 Ø 3/8", 4 Ø 10,
 Ref. @ 20



4 Ø 3/8"
 1 Ø 1/2", 1 Ø 3/8", 4 Ø 10,
 Ref. @ 20



4 Ø 3/8"
 1 Ø 1/2", 1 Ø 3/8", 4 Ø 10,
 Ref. @ 20



4 Ø 3/8"
 1 Ø 1/2", 1 Ø 3/8", 4 Ø 10,
 Ref. @ 20

DISEÑO DE ESCALERA

Se usará concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Tramo 1: $Mu \text{ máx} = 827 \text{ Kg-m}$ a $x = 1.31 \text{ m}$.

$Vu \text{ máx} = 1132.10 \text{ Kg}$ en el apoyo de la derecha

Tramo 2: $Mu \text{ máx} = 724.59 \text{ Kg-m}$ a $x = 0.99 \text{ m}$.

$Vu \text{ máx} = 1243.33 \text{ Kg}$ en el apoyo de la izquierda

6.3.1.- Acero positivo

Tramo	Momento (+) ó (-)	Peralte efectivo (d)	Ancho (b)	Mu (kg- cm)	a inicial ($a=d/5$)	Area de acero (As) cm ²	nuevo valor de a	$As \text{ min}$ ($0.0018 bd$) cm ²	Varillas
1	+	7.5	100	82780	1.5	3.068	0.7218	1.35	Ø 3/8 @ .20
2	+	7.5	100	72459	1.5	2.667	0.6276	1.35	Ø 3/8 @ .20

Acero Negativo

Tramo 1: → usamos Ø ¼" @ 0.30

Tramo 2: → usamos Ø ¼" @ 0.30

6.2.3.- Acero transversal por temperatura

1.8 cm² → usamos Ø ¼" @ 0.18

6.2.4.- Verificación por cortante:

Se cumple que los valores de Vu de los tramos 1 y 2 son menores a Vc .

DISEÑO DE MUROS PORTANTES

VERIFICACION POR FUERZA AXIAL.-

Para el análisis y diseño de los muros, las cargas por gravedad se consideran en un 100% carga viva y muerta . En el cuadro siguiente se muestran el valor del esfuerzo axial σ y el esfuerzo axial σ_T , obtenido de dividir la carga de gravedad del muro entre el área transformada. Podemos observar que el valor de σ_T es menor que el F_a de valor 1.2 Kg/cm², Podemos concluir que todos los muros cumplen a carga axial.

Tabla 21.- Verificación por fuerza axial en muros

Muro	L (cm)	T (cm)	P (Kg)	σ	Area transf.	σ_T (Kg/cm ²)
1X	1435	23	47,202.160	1.43015178	117691.0000	0.40106856
2X	1435	23	47,202.160	1.43015178	117691.0000	0.40106856
3X	1435	23	66,429.617	2.01271374	132813.5000	0.50017217
4X	245	23	9,948.730	1.76552431	35880.0000	0.27727786
5X	245	23	9,948.730	1.76552431	35880.0000	0.27727786
1Y	193	23	5,648.388	1.27244605	34661.0000	0.16296091
2Y	193	23	5,648.388	1.27244605	34661.0000	0.16296091
3Y	523	23	11,124.036	0.92476814	57396.5000	0.19381035
4Y	199	23	5,259.039	1.14901431	34822.0000	0.15102632
5Y	675	23	17,204.725	1.10819485	60892.5000	0.2825426
6Y	204	23	5,717.829	1.21863353	34937.0000	0.16366112
7Y	204	23	5,717.829	1.21863353	34937.0000	0.16366112
8Y	199	23	5,259.039	1.14901431	34822.0000	0.15102632

DISEÑO POR CORTE.-

Para el diseño por corte del muro se empleará el procedimiento que se detalla en la propuesta para la norma E.080 (Ref. 6). En esta norma se indica que para el diseño de los muros por fuerza cortante en condición de rotura para el caso de adobes asentados con mortero de barro se debe usar la ecuación siguiente

$$VR = 0.5 L t + 0.2 P \quad (\text{los valores en Kg y cm})$$

Donde:

VR : Resistencia al corte en Kg

L: Longitud del muro incluyendo columnas (cm)

t : espesor del muro sin tartajeo (cm)

P: carga de gravedad acumulada (Kg)

Como ejemplo analizaremos en el primer piso el muro 1X:

$V_e = 22,537.193 \text{ Kg.}$

$P = 43,179.95 \text{ Kg. (tabla 6)}$

El esfuerzo cortante actuante sería:

$$v_a = \frac{V_e}{A} = \frac{22,537.193}{1435 \times 23} = 0.683 \text{ Kg / cm}^2$$

Entonces $VR = 0.5 \times 1435 \times 23 + 0.2 \times 43,179.95 = 25,138.49 \text{ Kg}$

El esfuerzo cortante resistente sería entonces:

$$v_m = \frac{VR}{A} = \frac{25,138.49}{1435 \times 23} = 0.76 \text{ Kg / cm}^2$$

Observamos que $v_m > v_a \dots \dots$ Entonces la sección del muro **1X cumple**

La verificación del resto de muros se muestra en las tablas 22 y 23. En ellas se observa que todos los valores de v_a son menores al valor respectivo de v_m (Que significa lo mismo decir $VR > V_e$) por lo que concluimos que el espesor efectivo de muro de 23 cm junto con la contribución de las columnas de confinamiento es suficiente para soportar los cortantes producidos por el sismo.

Se calcula además el valor de Vu que viene a ser el resultado de la siguiente fórmula:

$$Vu = Ve_i (VR1/Ve1)$$

Donde: VR1: Valor de VR del muro del primer piso.

Ve1: Valor de Ve1 del muro del primer piso

Ve_i: Valor de Ve del muro del piso i

El valor de Vu se utilizará mas adelante en la verificación por sismo moderado en, y solo para el segundo piso ya que en el primer piso el valor de Vu = VR.

Tabla 22.- Verificación por cortante de muros del 1º PISO:

Muros	L (cm.)	t (cm)	P (Kg)	Ve (kg)	VR (Kg)	Vu(Kg)
1X	1435	23	43,179.950	22,537.193	25,138.490	25,138.490
2X	1435	23	43,179.950	22,529.153	25,138.490	25,138.490
3X	1435	23	58,369.793	18,246.581	28,176.459	28,176.459
4X	245	23	8,923.440	3,754.271	4,602.188	4,602.188
5X	245	23	8,923.440	3,756.118	4,602.188	4,602.188
1Y	193	23	5,648.388	2,776.203	3,349.178	3,349.178
2Y	193	23	5,648.388	2,776.203	3,349.178	3,349.178
3Y	523	23	11,124.036	6,568.448	8,239.307	8,239.307
4Y	199	23	5,259.039	2,517.904	3,340.308	3,340.308
5Y	675	23	17,204.725	9,025.578	11,203.445	11,203.445
6Y	204	23	5,717.829	3,002.565	3,489.566	3,489.566
7Y	204	23	5,717.829	2,985.963	3,489.566	3,489.566
8Y	199	23	5,259.039	2,610.424	3,340.308	3,340.308

127,458.668

Tabla 23 .- Verificación por cortante de muros del 2º PISO:

Muros	L (cm.)	t (cm)	P (Kg)	Ve (kg)	VR (Kg)	Vu(Kg)
1X	1435	23	17,072.880	9,380.533	19,917.076	10,463.257
2X	1435	23	17,072.880	9,377.187	19,917.076	10,463.257
3X	1435	23	22,842.498	7,594.675	21,071.000	11,727.734
4X	245	23	3,426.360	1,562.620	3,502.772	1,915.544
5X	245	23	3,426.360	1,563.388	3,502.772	1,915.544
1Y	193	23	3,089.712	1,155.524	2,837.442	1,394.010
2Y	193	23	3,089.712	1,155.524	2,837.442	1,394.010
3Y	523	23	4,069.800	2,733.949	6,828.460	3,429.402
4Y	199	23	2,151.588	1,048.014	2,718.818	1,390.318
5Y	675	23	9,018.000	3,756.667	9,566.100	4,663.149
6Y	204	23	2,943.894	1,249.741	2,934.779	1,452.443
7Y	204	23	2,943.894	1,242.831	2,934.779	1,452.443
8Y	199	23	2,151.588	1,086.523	2,718.818	1,390.318

101,287.333

Densidad de muros:

Aunque inicialmente se verificó la densidad de muros con la expresión que da la norma E.070 (ref. 4), realizaremos esta verificación nuevamente con el fin de cumplir la propuesta de la norma E.080 (ref 6.). La expresión que se debe satisfacer es la siguiente:

$$\sum VR \geq Vi$$

Se observa que la sumatoria de VR en cada uno de los piso (ver tabla 22 y 23) supera los cortantes de entrepiso de 89,662.340 kg y 37,319.670 kg, del primer y segundo piso respectivamente

Se verifica además que los muros no se comportan en el rango elástico ante sismos severos ya que no cumple con la expresión dada en la propuesta del cap X de la norma E.080(Ref. 6)

$$\sum VR \geq R Vi \dots\dots\dots \text{donde } R = 3$$

Verificación para sismos moderados:

La propuesta de la norma E.080 (Ref. 6) nos da la siguiente expresión:

$$0.5V_u \leq 0.6V_R$$

Se comprueba que los valores de las V_u y V_R de las tablas 22 y 23, al ser afectadas por la expresión anterior, cumplen

Diseño de los muros agrietados por corte:

Para diseñar los muros para sismos severos, tomaremos que la fuerza de corte en cada muro del primer piso ya no es V_e sino el valor de V_R . Esta fuerza será tomada para el diseño de las columnas de confinamiento.

