

Objetivo

El presente trabajo práctico, tiene por objetivo familiarizar al alumno con la resolución de una vivienda unifamiliar, incorporando el diseño estructural al proyecto de arquitectura.

Buscar una racionalidad en la distribución estructural, considerando la definición de cada espacio arquitectónico y economía en la ejecución de la obra.

Incorporar un enfoque integral de todos los dimensionados de los elementos estructurales, que anteriormente fueron abordados en forma individual.

Introducción

Se diseñó una vivienda unifamiliar en dos niveles, con estructura independiente en hormigón armado y cerramiento en ladrillo hueco.

Una vez definido el anteproyecto, iniciamos la etapa de proyecto. En esta instancia se realizan todos los planos que pertenecen al legajo de obra, que permiten analizar y superponer sobre el diseño de arquitectura, la estructura que le da sustento, como así también la interrelación con las distintas instalaciones que la hacen construable y habitable.

El primer paso fue realizar un estudio de suelo para determinar cuál era la fundación más adecuada según el tipo de terreno donde íbamos a implantar la vivienda. Esta tarea es de suma importancia, porque nos brinda una seguridad de elegir el correcto sistema de fundación (Platea, bases, pilotines, etc), y además tomar valores de tensiones admisibles, que en ciertas circunstancias son muy conservadores (mayor costo), y en otros casos subestimados (peligroso).

Sobre el diseño de arquitectura que tomamos como ejemplo en el presente trabajo, se ubicaron columnas, vigas y losas, verificando la posición de cada elemento estructural, sin realizar interferencias de espacios arquitectónicos, y acompañando al proyecto.

Al desarrollar la estructura sobre planta baja, se decidió por cuestiones estéticas de proyecto dejar la losa vista en el estar-comedor, lo que implica realizar una losa llena en hormigón armado.

Para la resolución de la cubierta se optó por el uso de loseta premoldeada tipo SHAP 30, considerando la rapidez de ejecución y montaje, al existir distancias entre apoyos inferiores a 5 mts, situación que permite con un peso relativamente bajo de la loseta, poder elevarlas y situarlas en forma manual (no usamos grúa, malacate, etc.)

Con respecto a la columna metálica N°13, (Cm13) se optó por la utilización de 2 perfiles PNU14 soldados, para disminuir la dimensión de la columna, quedando una sección de 14x12cm a diferencia de la de una columna mínima en H°A° 20X20 (según reglamento CIRSOC). Esta columna en particular se vincula con dos carpinterías y por cuestiones estéticas se decide que el revestimiento de la misma sea en el mismo aluminio que se utilizara en el aventanamiento, y en consecuencia lograr una continuidad con el material.

También podemos observar en local cocina, con la idea de romper el límite de una arista, se decidió recurrir a una viga en ménsula para evitar la colocación de una columna en la esquina.

En cuanto a los apoyos de la losa L2, se optó por la utilización de un perfil doble te (IPN20), para disminuir la sección en comparación con una viga en hormigón armado, y por cuestiones de diseño, dejándolo visto.

Y para la losa L1, que cubre la cochera, se efectuará con dos bordes libres para que visualmente se perciba como un plano de poco espesor. En esta losa en particular, vamos a contemplar una sobrecarga debido a una futura ampliación de la vivienda.

1.- Estudio de Suelo.



Se realizaron tres sondeos en el sector donde estará emplazada la obra.

Las perforaciones se realizaron a seis metros de profundidad con ensayos normales de penetración, mediante la determinación del número de golpes (N) para 30cm penetrados con una energía de 49 kilográmetros.

Se extrajeron 3 testigos para ser analizados en laboratorio en cuanto a propiedades físicas y mecánicas.

Descripción del perfil:

Hasta los **0.30 metros** se encontraron suelos arcillo limosos, **CL**, de mediana plasticidad, con materia orgánica.

Entre los **0,30 y 0,60 metros** se hallaron suelos arcillosos, **CH**, de alta plasticidad, potencialmente activos según F.S.T.

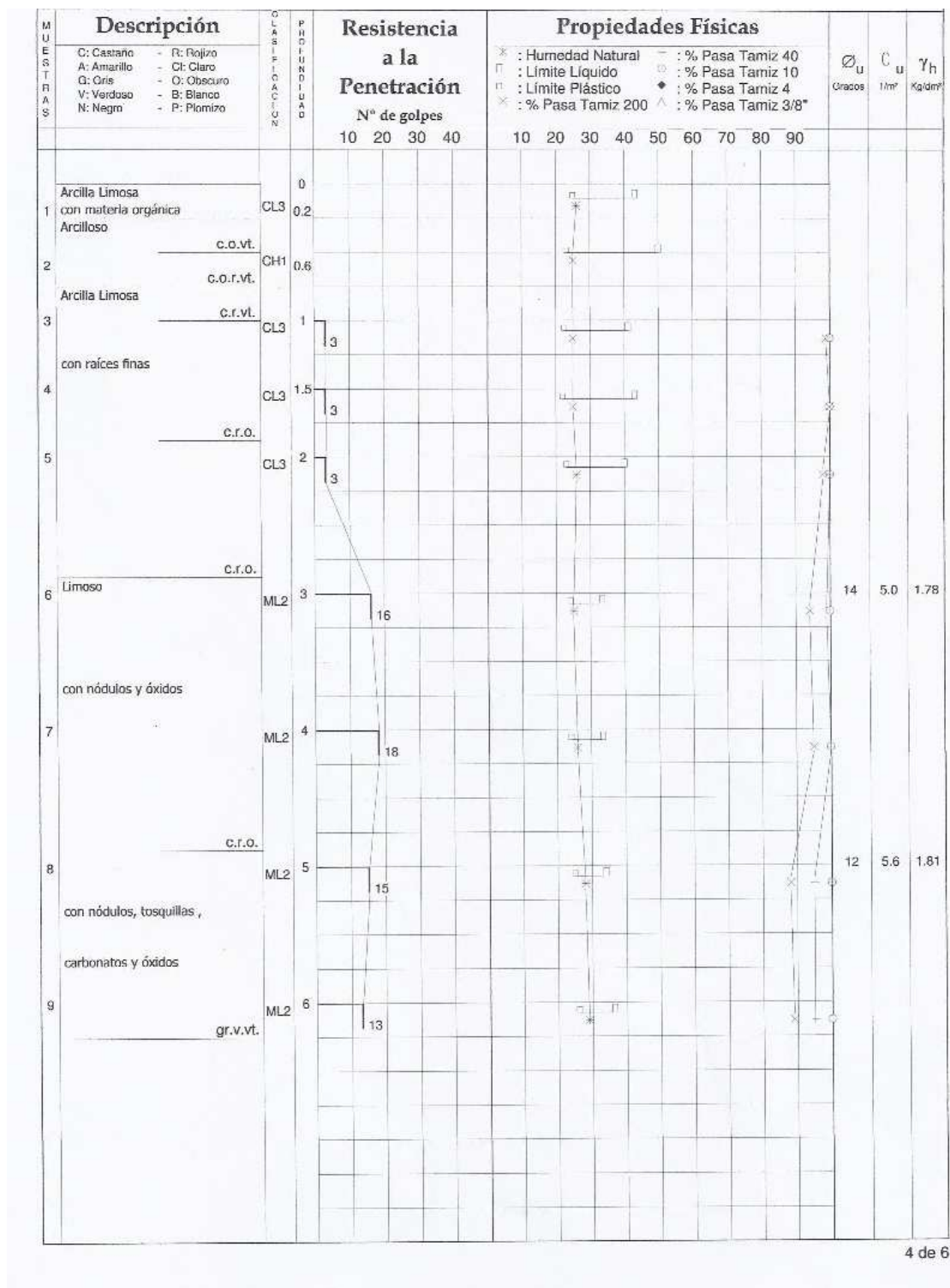
De **0,30 a 3,00 metros** se detectaron arcillas limosas, **CL**, de mediana plasticidad, con raíces finas y óxidos.

Continúan hasta la profundidad alcanzada en ambos sondeos suelos limosos, **ML**, de mediana compresibilidad, con nódulos, óxidos, tosquillas y carbonatos.

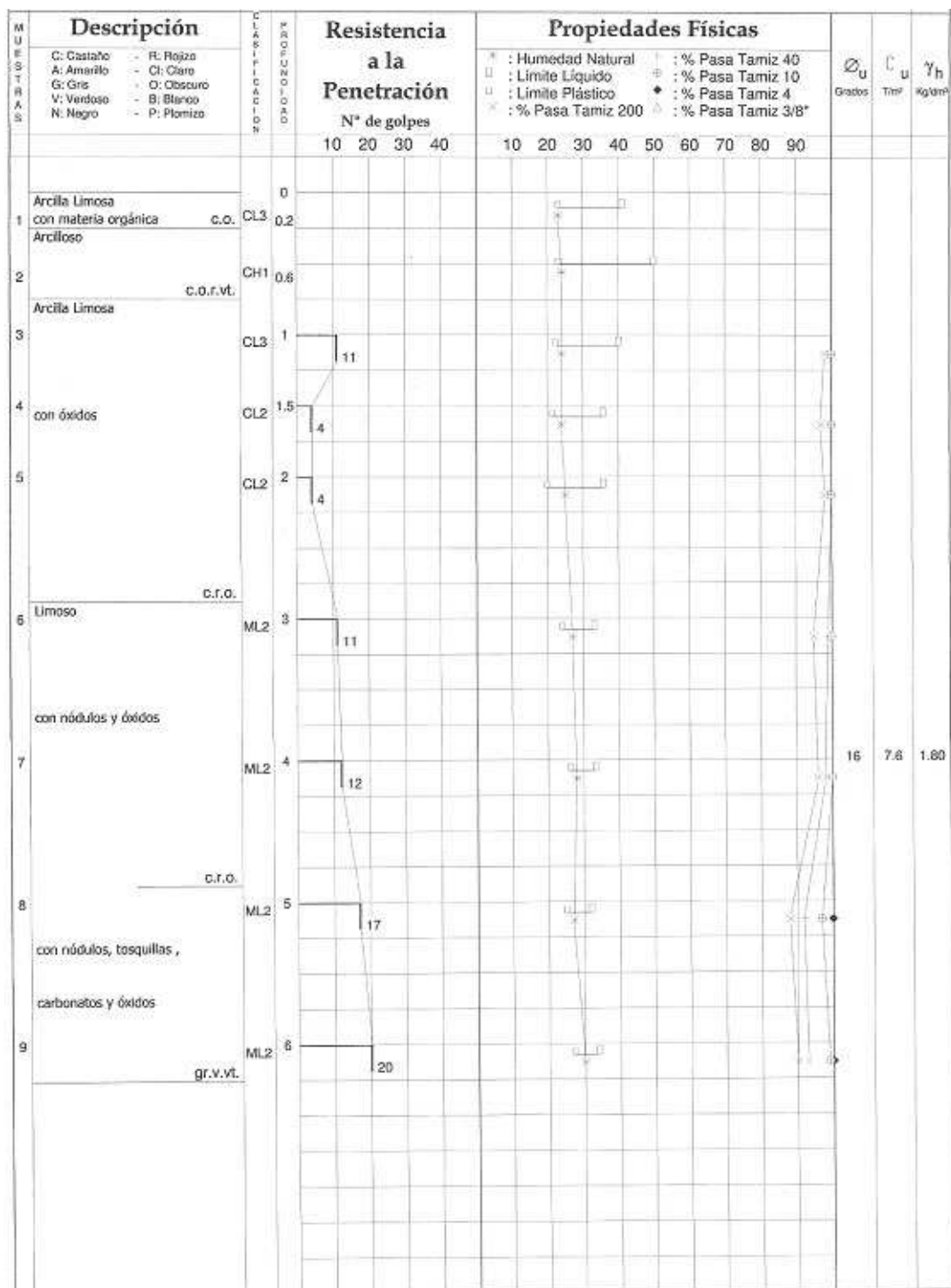
Por su compacidad, registrada por el ensayo de penetración, los suelos se encuentran en estado blando a medianamente compacto de 1.0 a 3.0 metros y compacto a muy compacto de 3.0 a 6.0 metros.

