

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



TESIS DE GRADO

VOLUMEN I

**ESTUDIO DE CARGAS Y
PROCEDIMIENTO DE METRADOS**

RAUL J. DELGADO SAYAN

PROMOCION 1966

LIMA-PERÚ

1966

A MIS PADRES

A MIS MAESTROS

Mi agradecimiento por las
enseñanzas recibidas .

Mi profundo y sincero agradecimiento al
Sr. Dr. Ing. RICARDO YAMASHIRO K. y
al Ing° BERNARDO FERNANDEZ V. por
sus consejos y asesoramiento en esta tesis

**Mi agradecimiento a las señoritas
GLADYS FURUZAWA REYES y
MARTA LOSTAUNAU GUIBCVICH
por su dedicación en el trabajo
mecnográfico**

INDICE

	Página
- INTRODUCCION	
- ESPECIFICACIONES	1
- DIMENSIONAMIENTO EN VIGAS	2
- METRADO DE CARGAS PARA ALIGERADOS	24
- METRADO DE CARGAS SOBRE VIGAS	30
- DIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS EN COLUMNAS	100
- METRADOS DE CARGAS EN LA CAJA DEL ASCENSOR	165

INTRODUCCION

Interesado en el estudio tanto de las cargas como del Diseño Antisísmico en la construcción, me he permitido realizar el presente trabajo en dos partes; el I Volumen en el que serán considerados el dimensionamiento y evaluación de cargas preferentemente y el II Volumen donde trataré el problema de Diseño Antisísmico, dando especial énfasis al problema de la interacción de muros y pórticos, así como la solución y estudio comparativo de los 3 métodos de análisis que considero más adecuados.

En esta primera parte deseo presentar en una forma sencilla los criterios básicos y funcionales para una evaluación de las cargas que comunmente se presentan en edificaciones y que dado el gran número de normas existentes en distintos países, provoca en el profesional cierto desconcierto en un punto decisivo para el diseño más económico y ventajoso de un proyecto.

En lo referente a dimensionamiento, he tratado en lo posible de respetar las dimensiones que la estética arquitectónica me imponía y uniformar al máximo para aprovechar el repetido uso de las formas, logrando así obtener una apreciable ventaja económica en una de las principales partidas del presupuesto, cual es la de encofrados, equivalente aproximadamente a la suma de los costos por concreto y acero, en edificios comunes. El trabajo en esta parte estará encaminado a una rápida comprobación de la factibilidad de estas dimensiones.

En la evaluación de cargas, he tratado de tomar como ideas lo que considero como aporte de los reglamentos de edificación consultados y que aparecen en la bibliografía; así podría anotar:

- El uso de la reducción de sobrecargas en vigas recomendado por el "Uniform Building Code".
- Para el metrado de columnas en los niveles superiores se usan los coeficientes de flexión dados por el Uniform Building Code. Este criterio se cambió en los niveles inferiores por considerar más adecuado y seguro el uso de los diagramas de interacción.
- Se usan los coeficientes acumulativos de reducción de sobrecargas en columnas propuestos por el Reglamento Español.
- Se propone un factor de amplificación en el metrado de cargas de estructuras críticas sísmicamente, tal es el caso de los tanques elevados.

Así mismo se presentan modelos de tabulación de valores obtenidos que permitan en cualquier momento revisar la carga a la que se encuentra sometido cualquier elemento de la edificación.

ESPECIFICACIONES

Distancias entre ejes :

Horizontales : 7.45 y 7.45 mts. (1 - 2 - 3 - 4 - 5)

Verticales Volado de 2.30, 4 tramos de 6.10 m. y volado de 2.30 mts.
(A - B - C - D - E)

Alturas Totales :

Primer Piso : 3.05 mts. (piso a piso)

Piso típico : 3.05 mts. " " ; sótano 2.85 mts.

Tabiques divisorios de ladrillo hueco de 10 cms. (espesor en bruto). (Acabado 200kgs/cm²). Fachada de ladrillo hueco cabeza (360 kgs./m²).

Sobrecargas a considerarse :

En azotea : 100 kgs/m² (servicio)

Pisos típicos: 250 kgs/m² (servicio)

Escaleras : 450 kgs/m² (servicio)

Esfuerzo admisible del terreno para cimentar 4 kgs/cm².

Dimensionamiento de Vigas

Escogeremos los peraltes de cada viga, teniendo en cuenta la luz y la función que va a desempeñar en el edificio. Para nuestro caso, en el cual vamos a tener simplemente oficinas con ρ de 250 kgs/m².; podemos considerar para peralte de nuestras vigas, como caso general $1/11 L$ entre apoyos.