DISEÑO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS INTERNAS EN LOS CONFINAMIENTOS:

SE DEFINE QUE EN LOS CONFINAMIENTOS SE PRESENTAN TRES FUERZAS INTERNAS: TRACCIÓN(T), COMPRESIÓN(C) Y FUERZA CORTANTE (V_c), NO EXISTE MOMENTO FLECTOR YA QUE LA COLUMNA NO PUEDE FLEXIONARSE AL ESTAR CONECTADA AL MURO. PARA EFECTOS DE DISEÑO SE DESPRECIARÁ LA COMPRESIÓN (C), DEBIDO A QUE LOS MUROS SON DE BAJA ALTURA (DOS PISOS) Y LA DIMENSIÓN MÍNIMA DE LA COLUMNA ES CAPAZ DE ABSORBER ESTA COMPRESIÓN. PARA DETERMINAR ESTAS FUERZAS INTERNAS LA NUEVA PROPUESTA DE LA NORMA E.080 (REF. 6) BASADA EN LA NORMA E.070, NOS PROPORCIONA LAS SIGUIENTES EXPRESIONES:

TABLA 24.-

FUERZAS INTERNAS EN LAS COLUMNAS.		
COLUMNA	Vc (fuerza Cortante)	T (tracción)
Interior	$\frac{VR \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$VR \cdot \frac{h}{L} - P_t$
Exterior	$1.5 \frac{VR \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_t$

Donde:

F = M / L = fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M"

M = Mu1 (VR / Vu) = momento flector asociado al agrietamiento del muro.

Lm = longitud del paño mayor o 0.5 L, lo que sea mayor

L = longitud total del muro, incluyendo el peralte de las columnas

Nc = número total de columnas en el muro en análisis

h = altura del entrepiso en análisis

Pt = carga vertical tributaria proveniente del muro transversal a la columna. Según la recomendación de la norma E.070 la longitud transversal del muro es Lt = 4t = 4x0.23=0.92 entonces, Pt = (Lt x Pg/L)

Cálculo de los momentos internos en cada muro:

Solo se calcularán los momentos actuantes que se generan en los muros del primer piso, por ser estos valores mayores:

$$Me = \bar{h} \times Ve$$

Donde: Me: Momento interno del muro en análisis

Ve: Cortante interno del muro en análisis

$$\bar{h} = \frac{F_2 \times h_2 + F_1 \times h_1}{V} = \frac{37,319.67 \times 5.14 + 52,342.67 \times 2.57}{89,662.34} = 3.64 \text{ m.}$$

Donde F_i , es la fuerza inicial en el piso i, y " h_i " es la altura del piso i

Por ejemplo para el muro 1X del primer piso el $Me = 23,007.066 \times 3,64 = 83,745.71882 \text{ Kg-m}$

Luego el valor de hallamos el valor de M_u con la siguiente expresión: $M_u = Me \times (VR1/Ve1)$

TABLA 25.-

PISO 1:

Muro	Ve	$\bar{h}$	Me	Mu
1X	23,075.100	3.64	83,993.362	91,504.103
2X	23,074.714	3.64	83,991.958	91,504.103
3X	18,116.747	3.64	65,944.961	102,562.309
4X	3,340.682	3.64	12,160.082	16,751.964
5X	3,341.500	3.64	12,163.060	16,751.964
1Y	2,527.462	3.64	9,199.962	12,191.006
2Y	2,527.462	3.64	9,199.962	12,191.006
3Y	6,865.792	3.64	24,991.484	29,991.078
4Y	2,346.398	3.64	8,540.889	12,158.720
5Y	9,573.634	3.64	34,848.029	40,780.540
6Y	2,815.266	3.64	10,247.570	12,702.019
7Y	2,815.266	3.64	10,247.570	12,702.019
8Y	2,346.398	3.64	8,540.889	12,158.720

UBICACIÓN Y DENOMINACIÓN DE CADA COLUMNA

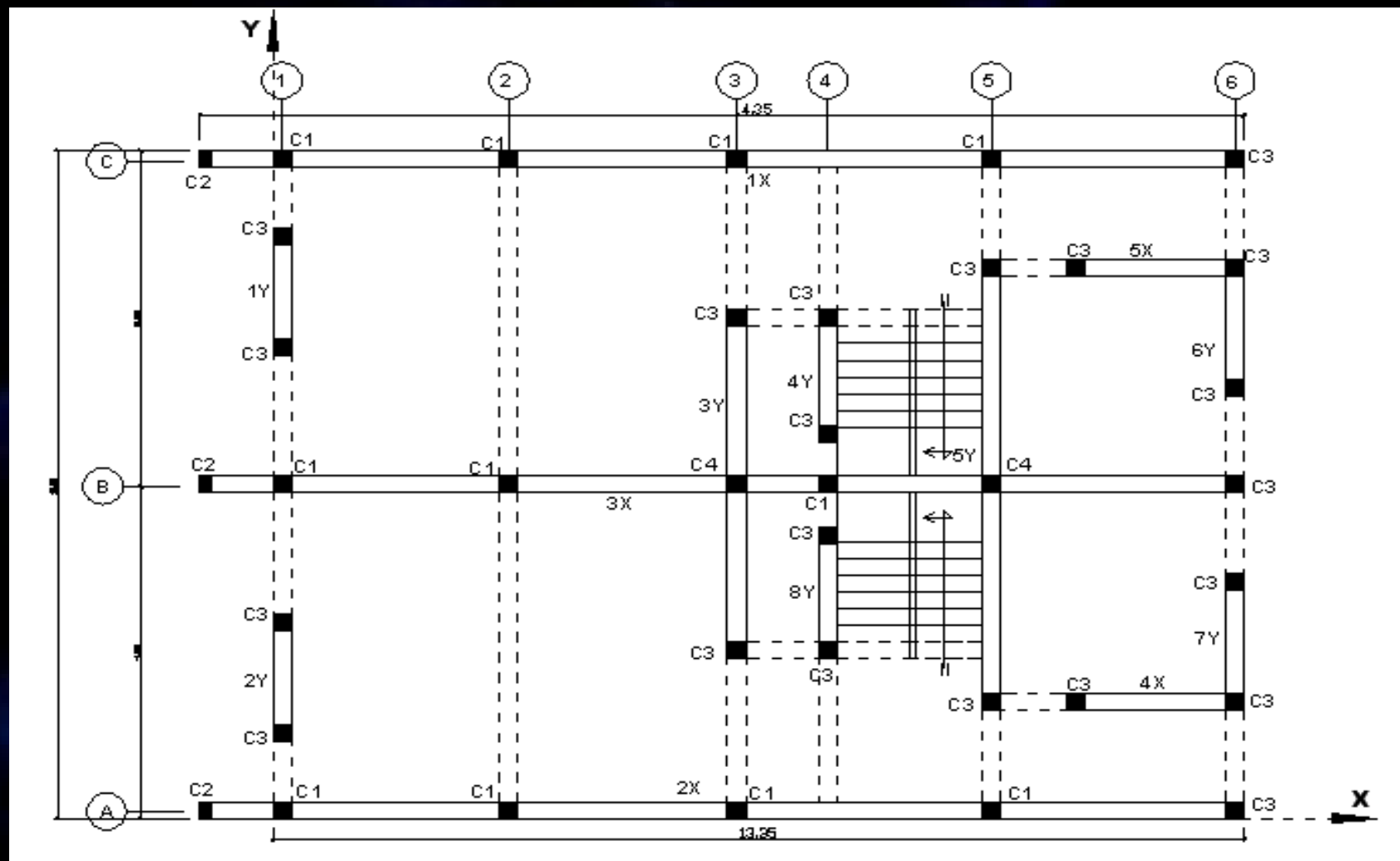


TABLA 26.- Variables de los muros para el cálculo de fuerzas internas en columnas.-

Muro	M	L	F	Lm	Nc	h	VR
1X	91504.1032	14.35	6376.59256	7.715	6	2.4	25,138.490
2X	91504.1032	14.35	6376.59256	7.715	6	2.4	25,138.490
3X	102562.309	14.35	7147.19925	7.715	7	2.4	28,176.459
4X	16751.964	2.45	6837.53631	2.45	2	2.4	4,602.188
5X	16751.964	2.45	6837.53631	2.45	2	2.4	4,602.188
1Y	12191.0065	1.93	6316.58366	1.93	2	2.4	3,349.178
2Y	12191.0065	1.93	6316.58366	1.93	2	2.4	3,349.178
3Y	29991.0782	5.23	5734.43178	2.615	3	2.4	8,239.307
4Y	12158.72	1.99	6109.90956	1.99	2	2.4	3,340.308
5Y	40780.5398	6.75	6041.56145	3.375	3	2.4	11,203.445
6Y	12702.0191	2.04	6226.47997	2.04	2	2.4	3,489.566
7Y	12702.0191	2.04	6226.47997	2.04	2	2.4	3,489.566
8Y	12158.72	1.99	6109.90956	1.99	2	2.4	3,340.308

TABLA 27.- Cálculo de las fuerzas internas en la columnas del primer piso. Muros en dirección X.