En el momento del estudio la capa acuífera no fue detectada, pero dada la cercanía del arroyo pueden esperarse escurrimientos estacionales

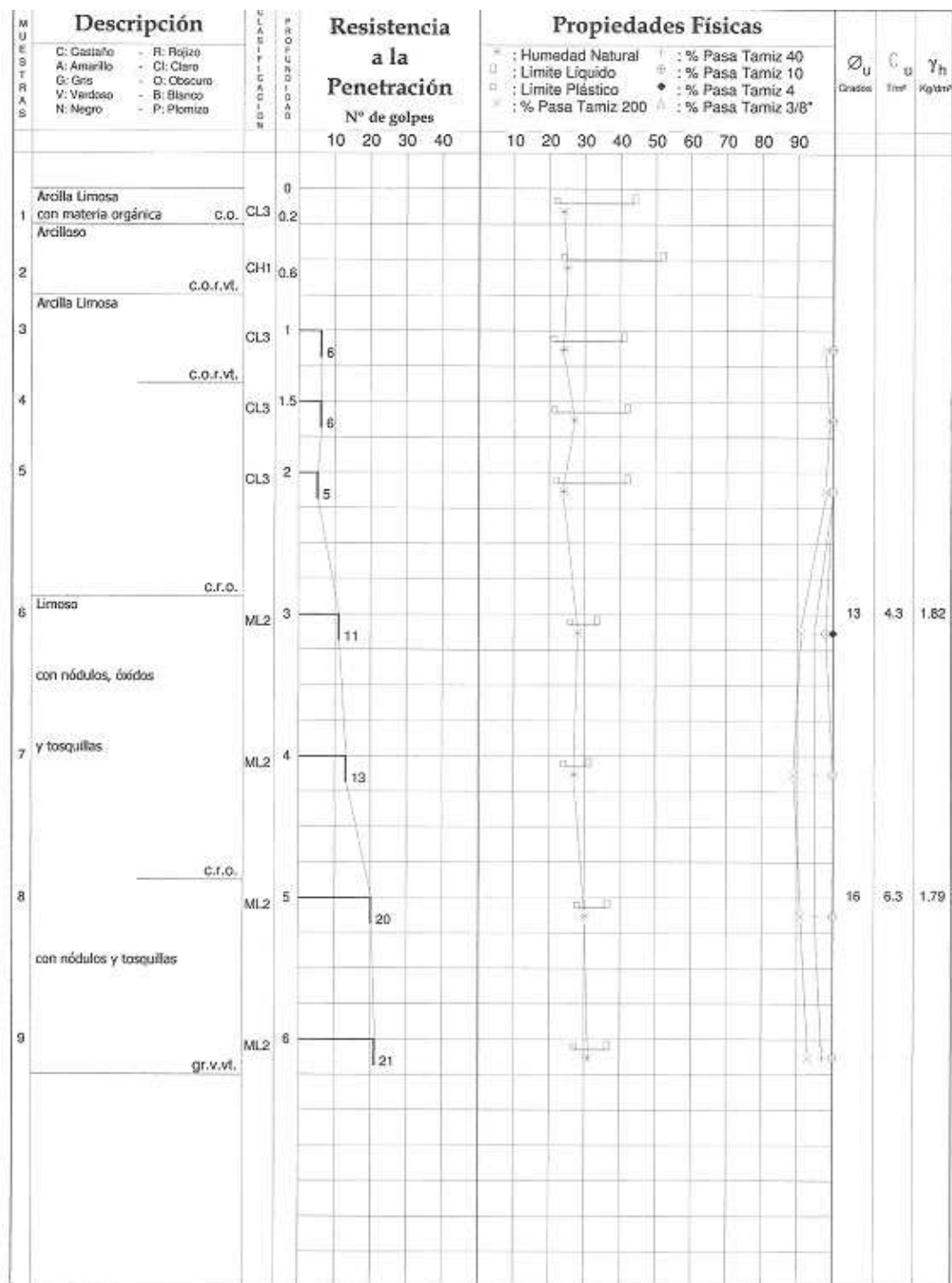
SONDEO 1



SONDEO 2



SONDEO 3



Conclusiones

Las características del perfil de suelos y de la obra a construir indican que la cimentación de las estructuras podrá realizarse en forma directa mediante zapatas viga continuas, de rigidez adecuada para absorber asientos diferenciales, apoyadas sobre un relleno de suelos seleccionados adecuadamente compactados en capas y de espesor mínimo con las exigencias 0,80 metros.

Cumpliendo con las exigencias, las fundaciones podrán ser dimensionadas para una tensión admisible de 0,60 Kg/cm² con un ancho mínimo de zapata de 0,50 metros.

Como coeficiente de compresibilidad, para un plato de 0,30 metros de lado, se podrá adoptar un valor de 1,0 a 1,2 Kg/cm³.

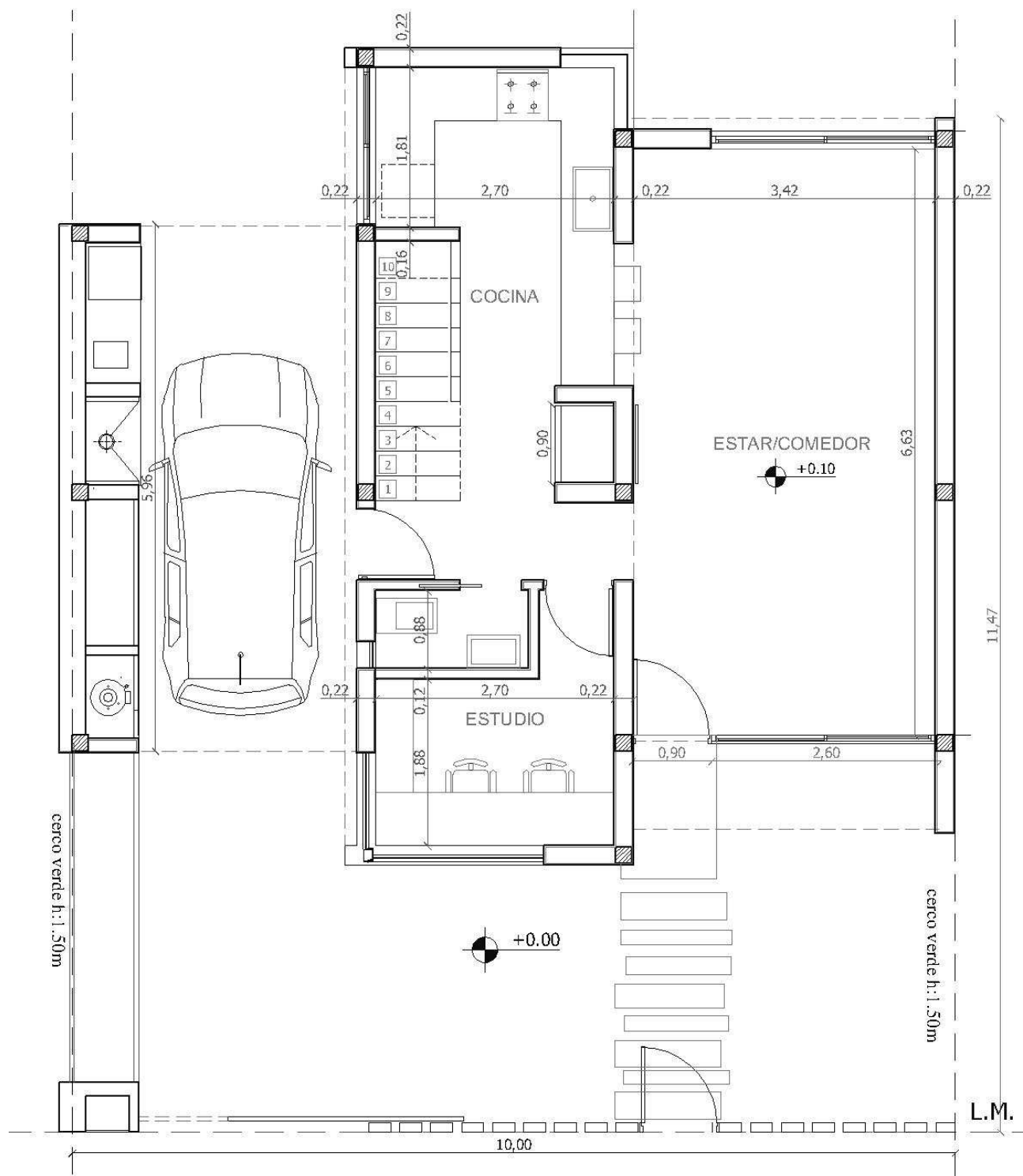
Se recomienda excavar hasta los 0,90 metros de profundidad la totalidad de la superficie del terreno por debajo de las estructuras más un sobreancho de 1,00 metro hacia cada lado de las mismas, colocar un manto geosintético y rellenar con suelos seleccionados colocados en capas los que serán energicamente compactados hasta alcanzar el espesor mínimo propuesto.