El ancho (b) lo formaremos de acuerdo al ancho de la franja de influencia (B) - (como una primera aproximación).

$$b = \frac{B}{20} \quad (1)$$

En el caso de vigas exteriores B lo incrementaremos en un 20%.

Para cambiar de dimensiones sin alterar la cuantía, podemos usar la fórmula :

$$b_o = b_o h_o^2 \quad (2)$$

Usaremos: (para vigas)

Peraltes

Vigas principales y de Arriostre en azoteas = $\frac{L}{15}$ (cms.)

Vigas principales y de Arriostre en Pisos típicos $h_o = \frac{L}{11}$ (cms.)

Los anchos de vigas se determinarán usando la fórmula (1) y la (2) eventualmente, en caso que se quisiera hacer algún cambio.

Nomenclatura a usar :

Vigas de Azotea : V A
Vigas del Piso Típico : VPT
Vigas del Sótano : VS

I DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Vigas de la Azotea :

Vigas Principales de Arriostre y Secundarias

VAA' (3 - 1) y VAE' (3 - 1)

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{745}{15} = 50 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{1.2 \times 115}{20} = 6.9 \text{ cms.}$$

$$h_o = 20 \text{ cms.}$$

$$b_o = b_o \left(\frac{h_o}{h} \right)^2 = 6.9 \left(\frac{50}{20} \right)^2 = 6.9 (2.5)^2 = 43.1 \text{ cms.}$$

Escogeremos 50 x 20

por uniformizar con los otros pisos.

VAA (3 - 1) y VAE (3 - 1)

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{745}{15} = 50$$

$$b_o = \frac{(115 + 305)}{20} = \frac{420}{20} = 21$$

basándonos en las dimensiones de arquitectura , escogeríamos

30 x 60

VA B (3 - 1) y VA D (3 - 1)

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{745}{15} = 50 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{610}{20} = 30.5$$

podemos adoptar para estas vigas 30 x 60

(respetando la arquitectura)

VAC (3 - 2'), VAC (2' - 2), VAC (1 - 2)

A pesar de ser vigas de tramos distintos, convendría uniformizarlas con ese mismo pórtico y con respecto a las demás, es decir lo que mandaría VAC 1 - 2

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{745}{15} = 50 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{610}{20} = 30.5 \text{ cms.}$$

adoptaremos 30 x 60 cms. (respetando la arquitectura)

VAI (A' - E'), VA 3 (A' - E')

Los tramos de los volados, por uniformizarlos con los demás los trataré al igual que los tramos interiores de mayor luz.

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{610}{15} = 40.75 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{7.45}{2} \times 1.2 = \frac{377.5 \times 1.2}{20} = 22.6 \text{ cms.}$$

adoptaremos 25 x 50 cms. (por arquitectura)

VA2 (A' - E')

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{610}{15} = 40.75 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{745}{20} = 37.20 \text{ cms.}$$

El corte transversal de arquitectura permite un peralte de 50 cms.

$$h_i = 50 \text{ cms.}$$

$$b_o h_o^2 = b_i h_i^2$$

$$b_i = b_o \frac{(h_o)^2}{h_i} = 37.20 \frac{(40.75)^2}{50} = 24.80 \text{ cms.}$$

podríamos usar 25 x 50 cms.

VAC (3 - 4) y VAD (3 - 4)

Por uniformizar, las trataremos juntas a pesar de las diferencias pequeñas que pueden haber en anchos colaborantes.

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{287.5}{15} = 19.1 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{375 \times 1.2}{20} = 22.5 \text{ cms.}$$

VAC (3 - 4)

Por arquitectura se usará 0.30 x 0.40 (invertida)

VAD (3 - 4)

Por arquitectura se usará 0.30 x 0.40

VA 4 (C' - D')

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{440}{15} = 29.4 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{162.5 + \frac{380}{2}}{20} = \frac{162.5 + 190}{20} = \frac{352.5}{20} = 17.6 \text{ cms.}$$

Por arquitectura usaremos 25 x 45 cms.

VA 5 (C' - D')

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{440}{15} = 29.4 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{215 \times 1.2}{20} = 13 \text{ cms.}$$

Por arquitectura usaremos 25 x 40 cms.

VA 2' (C' D)

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{275}{15} = 18.3 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{\frac{215}{2} + \frac{480}{2}}{20} = \frac{107.5 + 240}{20} = \frac{347.5}{20} = 17.4 \text{ cms.}$$

Por arquitectura usaremos 25 x 50 cms.