Muro	1X			2X			3X				4X	5X
ubicación	INT.	EXT.	EXT.	INT.	EXT.	EXT.	INT.	EXT.	EXT.	INT.	EXT.	EXT.
Columna	C1	C2	C3	C1	C2	C3	C1	C2	C3	C4	C3	C3
Lt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.840	0.920	0.920
Pt										4689.881	2578.629	2578.629
Vc	1795.606	2693.410	2693.410	1795.606	2693.410	2693.410	1761.029	2641.543	2641.543	1761.029	2301.094	2301.094
T	4204.347	6376.593	6376.593	4712.439	6376.593	6376.593	4712.439	7147.199	7147.199	22.558	4258.908	4258.908

TABLA 28.- Cálculo de las fuerzas internas en las columnas del primer piso. Muros en dirección Y.

Muro	1Y	2Y	3Y		4Y	5Y		6Y	7Y	8Y
ubicación	EXT.	EXT.	INT	EXT	EXT.	INT	EXT	EXT.	EXT	EXT.
Columna	C3	C3	C4	C3	C3	C4	C3	C3	C3	C3
Lt	0.000	0.000	1.840	0.000	0.000	1.840	0.000	0.920	0.920	0.000
Pt			7484.350			7484.350		3350.843	3350.843	
Vc	1674.589	1674.589	1029.913	1544.870	1670.154	1400.431	2100.646	1744.783	1744.783	1670.154
T	6316.584	6316.584	-3703.406	5734.432	6109.910	-3500.903	6041.561	2875.637	2875.637	6109.910

DISEÑO DE AREA DE CONCRETO Y ACERO

La propuesta de adobe confinado de la norma E.080 (Ref. 6) así como la norma E.070. Nos indica las fórmulas para el cálculo de área de acero y área de concreto de las columnas de confinamiento:

$$A_c = \frac{V_c}{0.2 \cdot f_c \cdot \phi} \geq 10t(cm^2) \quad ; \quad A_{sy} = \frac{V_c}{f_y \cdot \mu \cdot \phi} \quad ; \quad A_{sx} = \frac{T}{f_y \phi}$$

$$A_s = A_{sy} + A_{sx} \geq \frac{0.1 \cdot f'_c \cdot A_c}{f_y} \dots\dots (\text{mínimo: } 2 \text{ } \varnothing \text{ } 1/4")$$

Donde: $\phi = 0.85$

μ = Coeficiente de fricción del concreto.

A_c = Área de sección de concreto.

A_{sy} = Área de acero por tracción.

A_{sx} = Área de acero por corte-fricción.

A_s = Área final de acero (cm²)

$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$

$t = 23 \text{ cm}$

- Se ha escogido 4 varillas de acero de 3/8", para todas las columnas, para uniformizar.
- En el caso de existir tracciones (T) negativas o muy pequeñas se toma el acero calculado con el muro transversal. Como es el caso de las columnas C4 de los muros 3Y y 5Y, donde prevalecerán los cálculos del muro transversal en este caso el muro 3X.
- Para el segundo piso se requiere menores As que en el primer piso, pero por facilidades constructivas se ha uniformizado el As en ambos pisos (4 Ø1/4")
- Los estribos en las columnas serán mínimos y estarán compuestos por estribos cerrados de 1/4", espaciados 1 a 5, 4 a 10, resto a 25 cm. Tal como lo recomienda la norma E.080 (Ref. 6).
- El área de concreto A_c , se halla con la fórmula anterior, por ejemplo para el caso de la columna C1 del muro 1X,

$$A_c = \frac{1795.606}{0.2 \cdot 175 \cdot 0.85} = 60.36 \text{ cm}^2$$

pero el A_c mín= 10 x 23= 230 cm² Pero como se ha definido al inicio las columnas serán de 23 x 25 en beneficio del proceso constructivo lo cual nos arroja un A_c =575 cm².

- Entonces las columnas C1,C3,C4 tendrán un A_c de 23 x 25 = 575 cm², y la de C2 es de 15 x 23 = 345 cm², que producen un As mínimo de 2.396 cm² y 1.438 cm² respectivamente.

Tabla 29.-

Muro	1X			2X			3X				4X	5X
Columna	C1	C2	C3	C1	C2	C3	C1	C2	C3	C4	C3	C3
Ac	575.000	345.000	575.000	575.000	345.000	575.000	575.000	345.000	575.000	575.000	575.000	575.000
Asf	0.629	0.943	0.943	0.629	0.943	0.943	0.617	0.925	0.925	0.617	0.806	0.806
Ast	1.178	1.786	1.786	1.320	1.786	1.786	1.320	2.002	2.002	0.006	1.193	1.193
As	1.806	2.729	2.729	1.949	2.729	2.729	1.937	2.927	2.927	0.623	1.999	1.999
As min	2.3958	1.4375	2.3958	2.3958	1.4375	2.3958	2.3958	1.4375	2.3958	2.3958	2.3958	2.3958
As (varillas)	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8" + 1 Ø 1/4"	5 Ø 3/8" + 1 Ø 1/4"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"
As final	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	3.16	3.16	2.84	2.84	2.84

Tabla 30.-

Muro	1Y	2Y	3Y		4Y	5Y		6Y	7Y	8Y
Columna	C3	C3	C4	C3	C3	C4	C3	C3	C3	C3
Ac	575.000	575.000	575.000	575.000	575.000	575.000	575.000	575.000	575.000	575.000
Asf	0.586	0.586	0.361	0.541	0.585	0.490	0.736	0.611	0.611	0.585
Ast	1.769	1.769	-1.037	1.606	1.711	-0.981	1.692	0.806	0.806	1.711
As	2.356	2.356	-0.677	2.147	2.296	-0.490	2.428	1.416	1.416	2.296
As min	2.3958	2.3958	2.3958	2.3958	2.3958	2.3958	2.3958	2.3958	2.3958	2.3958
As (varillas)	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"
As final	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84

Como se observa el área de acero en todas las columnas es de 4 Ø 3/8", a excepción de la columnas extremas C2 y C3 del muro 3X a las cuales renombraremos con los nombres de C5 y C6. A continuación se muestra un cuadro con las especificaciones de cada columna:

COLUMNA	DIMENSIONES (cm.)	ACERO
C1	25 X 25	4 Ø 3/8"
C2	15 X 25	4 Ø 3/8"
C3	25 X 25	4 Ø 3/8"
C4	25 X 25	4 Ø 3/8"
C5	15 X 25	4 Ø 3/8" + 2 Ø 1/4"
C6	25 X 25	4 Ø 3/8" + 2 Ø 1/4"

DISEÑO DE VIGAS DE CONFINAMIENTO

El área de concreto de nuestras vigas soleras será de 17 x 25 cm, ($A_{cs} = 425 \text{ cm}^2$) que supera la mínima requerida de 10 t, que indica el capítulo X de la norma E.080 (ref 6). Los estribos serán cerrados de $\emptyset \frac{1}{4}$ ", espaciados 1 a 5, 4 a 10 y el resto a 25 cm.

Hallamos el valor de T_s (Tracción en solera) y A_s (Area de acero) con las expresiones que nos entrega la ref. 6:

$$T_s = VR \cdot \frac{L_m}{2L} ; \quad A_s = \frac{T_s}{\phi \cdot f_y} \geq \frac{0.1 \cdot f'_c \cdot A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo : } 2\phi 1/4")$$

Donde: $\phi = 0.9$

Tabla 31.- Cálculo de As de soleras para muros del primer piso

Muro	L	Lm	VR	Ts	As	As mín	As final	Varillas
1X	14.35	7.175	25,138.490	6,284.622	1.663	1.012	1.663	6 Ø1/4"
2X	14.35	7.175	25,138.490	6,284.622	1.663	1.012	1.663	6 Ø1/4"
3X	14.35	7.175	28,176.459	7,044.115	1.864	1.012	1.864	2 Ø3/8 + 2 Ø1/4"
4X	2.45	2.45	4,602.188	2,301.094	0.609	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
5X	2.45	2.45	4,602.188	2,301.094	0.609	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
1Y	1.93	1.93	3,349.178	1,674.589	0.443	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
2Y	1.93	1.93	3,349.178	1,674.589	0.443	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
3Y	5.23	2.615	8,239.307	2,059.827	0.545	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
4Y	1.99	1.99	3,340.308	1,670.154	0.442	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
5Y	6.75	3.375	11,203.445	2,800.861	0.741	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
6Y	2.04	2.04	3,489.566	1,744.783	0.462	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
7Y	2.04	2.04	3,489.566	1,744.783	0.462	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
8Y	1.99	1.99	3,340.308	1,670.154	0.442	1.012	1.012	4 Ø 1/4"

Tabla 32.- Cálculo de As de soleras para muros del segundo Piso

Muro	L	Lm	VR	Ts	As	As mín	As final	Varillas
1X	14.35	7.175	19,917.076	4,979.269	1.317	1.012	1.317	6 Ø1/4"
2X	14.35	7.175	19,917.076	4,979.269	1.317	1.012	1.317	6 Ø1/4"
3X	14.35	7.175	21,071.000	5,267.750	1.394	1.012	1.394	6 Ø1/4"
4X	2.45	2.45	3,502.772	1,751.386	0.463	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
5X	2.45	2.45	3,502.772	1,751.386	0.463	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
1Y	1.93	1.93	2,837.442	1,418.721	0.375	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
2Y	1.93	1.93	2,837.442	1,418.721	0.375	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
3Y	5.23	2.615	6,828.460	1,707.115	0.452	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
4Y	1.99	1.99	2,718.818	1,359.409	0.360	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
5Y	6.75	3.375	9,566.100	2,391.525	0.633	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
6Y	2.04	2.04	2,934.779	1,467.389	0.388	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
7Y	2.04	2.04	2,934.779	1,467.389	0.388	1.012	1.012	4 Ø 1/4"
8Y	1.99	1.99	2,718.818	1,359.409	0.360	1.012	1.012	4 Ø 1/4"

DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL

la norma E.070 nos indica que cuando $\sigma \geq 0.05 f'_m$, y $V_u \geq V_R$, se debe colocar un refuerzo horizontal a lo largo del eje del muro. Como estamos siguiendo el criterio que nos indica la propuesta de diseño en adobe confinado para la norma E.080 (Ref. 6), de considerar a los muros agrietados, nos resulta que los cortantes últimos sean iguales a los valores de la resistencia al corte ($V_u = V_R$).

$$A_{sh} = \frac{V_R \cdot s}{f_y \cdot L} \quad \text{Ash mínimo : } 1 \text{ } \varnothing \frac{1}{4}''$$

Donde: s: espaciamiento vertical entre refuerzos horizontales
Según la recomendación de la norma (Ref. 6), se debe colocar un refuerzo horizontal cada 5 hiladas entonces el valor de $s = 55 \text{ cm}$. Pero dado que el acero mínimo a emplearse será de $1 \text{ } \varnothing \frac{1}{4}''$, el espaciamiento que nos da es de $s = 66 \text{ cm}$ para el primer piso y de $s = 88 \text{ cm}$ para el segundo piso. Estos cálculos se muestran en las tablas 33 y 34..

TABLA 33.- Cálculo del refuerzo horizontal del 1º piso.

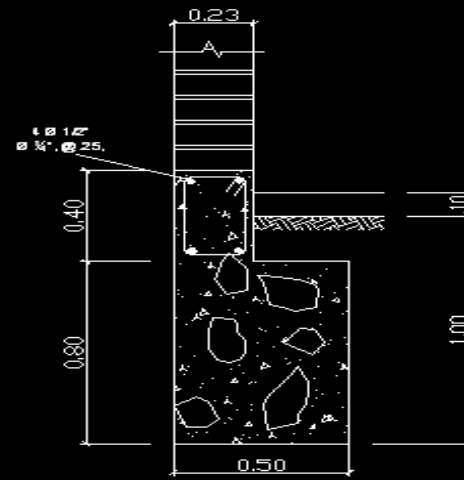
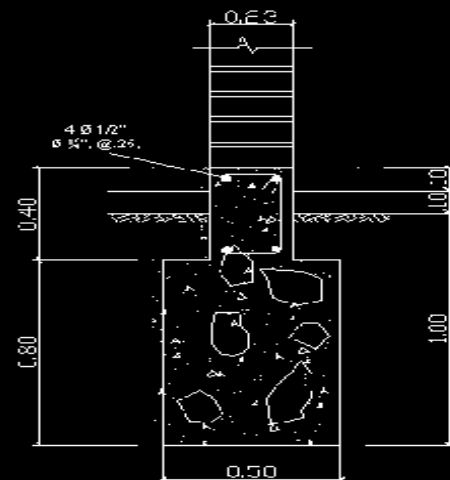
Muro	L (cm)	s (cm)	VR (kg)	Ash (cm ²)	Varillas	Ash final
1X	1435	66	25,138.490	0.27528461	1 Ø 1/4"	0.32
2X	1435	66	25,138.490	0.27528461	1 Ø 1/4"	0.32
3X	1435	66	28,176.459	0.30855256	1 Ø 1/4"	0.32
4X	245	66	4,602.188	0.29518406	1 Ø 1/4"	0.32
5X	245	66	4,602.188	0.29518406	1 Ø 1/4"	0.32
1Y	193	66	3,349.178	0.27269396	1 Ø 1/4"	0.32
2Y	193	66	3,349.178	0.27269396	1 Ø 1/4"	0.32
3Y	523	66	8,239.307	0.24756181	1 Ø 1/4"	0.32
4Y	199	66	3,340.308	0.26377161	1 Ø 1/4"	0.32
5Y	675	66	11,203.445	0.26082094	1 Ø 1/4"	0.32
6Y	204	66	3,489.566	0.26880408	1 Ø 1/4"	0.32
7Y	204	66	3,489.566	0.26880408	1 Ø 1/4"	0.32
8Y	199	66	3,340.308	0.26377161	1 Ø 1/4"	0.32

TABLA 34.- Cálculo de refuerzo horizontal del 2º piso

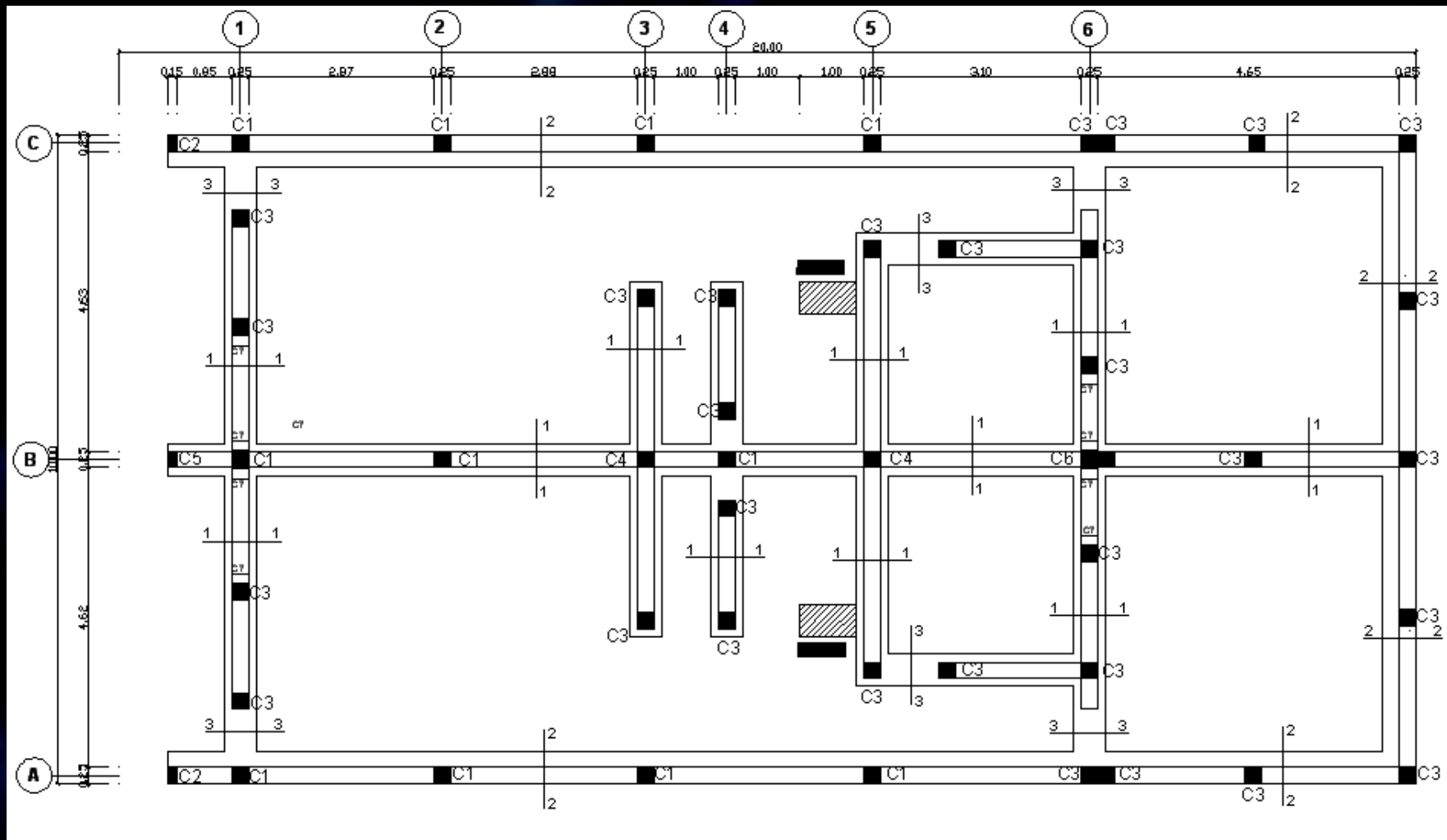
Muro	L (cm)	s (cm)	VR (kg)	Ash (cm ²)	Varillas	Ash final
1X	1435	88	19,917.076	0.29080848	1 Ø 1/4"	0.32
2X	1435	88	19,917.076	0.29080848	1 Ø 1/4"	0.32
3X	1435	88	21,071.000	0.30765687	1 Ø 1/4"	0.32
4X	245	88	3,502.772	0.29955679	1 Ø 1/4"	0.32
5X	245	88	3,502.772	0.29955679	1 Ø 1/4"	0.32
1Y	193	88	2,837.442	0.30803717	1 Ø 1/4"	0.32
2Y	193	88	2,837.442	0.30803717	1 Ø 1/4"	0.32
3Y	523	88	6,828.460	0.27356118	1 Ø 1/4"	0.32
4Y	199	88	2,718.818	0.28625981	1 Ø 1/4"	0.32
5Y	675	88	9,566.100	0.29693714	1 Ø 1/4"	0.32
6Y	204	88	2,934.779	0.30142453	1 Ø 1/4"	0.32
7Y	204	88	2,934.779	0.30142453	1 Ø 1/4"	0.32
8Y	199	88	2,718.818	0.28625981	1 Ø 1/4"	0.32