Otro sistema de cimentación factible seria mediante **bases, con vigas portamuros**, apoyadas a los 3,00 metros de profundidad y dimensionadas para las siguiente tensión admisible:

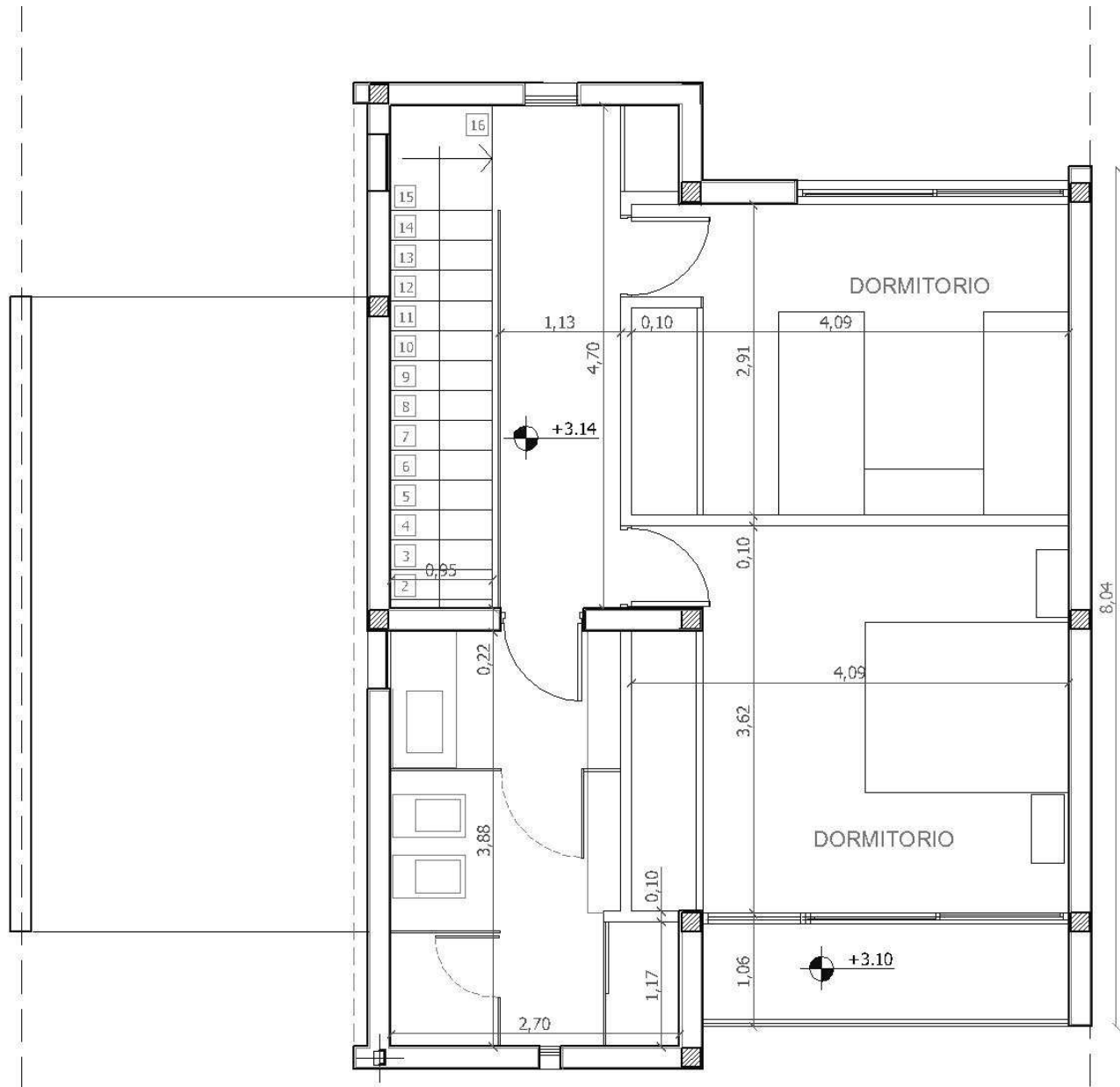
Profundidad [metros]	Tensión admisible [Kg/cm ²]
3,0	2,1

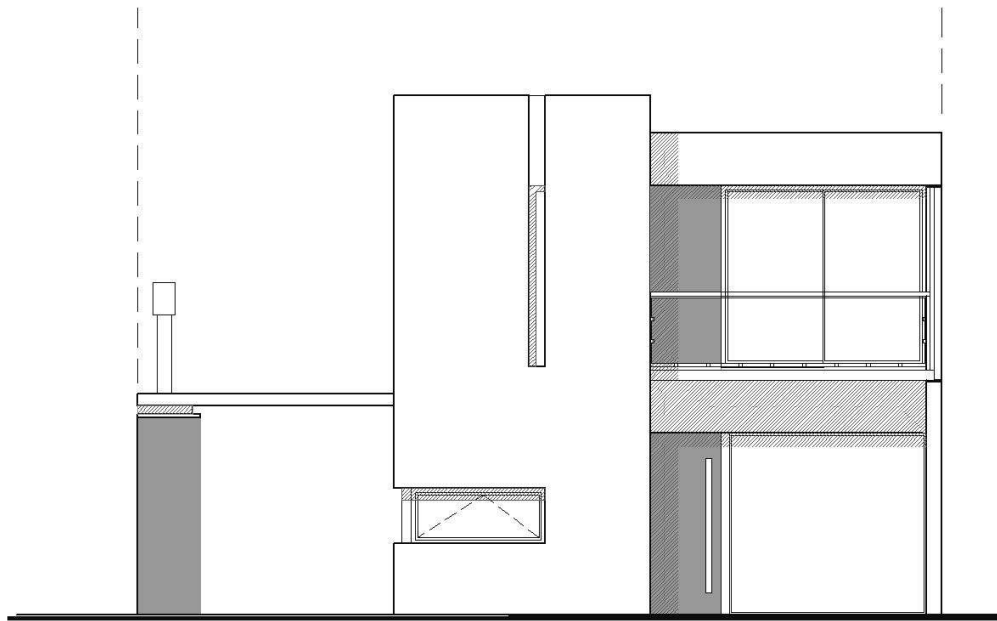
Dada la elevada humedad de los suelos ubicados en el plano de apoyo propuesto y la posibilidad de zonas de escurrimientos estacionales **se aconseja colocar y compactar, entre el fondo de la excavación y las bases, un hormigón de limpieza de bajo asentamiento, de piedra o cascote.**

En nuestro caso adoptaremos BASES AISLADAS, arriostradas con VIGAS DE FUNNDACIÓN

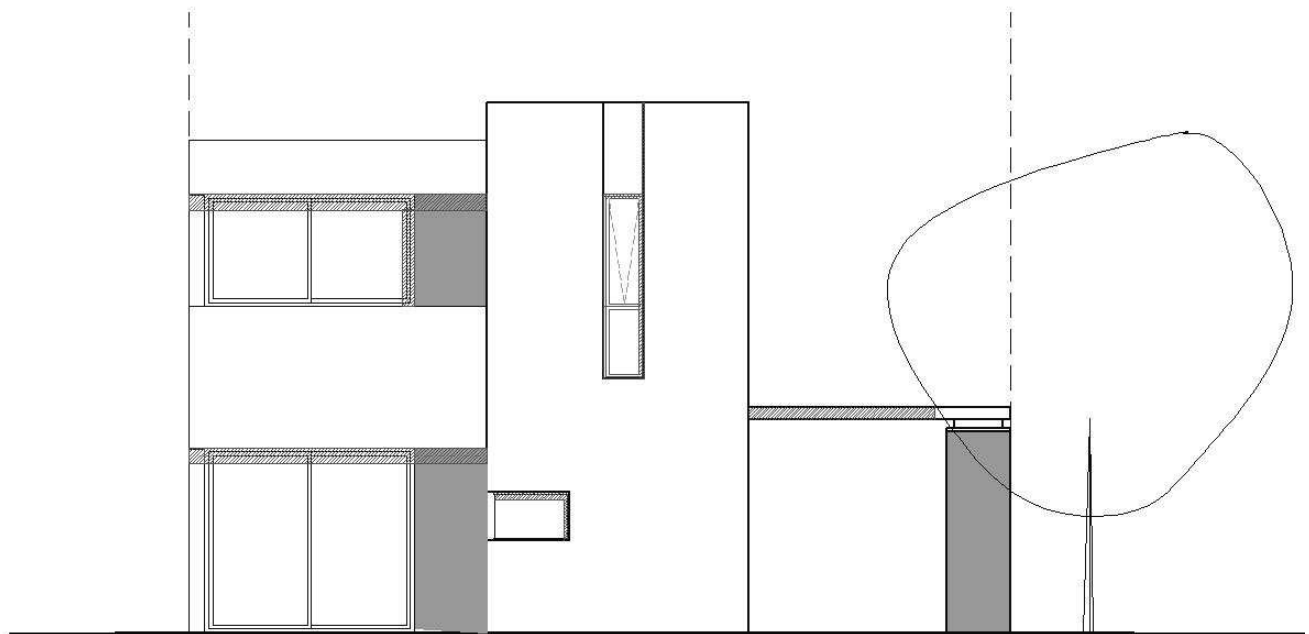
2- Proyecto de arquitectura**PLANTA BAJA**