VAC' (4 - 5) y VAD'' (4 - 5)

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{380}{15} = 25.4 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{4.40 \times 1.2}{20} = 26.4 \text{ cms.}$$

Por arquitectura $h = 40 \text{ cms.}$ $b = 25 \text{ cms.}$

$$h_i^2 = \frac{h_o}{b_i} h^2 = \frac{26.4}{25} (25.4)^2 \quad h_i = 26 \text{ cms.}$$

usaremos 25 x 40 cms.

VAC'' (4 - 5) y VAD' (4 - 5)

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{380}{15} = 25.4 \text{ cms.} \quad b_o = \frac{340}{20} = 17 \text{ cms.}$$

Utilizaremos una viga plana; por consiguiente, $h_i = 20 \text{ cms.}$

$$b_i = b_o \left(\frac{h_o}{h_i} \right)^2 = 17.0 \left(\frac{25.4}{20} \right)^2 = 28.2 \text{ cms.}$$

usaremos 40 x 20 cms.

VA 4' (C'' - D'), VA 4'' (C'' - D'), VA 5' (C'' - D')

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{320}{15} = 21.3 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{150}{20} = 7.5 \text{ cms.}$$

Utilizaremos una viga plana; por consiguiente $h_1 = 20$ cms.

$$b_1 = \frac{7.5 (21.3)^2}{20} = 9 \text{ cms.}$$

por comodidad $b = 25$ cms.

usaremos 25×20 cms.

VAC" (4' - 4")

por ser muy pequeña usaremos 25×20 cms.

Vigas del Piso Típico (2° al 7°)

Vigas Principales, de Arriestre y Secundarias

VTA' (3 - 1) y VTE' (3 - 1)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{745}{11} = 67.6 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{1.2 \times 1.15}{20} = 6.9 \text{ cms.}$$

por arquitectura se nos obliga $h_1 = 20$ cms.

$$b_1 = \frac{b_o (h_o)^2}{h_1} = \frac{6.9 (67.6)^2}{20} = 79 \text{ cms.}$$

por uniformizar usaremos 50×20 cms.

VTA (3 - 1) y VTE (3 - 1)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{745}{11} = 67.6 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{(115 + 305)}{20} = \frac{420}{20} = 21.0 \text{ cms.}$$

por uniformizar para $h_1 = 60$

$$b_1 = \frac{b_o (h_o)^2}{h_1} = \frac{21 (67.6)^2}{60} = 26.6 \text{ cms.}$$

usaremos 30×60 cms.

VTB (3 - 1) y VTD (3 - 1)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{745}{11} = 67.6 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{610}{20} = 30.5 \text{ cms.}$$

Por uniformizar usaremos 30 x 60 cms.

VTC (3 - 2') VTC (2' - 2) VTC (1 - 2)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{745}{11} = 67.6 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{610}{20} = 30.5 \text{ cms.}$$

Por la misma razón de VTB (3 - 1) y VTD (3 - 1) usaremos 30 x 60 cms.

VT 1 (A' - E'), VT 3 (A' - E')

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{610}{11} = 55.5 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{\frac{745}{2} \times 1.2}{20} = \frac{377.5 \times 1.2}{20} = 22.6 \text{ cms.}$$

para $b_i = 25 \text{ cms.}$

$$h_i^2 = \left(\frac{b_o}{b_i} \right) h_o^2 = h_i^2 \left(\frac{22.6}{25} \right) 55.5^2 = 2780$$

$$h_i = 52.6 \text{ cms.}$$

Por arquitectura usaremos:

25 x 50 cms. -

VT 2 (A - E')

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{610}{11} = 55.5 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{745}{20} = 37.20 \text{ cms.}$$

Por uniformizar usaremos: 25 x 50 cms.

VTC 4 - 3

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{287.5}{11} = 26 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{375 \times 1.2}{20} = 22.5 \text{ cms.}$$

Para $b_i = 30 \text{ cms.}$

$$h_i^2 = \frac{b_o}{b_i} h_o^2 = \frac{22.5}{30} (26)^2 = 507.5$$

$$h_i = 22.5 \text{ cms.}$$

Conviene usar una viga invertida de $0.30 \times 0.40 \text{ cms.}$

VTD 4 - 3

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{287.5}{11} = 26 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{375 \times 1.2}{20} = 22.5 \text{ cms.}$$

Por arquitectura usaremos $0.30 \times 0.40 \text{ cms.}$

VT 4 (C' - D'')

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{440}{11} = 40 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{162.5 + \frac{380}{2}}{20} = \frac{162.5 + 190}{20} = \frac{352.5}{20} = 17.6 \text{ cms.}$$

Por arquitectura y para uniformizar, usaremos $25 \times 50 \text{ cms.}$

VT 5 (C' - D'')

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{440}{11} = 40 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{215 \times 1.2}{20} = 13 \text{ cms.}$$

Por comodidad $b = 25 \text{ cms.}$ Por arquitectura $h = 40 \text{ cms.}$

Usaremos $25 \times 40 \text{ cms.}$

VT 2' (C' - D)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{275}{11} = 25 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{\frac{215}{2} + \frac{480}{2}}{20} = \frac{347.5}{20} = 17.4 \text{ cms.}$$

Por arquitectura usaremos: 25 x 40 cms.