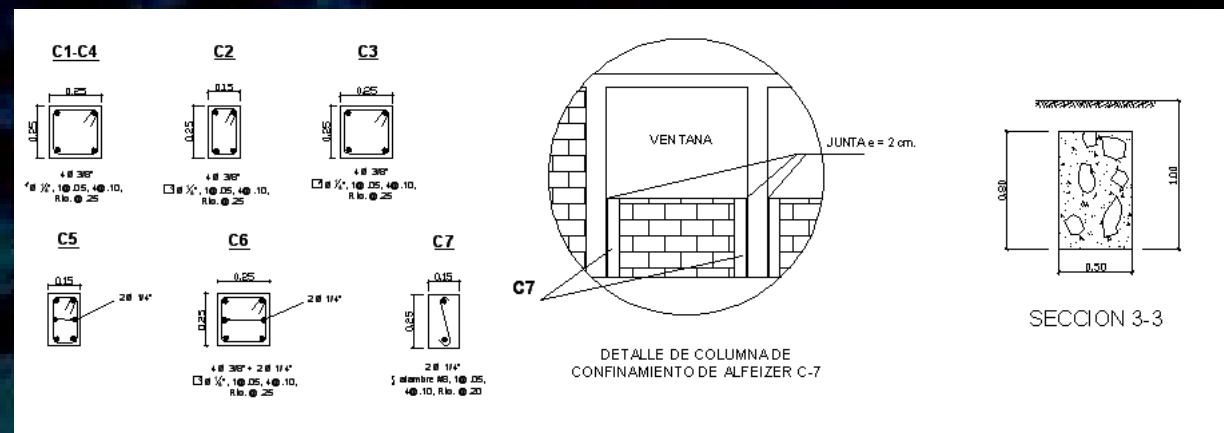
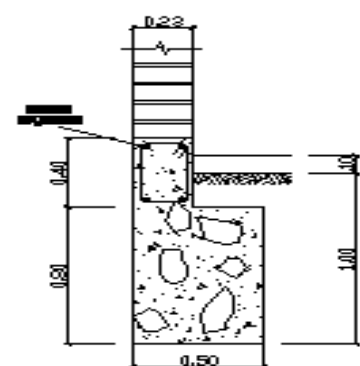
DISEÑO DE CIMIENTOS

Capacidad portante:		1.05 Kg/cm ²			
Muro	L (cm)	P (Kg)	P + 10%P	ancho (cm)	ancho tomado (cm)
1X	1435	47,202.160	51,922.375	34.4598477	50
2X	1435	47,202.160	51,922.375	34.4598477	50
3X	1435	66,429.617	73,072.579	48.4968168	50
4X	245	9,948.730	10,943.602	42.5407287	50
5X	245	9,948.730	10,943.602	42.5407287	50
1Y	193	5,648.388	6,213.227	30.6598905	50
2Y	193	5,648.388	6,213.227	30.6598905	50
3Y	523	11,124.036	12,236.440	22.2825086	50
4Y	199	5,259.039	5,784.942	27.6857734	50
5Y	675	17,204.725	18,925.198	26.7022187	50
6Y	204	5,717.829	6,289.611	29.3632649	50
7Y	204	5,717.829	6,289.611	29.3632649	50
8Y	199	5,259.039	5,784.942	27.6857734	50



Cimentación







MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO

- OBRA: COSNTRUCCION DE VIVIENDA BIFAMILIAR
DE DOS PISOS EN ADOBE CONFINADO

- UBICACIÓN : DISTRITO : CHALACO
PROVINCIA : MORROPÓN
DEPARTAMENTO : PIURA

DESCRIPCION DEL PROYECTO

- **MOVIMIENTO DE TIERRAS**
Corte y Relleno:
Excavación de Zanjas:
- **ESTRUCTURAS**
- **CÁLCULO ESTRUCTURAL**
- **Diseño en concreto armado y albañilería**
- **Diseño Sismo Resistente**
- **ACABADOS GENERALES**
- **INSTALACIONES ELECTRICAS**
- **INSTALACIONES SANITARIAS**

- **MANO DE OBRA:**
 - Operario: S/. 32.00 (H-H: S/. 4.00)**
 - Oficial: S/. 29.00 (H-H: S/. 3.6)**
 - Peón: S/. 25.00 (H-H: S/. 3.13)**
- Algunas partidas en las que se ha creído conveniente emplear un Operario con experiencia, tales como Obras de concreto armado Revoques y enlucidos con mezcla de cemento, entre otros. Para tales casos y tal como se observa en algunas partidas en los análisis de precios unitarios se ha optado por pagar al **operario: S/. 80.00 (H-H: 10.11)**
- **8.0.-PLAZO DE EJECUCIÓN : 80 días**
- **9.0.- VALOR REFERENCIAL: S/.122,657.18**



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

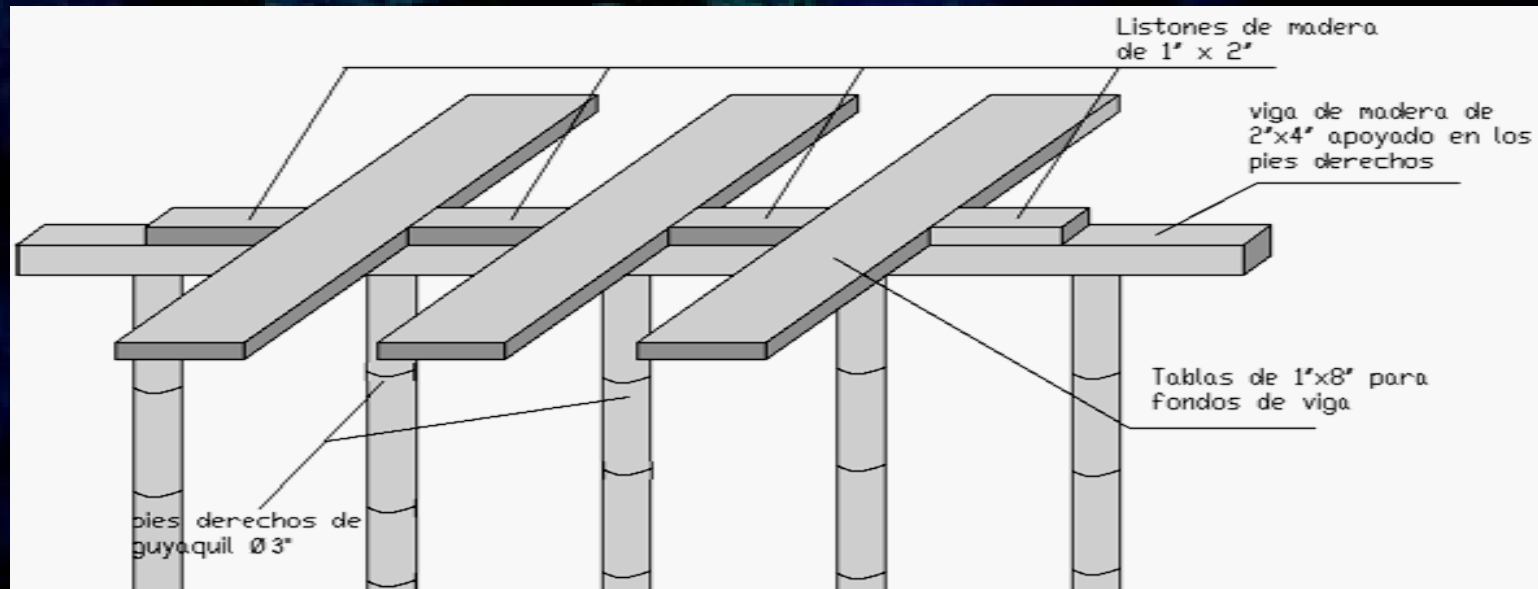
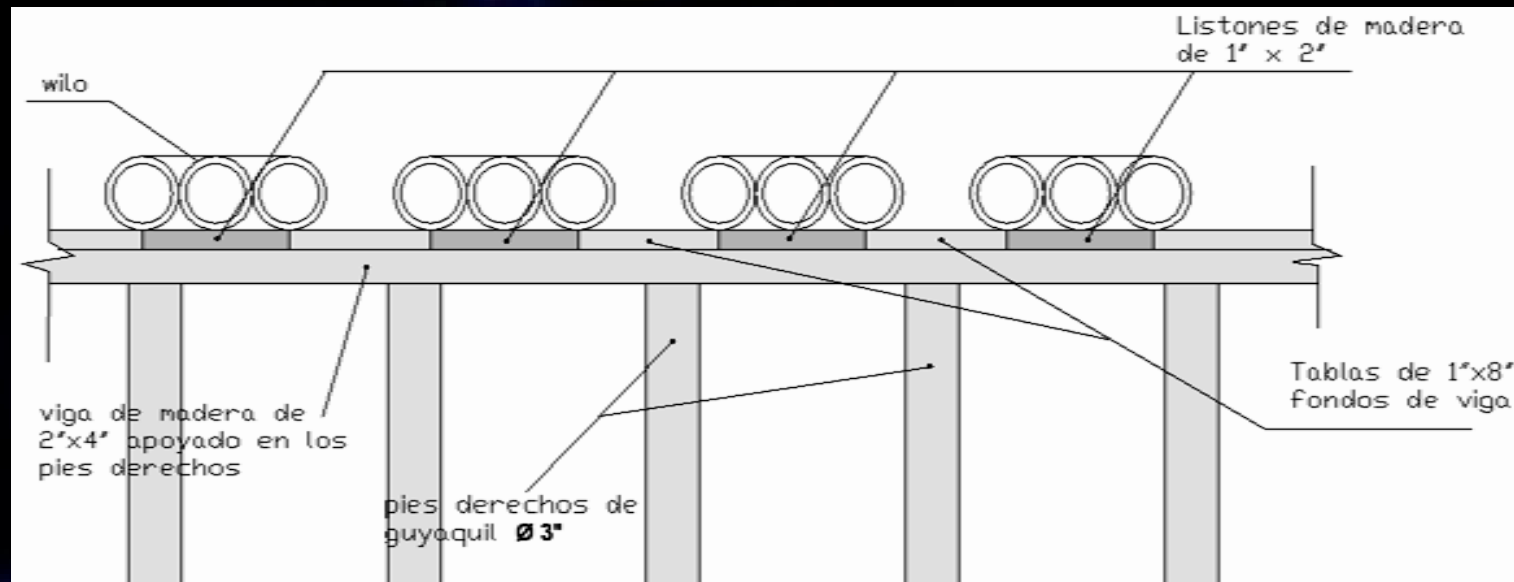
LOSAS ALIGERADAS