PLANTA ALTA



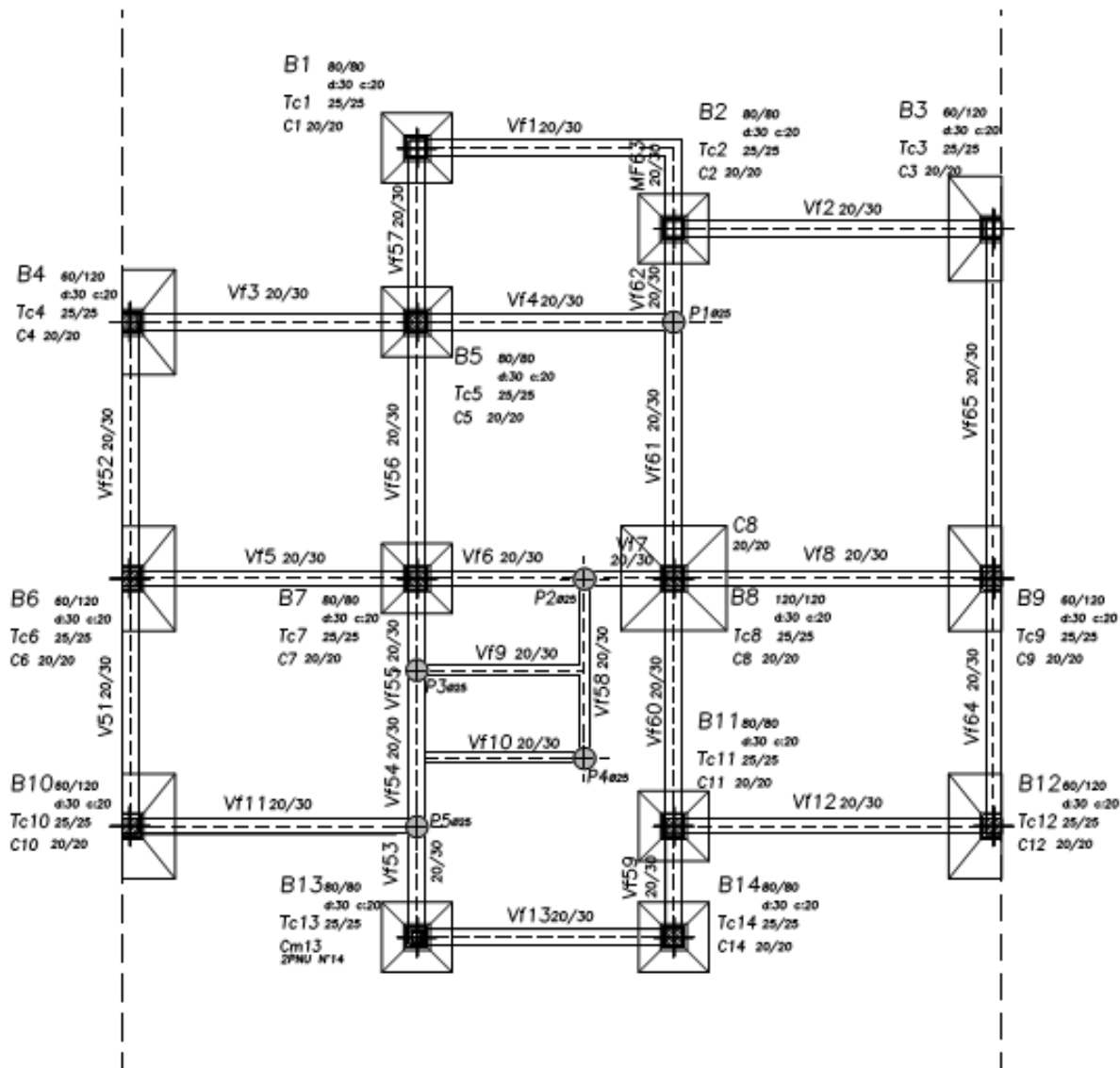


VISTA FRENTE

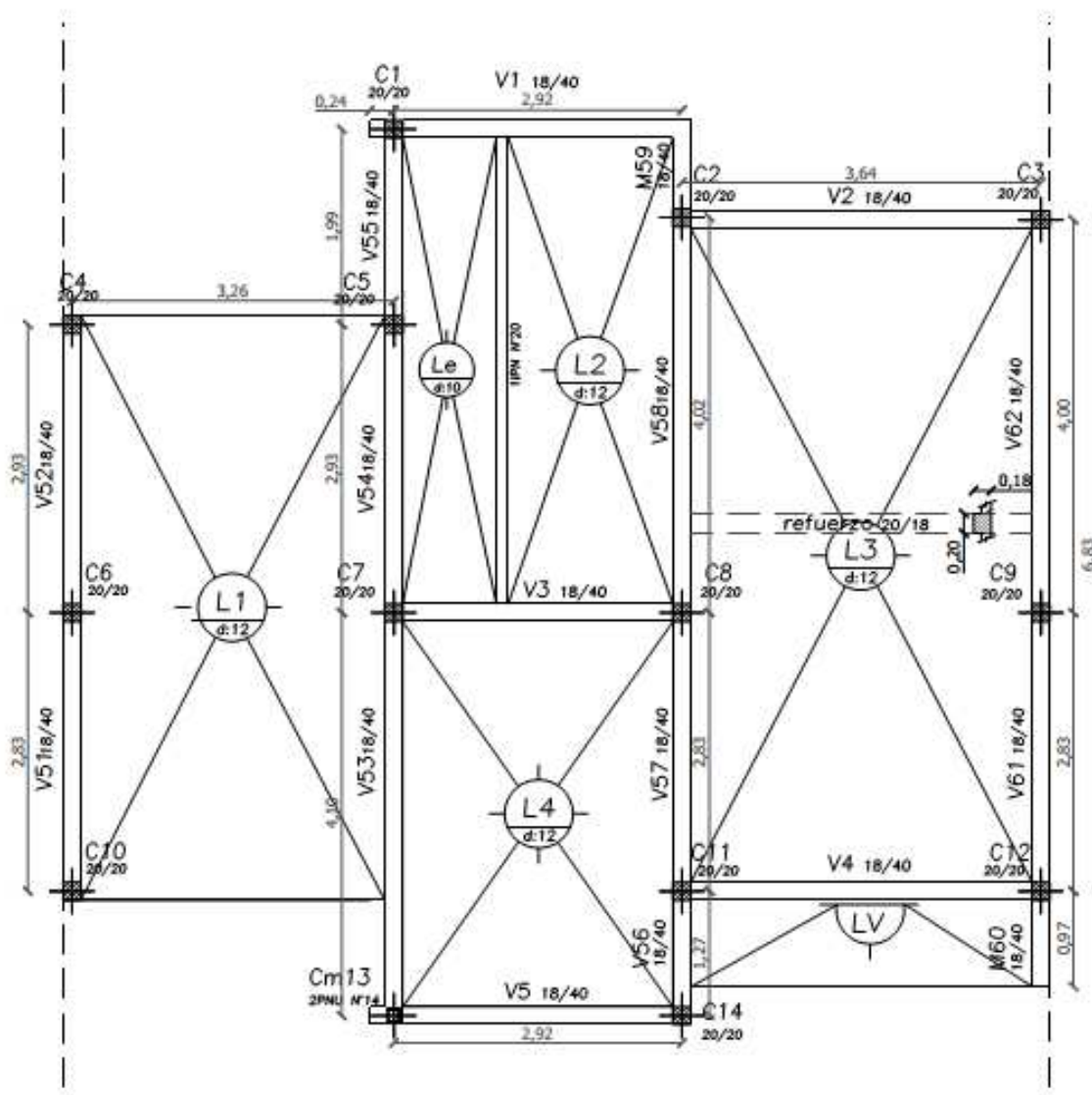


VISTA CONTRAFRENTE

3.-Estructura de fundaciones

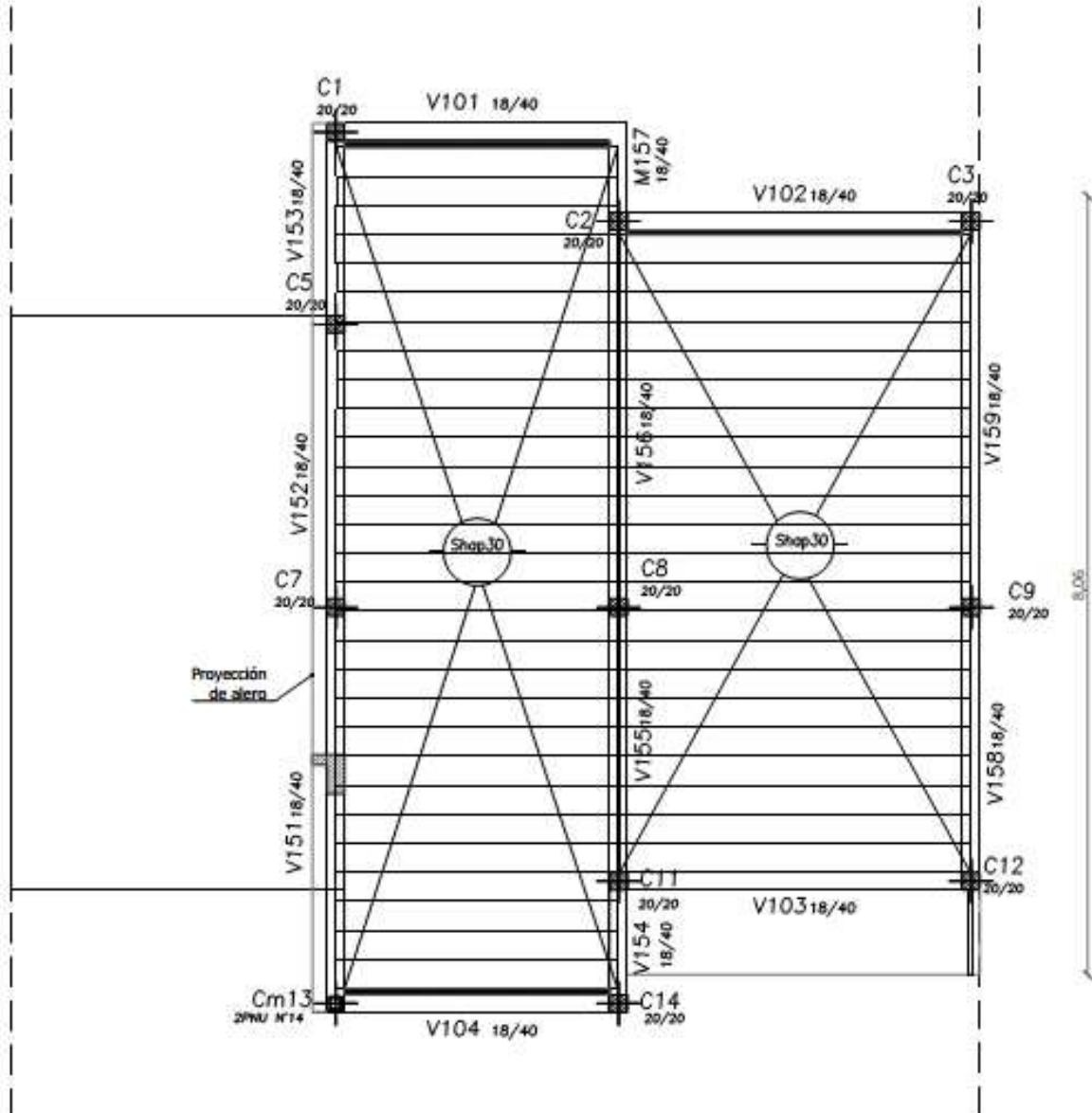


4-.Estructura sobre planta baja



Este plano de fundaciones como el resto de la estructura planteada es esquemático. La experiencia y el dominio de los cálculos preliminares en la adopción de las secciones, estarán mas o menos ajustadas al cálculo definitivo que se efectuará a continuación.

5. Estructura de cubierta



6.-Cálculo Estructural

Siguiendo los lineamientos generales que se dan en el curso, el siguiente cálculo busca poner de manifiesto todas las etapas en el proceso de dimensionado de una vivienda unifamiliar.

Se dimensionarán una losa, una tira de vigas, la columna más cargada y una base. De manera de tener cubierto el armado de cada uno de los elementos estructurales, entendiendo que el mismo se extiende a todas las demás partes de la estructura.

El cálculo será con software y se comparará con el dimensionado en forma manual que adopta la cátedra vertical I de estructuras Nivel II. La idea es confrontar el resultado obtenido con cada método, no invalidando ninguno, sino buscando interpretar los mismos, la forma de dimensionar, las armaduras y secciones adoptadas, el tiempo de cálculo en cada caso, etc.

6.1. Cargas adoptadas

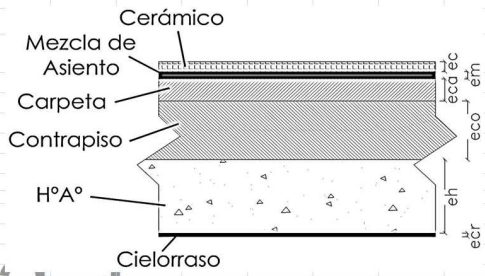
A continuación se detallan el valor y tipo de cargas adoptadas en el modelo de cálculo. Recordando que no es la única forma de hacerlo, donde las sobrecargas (carga viva), no se pueden variar, porque son reglamentarias, y sólo podemos atacar los valores de peso propio (carga muerta), eligiendo materiales de distinto peso específico, como también adoptar distintos espesores.

Con respecto al viento, siendo una vivienda de dos plantas, donde el techo es proyectado con losas huecas (elemento pesado), se omite como carga, debido a la poca incidencia de la misma frente a las demás cargas gravitatorias de peso propio y sobrecarga.

Cargas Muertas “CM”

El detalle siguiente es el que se plantea en el TP de losas, donde en este caso destacamos que la carga del peso de los elementos no estructurales es de 0.25 t/m^2 . Valor que nos es útil, ya que en el caso de usar software, el mismo tiene en cuenta el peso propio de los elementos estructurales (losas de $\text{H}^\circ\text{A}^\circ$, vigas de $\text{H}^\circ\text{A}^\circ$, perfiles, etc.), pero no del resto de cargas muertas, las cuales deben ser cargadas en el programa por el calculista.

Análisis de Carga Teórico				
	Espesor (m)	γ (t/m ³)	Carga Superficial (t/m ²)	Equivalencia (KN/m ²)
Cerámico 	0.01	2.10	0.02	0.21
Mezcla de Asiento 	0.01	2.10	0.02	0.21
Carpeta	0.015	2.10	0.03	0.32
Contrapiso	0.10	1.60	0.16	1.60
HºAº 	0.12	2.40	0.29	2.88
Cielorraso 	-	-	0.02	0.20
Total:			0.54	5.42



Toda la carga que NO es Hormigón Armado

SUMA	0.25 t/m ²
------	-----------------------

Muros “MU”

Los muros también son una carga muerta, pero conviene detallarlos por separado y generar en el programa (como hacemos en el cálculo manual), una carga aparte del resto de las de peso propio.

Tenemos así, para nuestro diseño de arquitectura, tomando una altura de muros de 2.70 m:

Muros de espesor 0.20 m: $0.20 \text{ m} \times 2.70 \text{ m} \times 1.5 \text{ t/m}^3 \sim 0.80 \text{ t/m}$

Muros de espesor 0.12 m: $0.12 \text{ m} \times 2.70 \text{ m} \times 1.6 \text{ t/m}^3 \sim 0.50 \text{ t/m}$

Antepechos de 1.35 m: $\sim 0.40 \text{ t/m}$ (la mitad de la pared de 0.20 m de esp.)

Cargas en techo: $\sim 0.10 \text{ t/m}$

Donde hay aberturas y barandas: $\sim 0.10 \text{ t/m}$

Sobrecargas “SC”

Como sabemos, están regidas por el Reglamento CIRSOC 101, y dependen del uso de cada sector de nuestra vivienda, con lo cual:

Balcones	0.30 t/m ² (porque no excede los 10 m ² , sino sería 0.50 t/m ²)
Habitaciones	0.20 t/m ²
Azotea inaccesible	0.10 t/m ²
Escalera	0.20 t/m ²

6.2. Estados de carga

En servicio trabajaremos sumando todas cargas, es decir:

C1 : CM + SC + MU = Carga Muerta + Sobrecarga + Muros

Esto significa que vamos a considerar una combinación de carga donde involucraremos todas las cargas consideradas en forma individual, y que fuimos diferenciando, en carga muerta, sobrecarga, viento, nieve, sismo, etc.

Para el dimensionado con el software, se sigue la nueva reglamentación (que aún no estamos aplicando en nuestro curso), y a los efectos de presentar el tema se tiene:

C2 : 1.4 CM + 1.4 MU

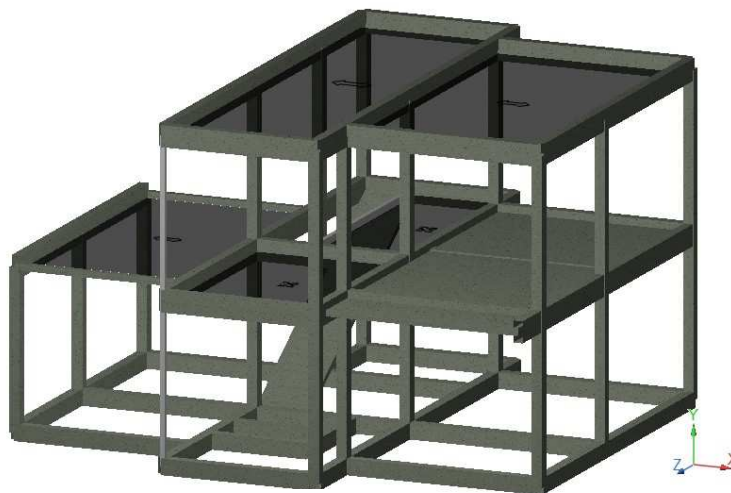
Este caso establece mayorar las cargas muertas en un 40 % y sumarlas, sin tener en cuenta las sobrecargas. La idea es tomar un exceso de tales cargas que pueden darse en la construcción de nuestra vivienda. Ej: se planteo un contrapiso de 8 cm en el cálculo, y en obra se ejecutó uno de 16 cm, esta combinación de carga dentro de ciertos parámetros, tiene en cuenta estas circunstancias.

C3: 1.2 CM + 1.6 SC + 1.2 MU

Aquí lo que se busca es “castigar” a la sobrecarga, interpretando que la misma puede ser sobrepasada en algún momento. Ejemplo: se juntan muchas personas en un cumpleaños en la vivienda.

Definidas las cargas que emplearemos y los estados combinados de las mismas, para el software que utilizamos tenemos:

Secciones adoptadas

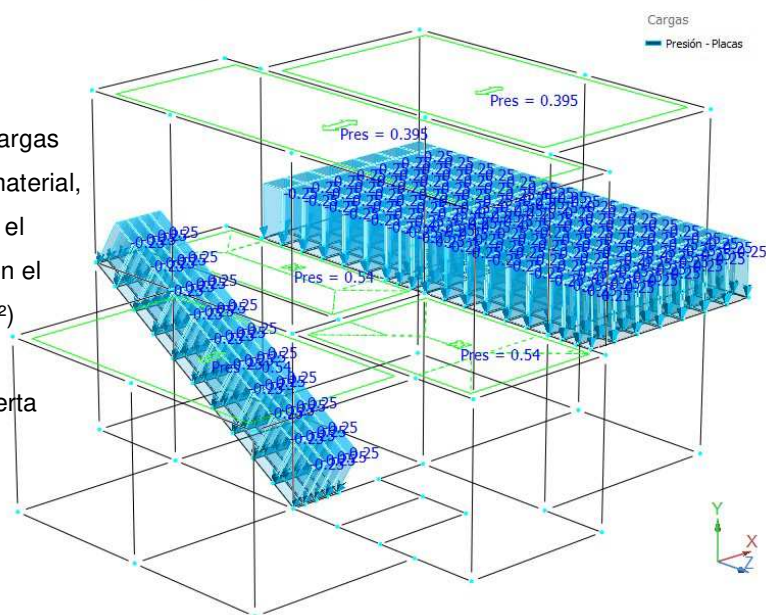


Hay losas que son áreas de carga (L1, L2 y L4) y otras que fue cargado el hormigón directamente como las losas L3 y LV, para ver en detalle su comportamiento y esfuerzos (momentos)

Carga muerta

Como se expreso en análisis de cargas en el caso de los elementos con material, el peso propio es considerado por el software, así que sólo se carga con el resto de la carga muerta (0.25 t/m^2)

Los 0.54 t/m^2 es toda la carga muerta Incluyendo el HºAº.

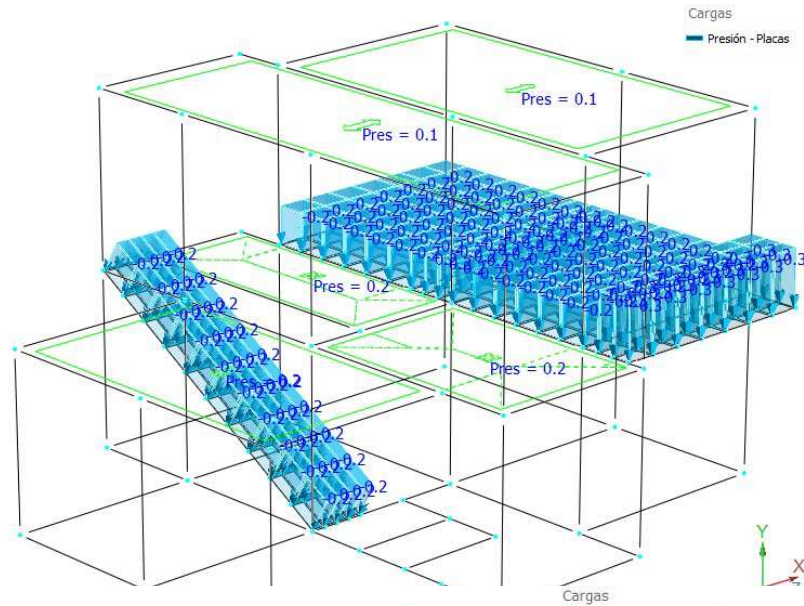


Para el techo aparece un valor de 0.395 t/m^2 para el peso propio del mismo. En este caso la cubierta se proyectó con losas huecas, que tienen un peso propio de 0.145 t/m^2 , mas el resto de 0.25 t/m^2 , nos da 0.395 t/m^2 , que es el valor que se observa.

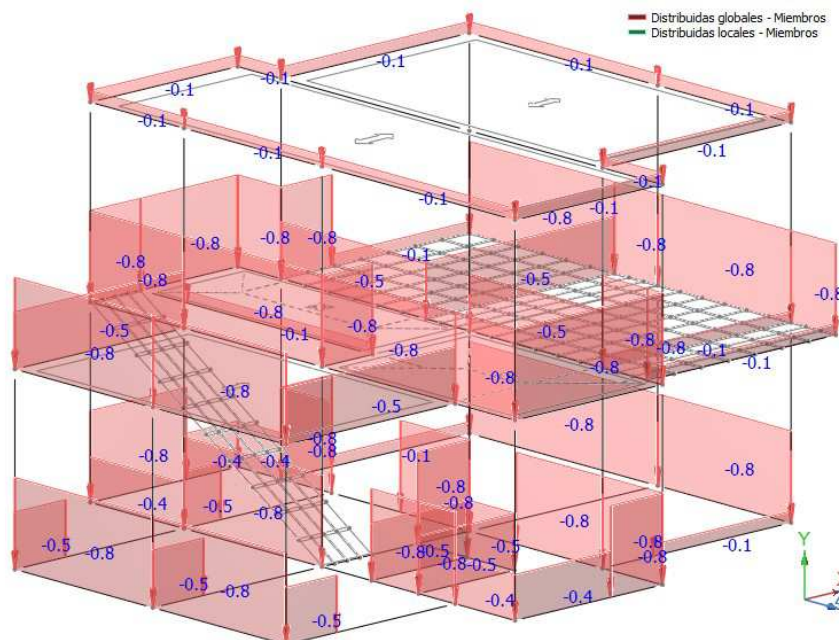
La tabla para las losas huecas es:

Losas Huecas Pretensadas SHAP 30. Luces Libres máximas para apoyo simple (m).										
Serie	Longitudes estandar	Espesor	Peso propio	Momento Flector admisible	Sobrecarga Total					
					200	300	400	500	600	700
	m	cm	kg/m ²	km/m	kg/m ²					
A	de 1,00 a 3,50	9,5	145	680	3,30	3,30	3,06	2,80	2,60	2,44
B	de 3,60 a 4,50	9,5	145	1175	4,30	4,30	4,05	3,72	3,45	3,24
C	de 4,60 a 5,50	9,5	145	1483	5,30	5,06	4,57	4,19	3,89	3,65