- El tipo de losa que se construirá en el siguiente proyecto será unidireccional y con aligerantes conformados por tres cañas de guayaquil a cuyo conjunto se le conoce como “wilo”, que reemplazará al bloque de arcilla o concreto convencional. La forma y dimensiones de la losa deberán ceñirse a los planos del proyecto.

Concreto $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$

- Se usará concreto $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ en la proporción 1.00 : 1.71 : 2.12.
- Previo al vaciado debe mojarse la estructura de “wilos” y acero, sostenidas por el encofrado.
- El vaciado de las viguetas y de la losa de 5 cm., debe hacerse a la vez con el vaciado de la vigas
- Se recomienda utilizar cuartones de concreto de madera de 5 cm de ancho para usarlos como guía a la hora de nivelar la losa superior
- La losa debe ser curada constantemente una vez alcanzada la fragua inicial. Una vez terminado el vaciado de la losa debe amarse arroceras a fin de que se siga curando el concreto, durante 7 días

Encofrado y desencofrado



CAÑAS DE GUAYAQUIL (WILOS)

- Esta partida consiste en el armado y colocación de los “wilos”. Un “wilo” se le denomina al conjunto conformado por tres cañas de guayaquil, las cuales harán la función de elementos aligerantes, similar al de un ladrillo o bloques de techo, con la diferencia de que un wilo puede alcanzar de 2 a 3 m. dependiendo de la uniformidad que se puedan obtener en los diámetros de las cañas de guayaquil



Colocar cañas paralelamente



Se ajustan con alambre #16



Se coloca una protección de cartón corrugado en la parte superior. Clavadas con arandelas de chapas boca arriba



Se enrolla con alambre # 16

- Colocado en posición los wilos y el acero, se debe emplantar y marcar por donde pasarán las tuberías y centros de luz, para luego retirar los wilos y con una mola hacer el orificio donde irá la caja octogonal. Los centros de luz no deben ir por ningún motivo en las viguetas. Una vez hechos los agujeros y colocadas las cajas de los centros de luz se vuelve a colocar los wilos. Se debe seguir las mismas recomendaciones para las tuberías de desagüe.
- La valorización de esta partida será en Metros Lineales ML. y consistirá en la longitud total de los “wilos” empleados.

MUROS DE ADOBE

- Adobes de dimensiones 40x23x9 cm los mismos que serán asentados con morteros de barro con paja de la zona, la dosificación recomendada es de 1:3 (1 paja + 3 barro).
- Para la fabricación de adobes se escogerá un suelo libre de material orgánico, piedras mayores de cinco milímetros y otros elementos extraños, recomendándose saturar de agua máximo 24 horas, se emplearan adoberas de madera.
- El refuerzo horizontal consistirá en colocar en una junta horizontal de mortero de cemento 1: 5 una varilla corrugada de $\varnothing \frac{1}{4}$ ". El refuerzo horizontal se colocará cada 6 hiladas en los muros del primer piso y cada 8 hiladas en los muros del segundo piso.
- La junta de barro será de 2.5 cm de espesor tanto la horizontal como la vertical. Se debe recalcar que las juntas verticales también se rellenan, no se deben juntar los adobes longitudinales, obligatoriamente cada adobe debe estar rodeado de juntas con barro.