Sobrecarga



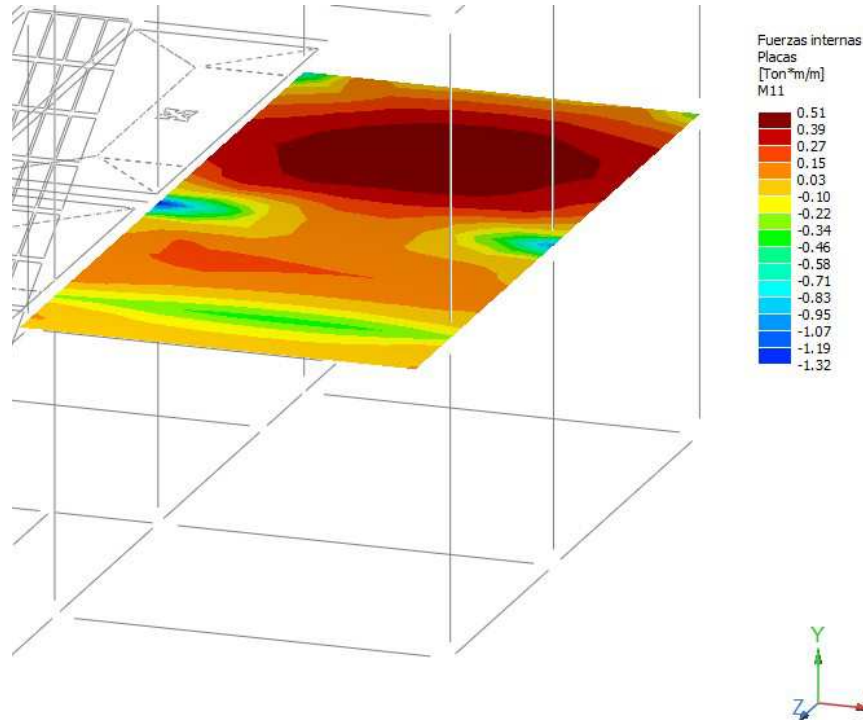
Muros



6.3. Resultados y Dimensionado

6.3.1. Losa L3 y LV

Del software resulta para el estado combinado C1 (ver 6.2.)



El momento denominado M11 corresponde al momento en la dirección de Z, razón por la cual, cuando dimensionemos la armadura, esta deberá ir en la dirección de Z.

Los momentos producidos de las concentraciones de tensiones, propias del mallado empleado en el modelo, no serán tenidos en cuentas, la justificación escapa a este curso, y en resumen, sólo nos quedaremos con el momento en el tramo para L3 y en el apoyo L3-LV.

Para el tramo es: 0.51 tm/m

Para el apoyo es: -0.34 tm/m

La armadura necesaria es:

$$A[cm^2 / m] = \frac{\gamma \cdot M_{m\acute{a}x}}{z \cdot \sigma_{ek}}$$

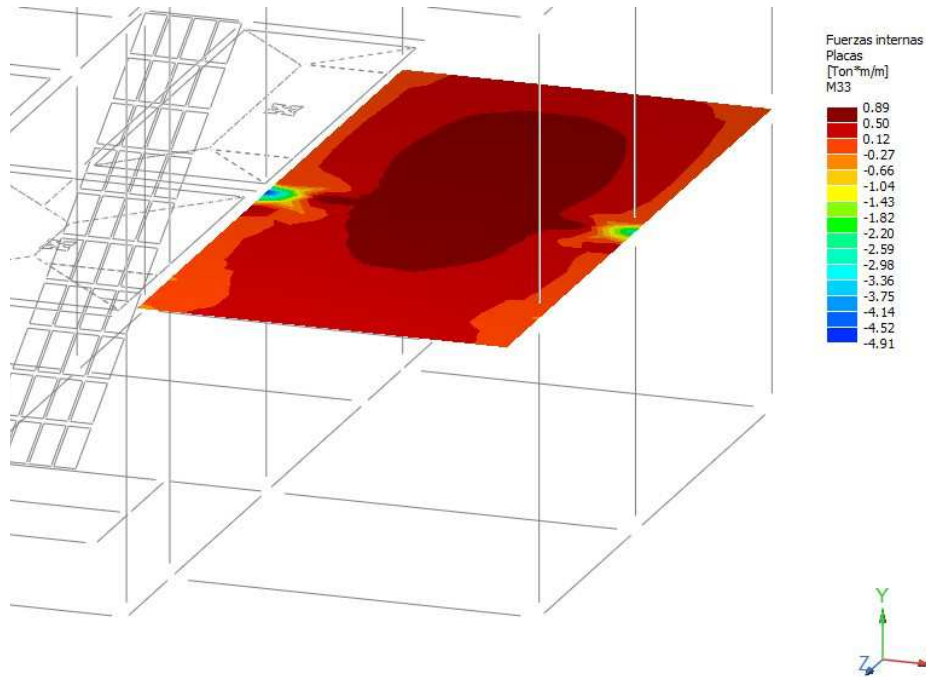
$$\text{Tramo: } A[cm^2 / m] = \frac{1.75 \times 0.51 tm / m}{0.9 \times 0.10 m \times 4.2 t / cm^2} = 2.36 cm^2 / m$$

Se adopta Ø6c/12 cm = 2.36 cm²/m. (Resto de verificaciones a realizar por el alumno).

$$\text{Apoyo: } A[cm^2 / m] = \frac{1.75 \times 0.34 tm / m}{0.9 \times 0.10 m \times 4.2 t / cm^2} = 1.57 cm^2 / m$$

Se adopta Ø6c/15 cm = 1.88 cm²/m. (Resto de verificaciones a realizar por el alumno).

M33 para el estado combinado C1 (ver 6.2.)



El momento denominado M33 corresponde al momento en la dirección de X, razón por la cual, cuando dimensionemos la armadura, esta deberá ir en la dirección de X

Para el tramo es: 0.89 tm/m

$$\text{Tramo: } A[cm^2 / m] = \frac{1.75 \times 0.89 tm / m}{0.9 \times 0.10 m \times 4.2 t / cm^2} = 4.12 cm^2 / m$$

Se adopta Ø8c/12 cm = 4.19 cm²/m. (Resto de verificaciones a realizar por el alumno).

Ahora, con las herramientas provistas por la cátedra

Ejemplo losa L3

1er paso: definir el esquema estático y las cargas a considerar.

Las cargas muertas deben ser 0.54 t/m² y la sobrecarga por ser una habitación de 0.20 t/m².

Pero si vemos la arquitectura, tenemos una pared de 0.12 de espesor, que según nuestra carga en muros, la misma provoca una carga lineal de 0.50 t/m.

Nuestras tablas de Kalmanok, para obtener los esfuerzos en las losas, sólo admiten cargas distribuidas superficialmente, entonces con la carga de pared en una aproximación tomaremos:

Qtotal pared = 0.50 t/m x 3.50 m (ver arquitectura, donde está planteado el refuerzo en losa)

Qtotal pared = 1.75 t (es lo que pesa toda la pared apoyada en la losa)

Aproximando a una carga superficial en toda la losa será: 1.75 t / (3.64 m x 6.83 m) = 0.07 t/m²

Carga que se suma a los 0.54 t/m², entonces como carga muerta o de peso propio en nuestro esquema estático tendremos 0.61 t/m².

Para Kalmanok debemos utilizar la tabla 13, donde el lado empotrado corresponde a la continuidad con la losa LV.

$$p = CM + SC$$

$$a = 6.83 \text{ m}$$

$$b = 3.64 \text{ m}$$

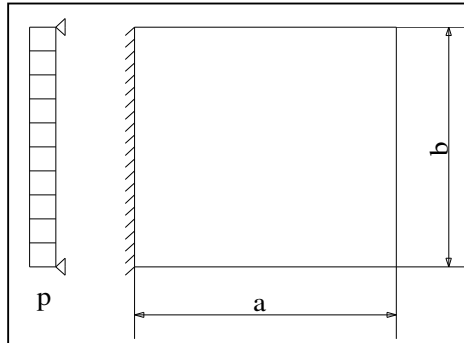


Tabla 13

Placa rectangular libremente apoyada en tres lados y con el cuarto empotrado.

Carga uniformemente distribuida.

Recordemos que las tablas de Kalmanok deben quedar como figuran en los apuntes, nuestra losa en el dibujo es la que eventualmente se rota para que quede igual al esquema.

Debemos obtener

TABLA N°	13	$E = 2000000 \text{ t/m}^2$
esp. =	0.12 m	$\mu = 0.20$
a =	6.83 m	$N = 300.0 \text{ tm}$
b =	3.64 m	
b/a =	0.55	0.53
	adoptado	real
Análisis de Carga		
	adoptado	$g \text{ H}^\circ$
CM =	0.610	0.288 t/m²
SC =	0.200	t/m ²
p =	0.810	t/m ²

Esfuerzos

$R_{ac} =$	5.570	t
$R_{a3} =$	0.000	t
$R_{bc} =$	2.855	t
$R_{b3} =$	5.516	t
$M^a a =$	-1.279	tm/m
$M^a b =$	0.000	tm/m
$Macp =$	0.258	tm/m
$Mbcp =$	0.850	tm/m
$Mo =$	+/- 0.674	tm/m
$wcp =$	3.97	mm

Independientemente de estos valores, adoptar este esquema para la losa L3 es válido, siempre y cuando respetemos la armadura dimensionada y el doblado correspondiente.

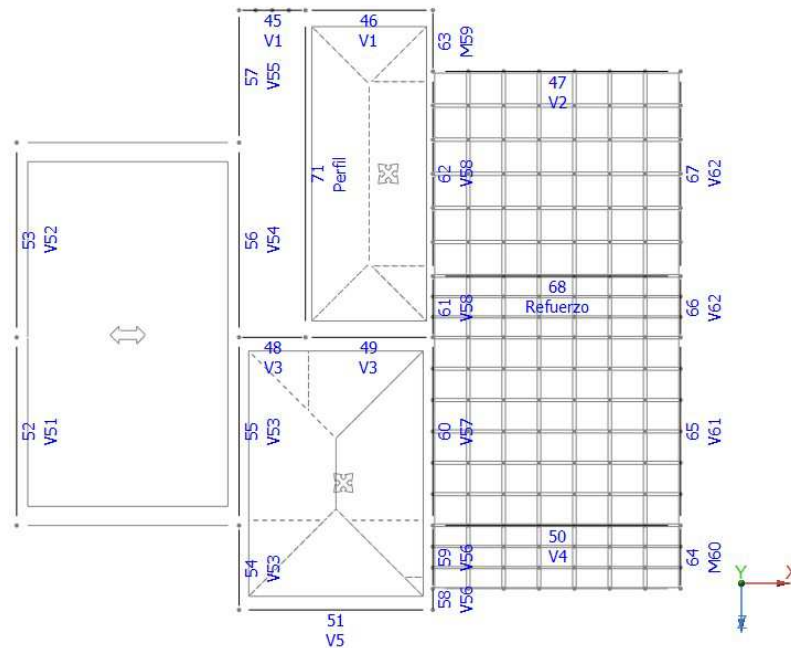
La discrepancia se establece en que nuestro modelo es completo, hay interacción entre todos los elementos estructurales, es decir, nuestra estructura trabaja en conjunto, y con éstos métodos manuales, trabajamos en forma individual, pero ambos métodos son válidos.

No obstante el valor de Mbcp, equivalente al M33 del programa, son similares.

El criterio del proyectista, el tiempo disponible, la licencia del uso del software, etc, es lo que determina el uso de algún método de cálculo.

6.3.2. Tira de vigas V53 a V55

En primer lugar, la salida del programa en cuanto a la numeración de vigas y el número asignado a cada viga es:

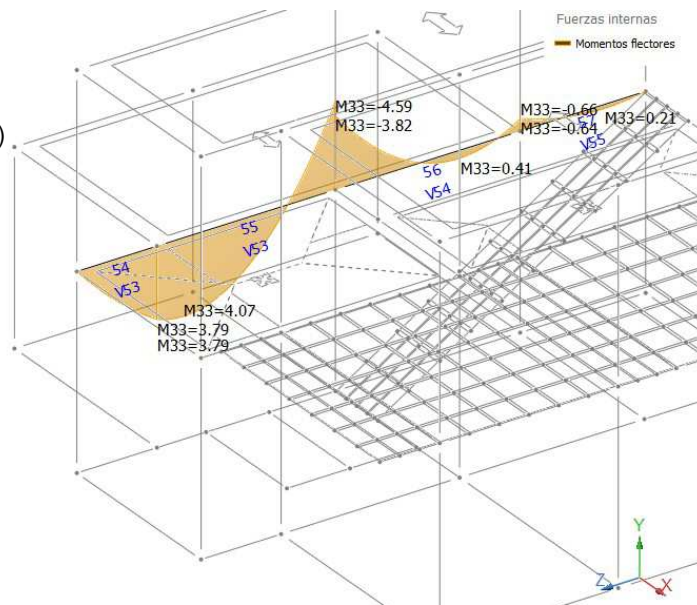


Nuestra tira de vigas va del elemento nro 54 al nro 57.

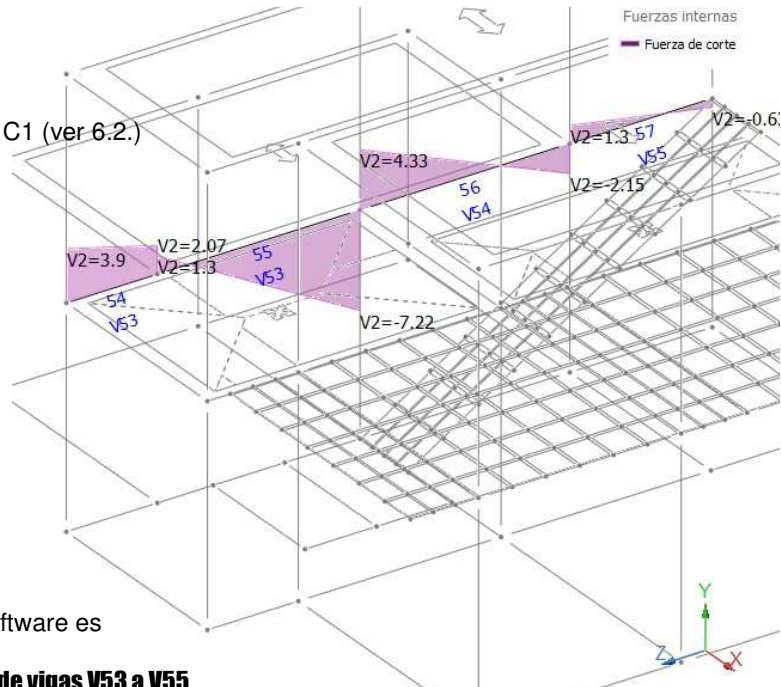
También en la planta anterior se puede observar la distribución de áreas de carga en las losas L1, L2 y L4 (L1 es tomada unidireccional), y el mallado con elementos finitos de las losas L3 y LV.

El detalle de esfuerzos es

Momento
para el estado combinado C1 (ver 6.2.)



Corte
para el estado combinado C1 (ver 6.2.)



El dimensionado con el software es

Resultados de Diseño – Tira de vigas V53 a V55

Diseño preliminar de Hormigón Armado

Norma de diseño: ACI 318-05 – EQUIVALENTE CIRSOC 201 - Año 2005

Estados considerados: son los que propone, entre otros más, el reglamento para el dimensionado.

C2=1.4CM+1.4MU

C3=1.2CM+1.6SC+1.2MU

VIGAS

VIGA ID	A.izq [cm2]	A.cent [cm2]	A.der [cm2]	P.l.izq [m]	P.l.der [m]	PIEL [cm2]	Sep. Estribos [cm]				TIPO	Mmin/max [Ton*m]	V [Ton] T [Ton*m]	Long [m]
							Barra	IZQ.	CENT.	DER.				
54	Viga 18x40													
SUP:	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Ø6	18.50	18.50	18.50	U	4.78	4.90	1.27
INF:	0.00	0.00	3.66	0.00	0.00							0.00	0.19	
55	Viga 18x40													
SUP:	0.00	0.00	4.43	2.08	0.00	0.00	Ø6	18.50	18.50	12.50	U	5.16	9.13	2.83
INF:	3.97	0.00	0.00	2.09	0.00							-5.72	0.09	
56	Viga 18x40													
SUP:	3.80	0.00	0.74	1.38	2.56	0.00	Ø6	18.50	18.50	18.50	U	0.51	5.52	2.93
INF:	0.00	0.49	0.00	1.37	2.58							-4.96	0.01	
57	Viga 18x40													
SUP:	0.78	0.00	0.00	0.70	1.99	0.00	Ø6	18.50	18.50	18.50	U	0.34	1.75	1.99
INF:	0.00	0.00	0.00	0.59	1.99							-0.81	0.02	

En resumen, la viga V53 necesita 3.97 cm² en el tramo, en el apoyo de V53-V54 se necesita 4.43 cm², en el tramo de V54 0.49 cm² (ver armadura mínima, que es mayor a 0.49), en apoyo V54-V55 0.78 cm² y en el tramo de V55 nada (pero otra vez debe ir armadura mínima).

Con respecto a los estribos propone estribos abiertos tipo U, Ø6c/18.5 cm en todos los casos, con excepción de la viga V53 (ver elemento 55), donde recomienda cada 12.5 cm.

Como proyectista se debe adoptar una armadura que cumpla con las mínimas según cálculo, que sean mayores a las mínimas reglamentarias, y que simplifique el armado en obra, ya que un estribado distinto en una misma viga puede prestarse a confusiones, e incluso puede ser dispuesto al revés en la ejecución.

Ahora, con las herramientas provistas por la cátedra

En este caso lo dejaremos para el planteo del alumno, no obstante, se deberá tomar cada valor de momento y/o corte, aplicar las expresiones de armadura de flexión y corte para vigas, encontrar el valor de cálculo, y adoptar una serie de barras que cumplan con todos los requisitos reglamentarios.

Para no complicar este paso, daremos un ejemplo con una viga de borde, donde podemos seguir los pasos en forma manual para encontrar las armaduras.

6.3.3. Viga V51

Si bien esta viga es continua con V52, nuestro criterio de proyecto puede considerarla como simplemente apoyada. Depende de cada calculista, las herramientas de cálculo con las que cuente, la mano de obra que ejecute el doblado propuesto, etc.

Para nuestro caso, si la consideramos continua, y es así que el programa nos da:

Momento
y corte
para el estado combinado C1 (ver 6.2.)

Se aprecia que en apoyo derecho de V51 hay un momento negativo que nos indica la continuidad con la viga V52 siguiente

Otra vez, como en el caso anterior el nro 52 de arriba es la numeración de la barra que nos da el software y el V51 es el que le dimos en el proyecto (cualquier nombre)

El dimensionado con el software es

Resultados de Diseño – Viga V51

Diseño preliminar de Hormigón Armado

Norma de diseño: ACI 318-05 – EQUIVALENTE CIRSOC 201 - Año 2005

Estados considerados: son los que propone, entre otros más, el reglamento para el dimensionado.

C2= 1.4CM+1.4MU

C3= 1.2CM+1.6SC+1.2MU

VIGAS

VIGA ID	A.izq [cm2]	A.cent [cm2]	A.der [cm2]	P.I.izq [m]	P.I.der [m]	PIEL [cm2]	Sep. Estribos [cm]			TIPO	Mmin/max [Ton'm]	V [Ton] T [Ton'm]	Long [m]	
							Barra	IZQ.	CENT.					DER.
52	Viga 18x40													
SUP:	0.00	0.00	2.23	0.00	2.17	0.00	T6	18.50	18.50	18.50	U	1.64	4.87	2.83
INF:	0.00	1.60	0.00	0.00	2.17							-2.60	0.02	

En resumen, la viga V51 necesita 1.60 cm² en el tramo, en el apoyo de V51-V52 precisa 2.23 cm². Con respecto a los estribos propone estribos abiertos tipo U, Ø6c/18.5 cm.

Ahora, con las herramientas provistas por la cátedra

Como siempre tenemos que llegar a un esquema estático con las cargas en la viga y emplear una tabla donde nos indique los esfuerzos en función de la carga, la longitud entre apoyos y las condiciones de apoyo.

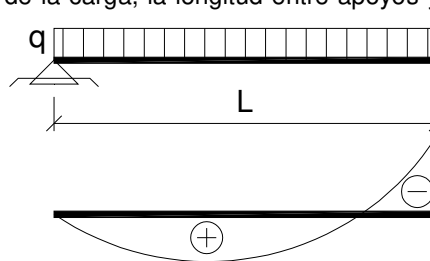
De una tabla de viga podemos extraer

$$M_{\text{máx}+} = q \cdot L^2 / 14$$

$$M_{\text{máx}-} = - q \cdot L^2 / 8$$

$$Q_{\text{máx}} = 5/8 q \cdot L$$

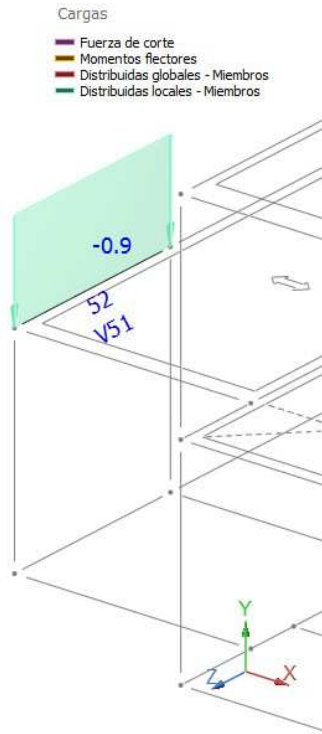
Con L = 2.83 m (ver Plano)



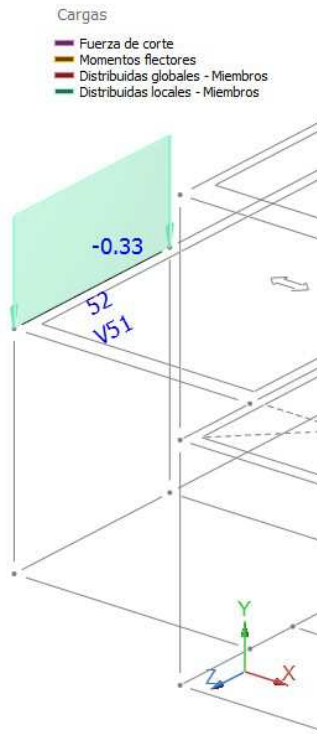
La carga q en nuestro caso surge de tomar todas las cargas que llegan a la viga V51, el peso propio desde luego, el peso del muro, y la carga muerta + sobrecarga que viene de la losa que se apoya en esta viga.