**REFUERZO
HORIZONTAL EN EL
MURO**

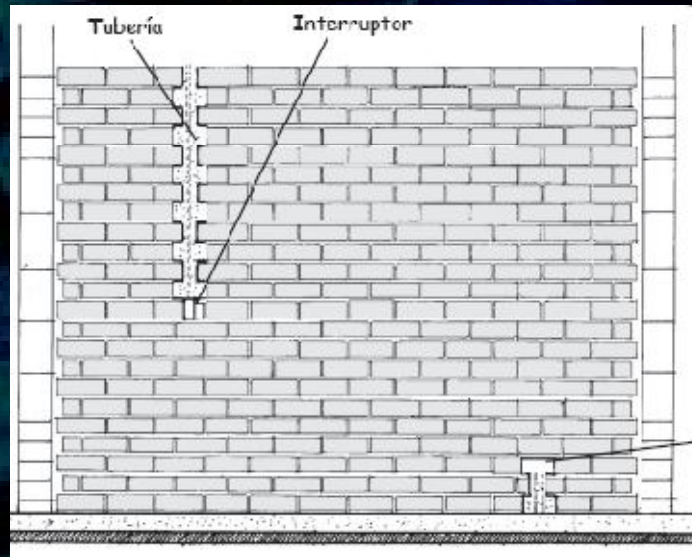


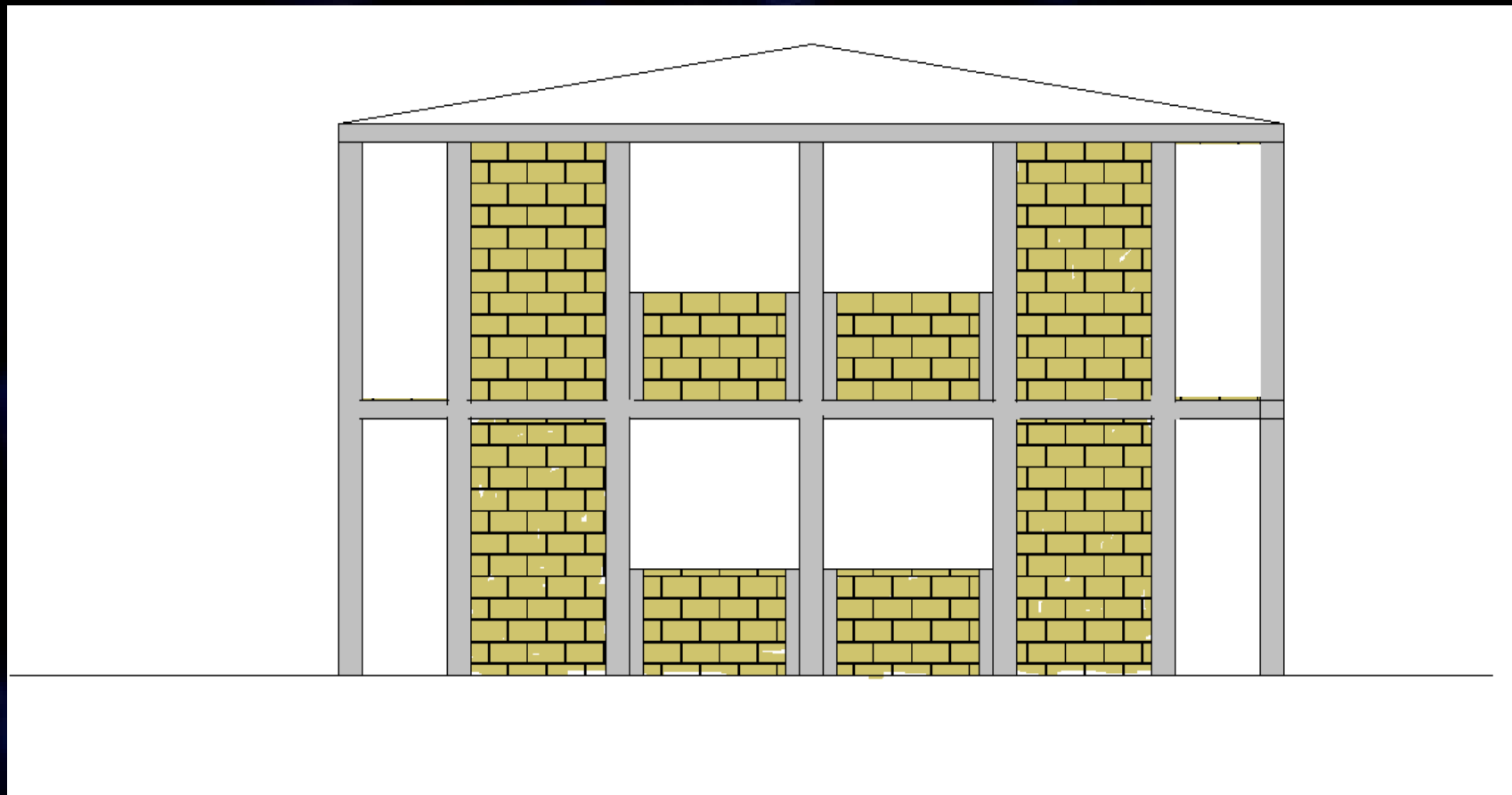
JUNTA VERTICAL SIN RELLENAR



**JUNTA VERTICAL Y HORIZONTAL
LLENAS DE BARRO**

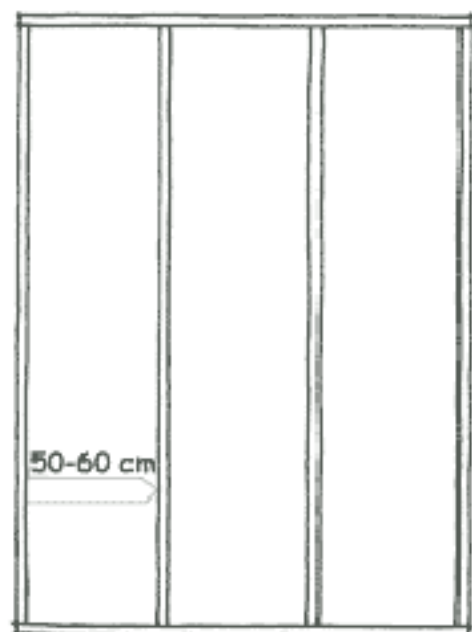
- Estos muros debe estar bien aplomados y nivelados, para ello se requerirá en empleo de mano de obra calificada y constante supervisión por parte del ingeniero residente en los trabajos.
- No debe picarse el muro de adobe para empotrar los ductos de electricidad. Estos deben colocarse simultáneamente con le levantamiento del muro. Para ello deberá indicarse la zona donde irán los ductos, y colocar adobes cortados con la finalidad de colocar en forma vertical los ductos y siempre manteniendo el trabe de los muros. Este espacio una vez colocado el muro se rellena con concreto 1:6



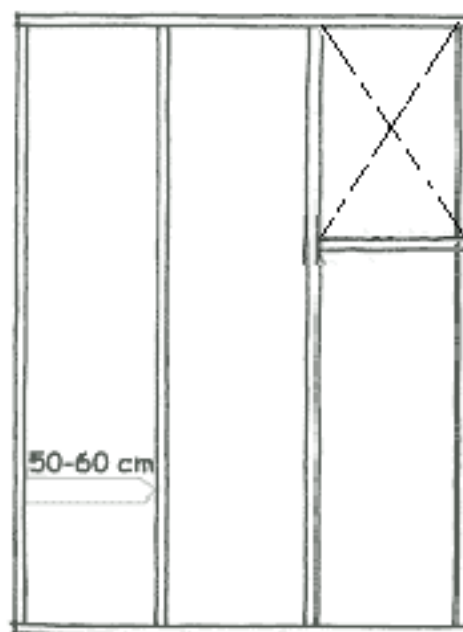


TABIQUES DE QUINCHA

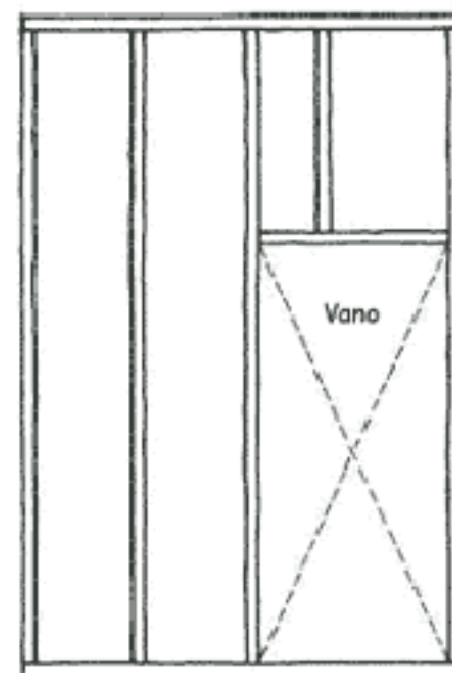
- Comprende la confección e instalación de tabiques a base de quincha pero sin barro. El marco esta conformado por una viga solera superior, una viga solera inferior de madera aserrada de 2" x 4 y pies derechos de cañas de guayaquil de 4" ó 10 cm de diámetro.
- El presente proyecto contempla la construcción tres tipos de paneles según se indican en los planos de arquitectura del segundo piso que corresponde a los muros de 10 cm de espesor...



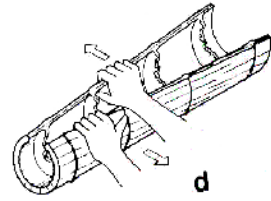
PANEL CIEGO



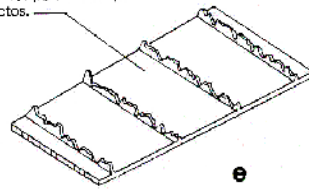
PANEL-VENTANA ALTA



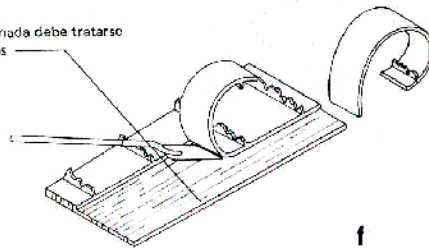
PANEL-PUERTA



la parte blanca interior debe removerse para evitar que la esterilla sea atacada por los insectos.



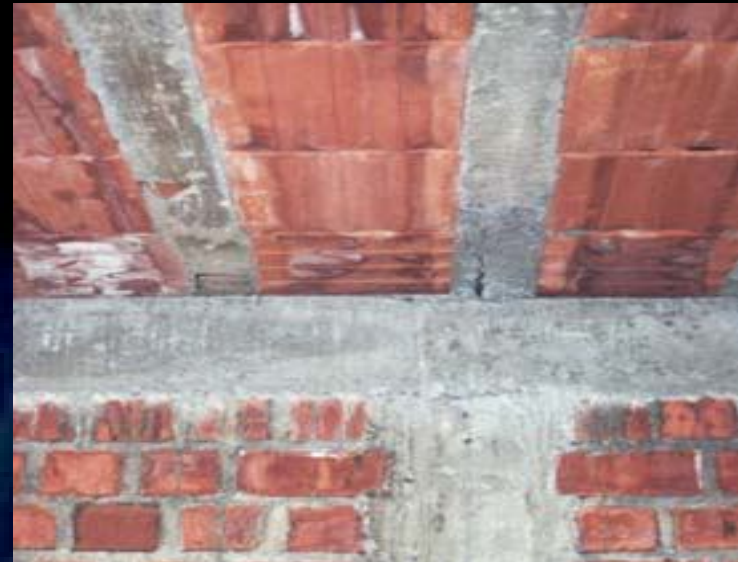
la esterilla terminada debe tratarse con preservativos



COMPARACION DE COSTOS



VS



ALBAÑILERIA DE ADOBE
CONFINADO Y ALIGERADO
DE GUAYAQUIL

ALBAÑILERIA DE ARCILLA
CONFINADA Y ALIGERADOS
DE ARCILLA

- Se hará una comparación de costos con una vivienda idéntica a la de nuestro proyecto pero utilizando el sistema convencional de muros de ladrillos de arcilla, en el distrito de Chalaco.
- Para dicha comparación sola cambiaremos el espesor de los muros de ladrillos de arcilla, los cuales serán de 0.15m y 0.25 para el caso de los mas cargados como son los muros 1X, 2X y 3X. La losa aligerada del entrepiso será de ladrillos huecos, y de 0.20 m. de espesor tal como lo recomienda el reglamento Nacional de construcciones.