Esta parte del análisis de cargas en vigas está descripta y fue realizada en el tp de vigas, en resumen, tenemos:

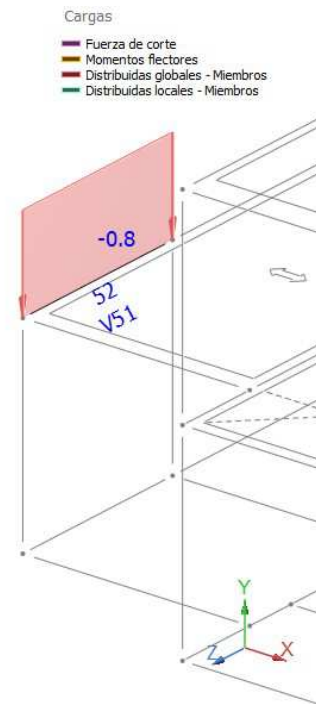
Carga muerta



Sobrecarga



Muros



La carga q a tomar es.

$$q = 0.90 \text{ t/m} + 0.33 \text{ t/m} + 0.80 \text{ t/m} + 0.18\text{m} \times 0.40\text{m} \times 2.4\text{t/m}^3 \text{ (peso propio viga)} = 2.20 \text{ t/m}$$

Ahora bien, los esfuerzos son:

$$M_{\text{máx}+} = q \cdot L^2 / 14 = 2.20 \text{ t/m} \times (2.83 \text{ m})^2 / 14 = 1.26 \text{ tm (similar al software)}$$

$$M_{\text{máx}-} = -q \cdot L^2 / 8 = -2.20 \text{ t/m} \times (2.83 \text{ m})^2 / 8 = -2.20 \text{ tm (similar al software)}$$

$$Q_{\text{máx}} = 5/8 q \cdot L = 5/8 \times 2.20 \text{ t/m} \times 2.83 \text{ m} = 3.89 \text{ t (similar al software)}$$

El dimensionado con las expresiones de vigas resulta

$$\text{Momento positivo: } A[\text{cm}^2] = \frac{1.75 \times 1.26 \text{ tm}}{0.9 \times 0.38 \text{ m} \times 4.2 \text{ t/cm}^2} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Se adopta $3\emptyset 10 = 2.35 \text{ cm}^2$. (Resto de verificaciones a realizar por el alumno).

$$\text{Momento negativo: } A[\text{cm}^2] = \frac{1.75 \times 2.20 \text{ tm}}{0.9 \times 0.38 \text{ m} \times 4.2 \text{ t/cm}^2} = 2.68 \text{ cm}^2$$

Se adopta $2\emptyset 10 + 1\emptyset 12 = 2.70 \text{ cm}^2$. (Resto de verificaciones a realizar por el alumno).

Para el corte se transcribe el dimensionado según las planillas dispuesta por la cátedra.

Tensión básica de corte: $\tau = Q_{\max} / (0.85 \times b_o \times h)$ $\tau_{012} [\text{Kg/cm}^2] = 7.5$

Recubrimiento libre: **2.0 cm**

Sección	b_o [cm]	d [cm]	$Q_{\max}$ [t]	τ_o [Kg/cm ²]	τ [Kg/cm ²]	Estado
1	18.0	40.0	3.89	6.69	2.68	armadura mínima

$$\tau_{02} [\text{Kg/cm}^2] = 18$$

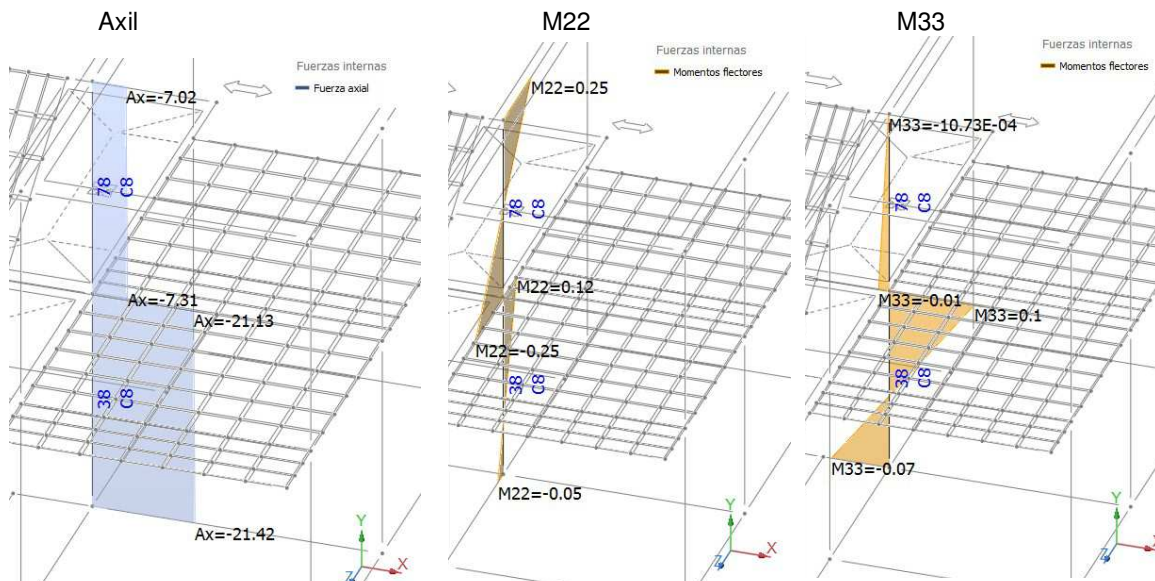
$$\sigma_s = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$T' = \tau \times b_o$ [Kg/m]	T' / σ_s [cm ² /m]	Cant. ramas	Se disponen estribos			verifica
			$\varnothing$ [mm]	sep. [cm]	Área [cm ² /m]	
4817	2.01	2	6	c/ 18	1.57 x rama	

6.3.4. Columna C8

Esta resulta ser la columna más cargada de nuestra vivienda.

Adoptaremos una columna de dimensiones y armadura mínima, y si verifica, tomaremos el resto de las columnas de igual sección y barras.



Para el nivel en estudio, sólo dimensionaremos la columna C8 en planta baja con el axil, pero debemos recordar que los esfuerzos asociados están presentes, tanto los momentos en las dos direcciones, como el corte y eventualmente la torsión. Tenerlos en cuenta depende del proyectista, la magnitud de los mismos, y cómo en definitiva, va a estar armado este elemento para tomar dichos esfuerzos.

Para una columna de 20x20 con 4Ø12, y el axil de 21.42 t se tiene:

$$N' = \frac{400 \text{ cm}^2 \times 150 \text{ kg/cm}^2 + 4.52 \text{ cm}^2 \times 3.800 \text{ kg/cm}^2}{2.5} = 30.87 \text{ t} > 21.42 \text{ t VERIFICA}$$

2,5

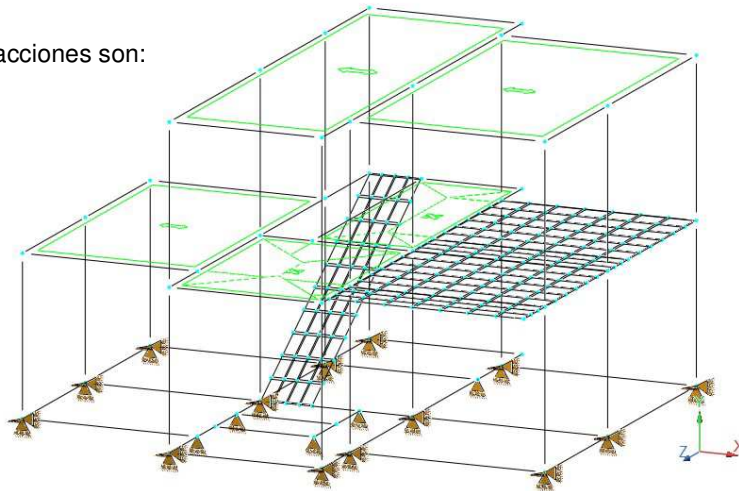
6.3.5. Base de columna C8

Para esta base, teniendo en cuenta su peso propio, adoptamos una carga a transmitir al suelo de un 10% mayor que la reacción en el apoyo correspondiente, que es más grande que el axil de C8, debido a la carga que le transmiten las vigas de fundación que llegan a esa base.

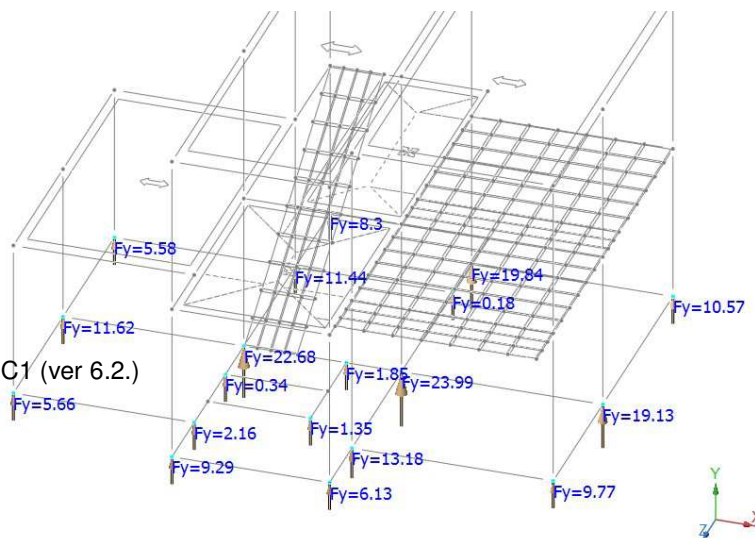
Nota: las reacciones las podemos obtener en forma manual por áreas tributarias, asignando una carga por piso de valor entre 0.6 a 1.0 t/m², dependiendo del tipo de estructura y la cantidad de muros en las losas que afectan a cada área de carga.

Según el programa, las reacciones son:

Disposición de apoyos



Reacciones para el estado combinado C1 (ver 6.2.)



Entonces para esta base la carga es de $1.1 \times 23.99 \text{ t} = 26.4 \text{ t}$.

En las conclusiones del estudio de suelos, recomendaba fundar a 3.00 m con una tensión admisible de $2.1 \text{ Kg/cm}^2 = 21 \text{ t/m}^2$.

Con lo cual nuestra base B8 tendrá una superficie en planta de: $\text{Sup} = 26.4 \text{ t} / 21 \text{ t/m}^2 = 1.26 \text{ m}^2$.

Tomando una base centrada cuadrada, el lado será: $\text{lado base} = \sqrt{1.26 \text{ m}^2} = 1.12 \text{ m}$

Adoptamos una base de 1.20mx1.20m.

Para completar con el dimensionado de la base, debemos chequear su altura, que será función de dos requisitos a verificar, PUNZONADO Y RIGIDEZ.

Una vez definida la geometría de la base se procede con el dimensionado.