COMPARACIÓN DE COSTOS EN LOSA ALIGERADA DE AMBOS SISTEMAS

PARTIDA: 05.04.04		Cañas de guayaquil (wilos)				
RENDIMIENTO:		110 ML	COSTO UNITARIO:			2.90
CÓDIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL
<u>MANO DE OBRA</u>						
147010002	OPERARIO	HH	1.00	0.07	4	0.29
147010003	OFICIAL	HH	0.10	0.01	3.6	0.03
147010004	PEON	HH	1.00	0.07	3.13	0.23
<u>MATERIALES</u>						
202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.10	3.44	0.34
202010006	CLAVOS PARA MADERA 3/4"	KG		0.01	3.53	0.04
245020001	CARTON CORRUGADO SIMPLE (.50 X 1.0)	PLG		0.5	0.50	0.25
4372	CAÑA DE GUAYAQUIL (6m)	ML		3.00	0.57	1.71
<u>EQUIPOS</u>						
337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.03	0.54	0.02

PARTIDA: 05.04.04		LADRILLO ALIGERADO				
RENDIMIENTO:		2000 UND	COSTO UNITARIO:			2.68
CÓDIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL
<u>MANO DE OBRA</u>						
147010002	OPERARIO	HH	1.00	0.00	10.11	0.04
147010003	OFICIAL	HH	1.00	0.00	3.75	0.02
147010004	PEON	HH	9.00	0.04	3.13	0.11
<u>MATERIALES</u>						
217010004	LADRILLO DE ARCILLA PARA TECHO h=15 cm	und		1.05	2.38	2.50
<u>EQUIPOS</u>						
337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.05	0.17	0.01

**PRESUPUESTO DE LOSA ALIGERADA CON LADRILLOS DE TECHO.
(130.06m²) e= 0.20m.**

Partida	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial
05.04.00	LOSAS ALIGERADAS				
05.04.01	Concreto f'c = 210 Kg/cm ² , losa aligerada	M3	9.10	257.83	2,346.26
05.04.02	Encofrado y desencofrado, losa aligerada	M2	102.24	31.74	3,244.93
05.04.03	Acero fy = 4200Kg/cm ² , losa aligerada	KG	379.74	4.13	1,570.12
05.04.04	Ladrillo para techo aligerado	UND	860.00	2.68	2,300.95

TOTAL : S/. 9,462.27

PRESUPUESTO DE LOSA ALIGERADA CON "WILOS". e= 0.16m. (130.06 m²)

Partida	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial
05.04.00	LOSAS ALIGERADAS				
05.04.01	Concreto f'c = 175 Kg/cm ² , losa aligerada	M3	7.31	257.83	1,884.74
05.04.02	Encofrado y desencofrado, losa aligerada	M2	102.24	31.74	3,244.93
05.04.03	Acero fy = 4200Kg/cm ² , losa aligerada	KG	379.74	4.13	1,570.12
05.04.04	Cañas de guayaquil (wilos)	ML	244.50	2.90	709.14

TOTAL: S/. 7,408.94

En la partida 05.04.00 de losa aligerada el ahorro utilizando "wilos" como aligerantes sería de S/. 2,053.33 que corresponde al **21.7%** de ahorro.

COMPARACIÓN DE COSTOS EN MUROS Y TABIQUES DE AMBOS SISTEMAS

PARTIDA:		07.01.00		MUROS DE ADOBE					
RENDIMIENTO:				10 M2		COSTO UNITARIO:		11.08	
CODIGO		DESCRIPCION		UNIDAD		CUADRILLA		CANTIDAD	
		PRECIO		PARCIAL					
		<u>MANO DE OBRA</u>							
147010002		OPERARIO		HH		1.00		0.80	
147010003		OFICIAL		HH		0.10		0.08	
147010004		PEON		HH		0.85		0.68	
		<u>MATERIALES</u>							
175502		ADOBE 0.40x0.23x.09		UND		20.46		0.25	
40101		BARRO		M3		0.06		3.00	
		<u>EQUIPOS</u>							
337010001		HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.03		5.62	
PARTIDA:		07.02.00		TABIQUES DE QUINCHA					
RENDIMIENTO:				13 M2		COSTO UNITARIO:		11.62	
CODIGO		DESCRIPCION		UNIDAD		CUADRILLA		CANTIDAD	
		PRECIO		PARCIAL					
		<u>MANO DE OBRA</u>							
147010002		OPERARIO		HH		1.00		0.62	
147010004		PEON		HH		0.50		0.31	
		<u>MATERIALES</u>							
202010005		CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"		KG		0.05		3.53	
243040000		MADERA TORNILLO		P2		1.82		3.50	
437201		CANA DE GUAYAQUIL (6 m)		ML		2.67		0.58	
		<u>EQUIPOS</u>							
337010001		HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.03		3.42	
PARTIDA:		07.03.00		JUNTA DE REFUERZO HORIZONTAL (e = 2 cm)					
RENDIMIENTO:				180 ML		COSTO UNITARIO:		1.89	
CODIGO		DESCRIPCION		UNIDAD		CUADRILLA		CANTIDAD	
		PRECIO		PARCIAL					
		<u>MANO DE OBRA</u>							
147010002		OPERARIO		HH		1.00		0.04	
147010004		PEON		HH		0.50		0.02	
		<u>MATERIALES</u>							
203020003		ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 DE S11M"		KG		0.25		3.05	
205010004		ARENA GRUESA		M3		0.005		25.20	
221000001		CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 KG)		BLS		0.037		20.17	
		<u>EQUIPOS</u>							
337010001		HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.03		0.25	

PARTIDA: 07.01.00		Muros de soga ladrillo KK		9.3 M2		COSTO UNITARIO:		53.53
RENDIMIENTO:								
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL		
<u>MANO DE OBRA</u>								
147010002	OPERARIO	HH	1.00	0.86	10.11	8.70		
147010004	PEON	HH	0.75	0.65	3.13	2.02		
<u>MATERIALES</u>								
202010005	CLAVOS PARAMADERA CON CABEZA DE 3"	KG		0.022	3.53	0.08		
205010004	ARENA GRUESA	M3		0.031	25.20	0.78		
217000023	LADRILLO KING KONG DE ARCILLA 9 X 14 X 24 cm	UND		39	0.88	34.32		
221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BLS		0.218	21.6	4.71		
243040000	MADERA TORNILLO	P2		0.58	4.49	2.60		
<u>EQUIPOS</u>								
337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.03	10.72	0.32		

PARTIDA:		07.01.03		Muros de cabezaladrillo KK					
RENDIMIENTO:				6.45 M2		COSTO UNITARIO:		87.02	
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL			
MANO DE OBRA									
147010002	OPERARIO	HH	1	1.24	10.11	12.54			
147010004	PEON	HH	0.75	0.93	3.13	2.91			
MATERIALES									
202010005	CLAVOS PARAMADERA CON CABEZA DE 3"	KG		0.022	3.53	0.08			
205010004	ARENA GRUESA	M3		0.06	25.2	1.51			
217000023	LADRILLO KING KONG DE ARCILLA 9 X 14 X 24	UND		66	0.88	58.08			
221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BLS		0.41	21.6	8.86			
243040000	MADERA TORNILLO	P2		0.58	4.49	2.60			
EQUIPOS									
337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.03	14.48	0.43			

PRESUPUESTO DE MUROS Y TABIQUES DE LADRILLO

Partida	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial
07.00.00	MUROS Y TABIQUES DE ALBAÑILERÍA				
07.01.00	Muros de cabeza ladrillo KK	M2	276.57	87.02	24,065.86
07.02.00	Muros de soga ladrillo KK	M3	131.59	53.53	7,043.94

TOTAL: S/. 31,109.80

PRESUPUESTO DE MUROS Y TABIQUES CON ADOBE CONFINADO Y QUINCHA

Partida	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial
07.00.00	MUROS Y TABIQUES DE ALBAÑILERÍA				
07.01.00	MUROS DE ADOBE	M2	327.21	11.08	3,625.45
07.02.00	TABIQUES DE QUINCHA	M2	53.20	11.62	618.31
07.03.00	JUNTA DE REFUERZO HORIZONTAL (e = 2 cm)	ML	359.25	1.89	678.82

TOTAL: S/. 4,922.13

Se puede observar que para la construcción de muros y tabiques si utilizamos muros de adobe confinado y quincha para los tabiques ahorramos S/. 26,187.67 que equivale a un ahorro del **84.18%**.

COMPARACION DE COSTO TOTAL DE AMBOS SISTEMAS

Finalmente el ahorro global utilizando el sistema propuesto en el presente proyecto es de S/. 49,860.80 que corresponde al un 28.90% de ahorro con respecto a si utilizamos el sistema de muros de albañilería tradicional .

COSTO TOTAL DE CADA SISTEMA DE CONSTRUCCION

ADOBE CONFINADO:	122,657.18
ALBAÑILERIA TRADICIONAL:	172,517.98
AHORRO (S/.):	49,860.80
AHORRO (%):	28.90%

PRECIO POR M2	EN SOLES	EN DOLARES
ADOBE CONFINADO:	613.29	220.61
ALBAÑILERIA TRADICIONAL:	862.59	310.28



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El sistema de muros de adobe confinados y losa aligerada de caña de guayaquil, nos permite ahorrar casi un 29 %, comparada con una vivienda de iguales características pero de muros y aligerado de arcilla cocida.
- Este tipo de vivienda está dirigido a las familias de clase media y media baja de la zona de chalaco las cuales pueden adquirir un módulo familiar de dos pisos en un área de 100 m², con todos los acabados necesarios y con una buena distribución de espacios, a un costo de \$ 22,900.000 (Veintidós mil novecientos Dólares americanos) aproximadamente.
- El presente proyecto trata de introducir el estilo de vida bifamiliar en los distritos de la sierra. Pero adecuando la arquitectura al modo de vida de la población del casco urbano, dado que habitar un departamento o en un modulo de vivienda ubicado en la segunda planta no está aún muy difundido en la zona.

- La vivienda bifamiliar posee una densidad de muros adecuada, el distanciamiento entre columnas es el mínimo requerido y una distribución simétrica en planta, que hacen que tenga un buen comportamiento ante las cargas laterales que se producen durante un sismo.
- Los refuerzos horizontales con un fierro de $\varnothing \frac{1}{4}$ " embebidas con mortero de cemento cada 6 hiladas en los muros, así como los confinamientos de concreto armado (vigas soleras y columnas) le dan un comportamiento más elástico haciéndolo menos vulnerable a las cargas de sismo. Es muy importante la que estos refuerzos estén enganchados de columna a columna.
- Debemos seguir las recomendaciones de las especificaciones técnicas durante el proceso constructivo sobre todo en las nuevas partidas.



FIN