VTC' (4 - 5) y VTD'' (4 - 5)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{380}{11} = 34.60 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{440 \times 1.2}{20} = 26.4 \text{ cms.}$$

$$h_i = 40.00 \text{ (por arquitectura)}$$

$$b_i = \frac{b_o (h_o)^2}{h_i} = \frac{26.4 (34.6)^2}{40.0} = 19 \text{ cms.}$$

Por arquitectura usaremos :

25 x 40 cms.

VTC'' (4 - 5) y VTD' (4 - 5)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{380}{11} = 34.5 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{340}{20} = 17.0 \text{ cms.}$$

Utilizaremos una viga plana, por consiguiente $h_i = 20 \text{ cms.}$

$$b_i = \frac{b_o (h_o)^2}{h_i} = \frac{17.0 (34.5)^2}{20} = 50 \text{ cms.}$$

usaremos 50 x 20 cms.

VT 4' (C'' - D''), VT 4'' (C'' - D'), VT5' (C'' - D')

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{320}{11} = 29 \text{ cms.} \quad b_o = \frac{150}{20} = 7.5 \text{ cms.}$$

Utilizaremos una viga plana; por consiguiente, $h_i = 20 \text{ cms.}$

$$b_1 = b_0 \left(\frac{h_0}{h_1} \right)^2 = 7.5 \left(\frac{29}{20} \right)^2 = 15.8 \text{ cms.}$$

por comodidad usaremos

25 x 20 cms.

VTC" (4' - 4")

Por ser muy pequeña, usaremos las dimensiones mínimas de una viga plana.

25 x 20 cms.

Vigas del Primer Piso

Vigas Principales de Arriostre y Secundarias.

VIA' (3 - 1) y VIE' (3 - 1)

$$h_0 = \frac{L}{11} = \frac{745}{11} = 67.6 \text{ cms.}$$

$$b_0 = \frac{1.2 \times 115}{20} = 6.9 \text{ cms.}$$

Por arquitectura usaremos $h_1 = 70.0 \text{ cms.}$

$b_0 = 30 \text{ cms.}$ usaremos $30 \times 70 \text{ cms.}$

VIA (3 - 1) y VIE (3 - 1)

$$h_0 = \frac{L}{11} = \frac{745}{11} = 67.6 \text{ cms.}$$

$$b_0 = \frac{(115 + 305)}{20} = \frac{420}{20} = 21.0 \text{ cms.}$$

para $h = 60 \text{ cms.}$

$$b_1 = b_0 \left(\frac{h_0}{h_1} \right)^2 = 21 \left(\frac{67.6}{60} \right)^2 = 26.6 \text{ cms.}$$

usaremos $30 \times 60 \text{ cms.}$

VIB (3 - 1) y VID (3 - 1)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{745}{11} = 67.6 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{610}{20} = 30.5 \text{ cms.}$$

por uniformidad usaría 30 x 60 cms.

VIC (3 - 2') , VIC (2' - 2) , VIC (1 - 2)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{745}{11} = 67.6 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{610}{20} = 30.5 \text{ cms.}$$

por la misma razón anterior
usaremos 30 x 60 cms.

VII (A' - E') VI3 (A' - C) , VI3 (D - E')

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{610}{11} = 55.5 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{\frac{745}{2} \times 1.2}{20} = 22.6 \text{ cms.}$$

por arquitectura usaremos 30 x 70 cms.

VI3 (C' - D)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{275}{11} = 25$$

$$b_o = \frac{\frac{275}{2} + \frac{745}{2}}{20} = \frac{137.5 + 372.5}{20} = \frac{510}{20} = 25.6 \text{ cms.}$$

por arquitectura usaremos 30 x 40 cms.

VI2' (C' - D) y VI 2'(C - C')

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{275}{11} = 25 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{\frac{190}{2} + \frac{480}{2} + 25}{20} = \frac{95 + 240 + 25}{20} = \frac{360}{20} = 18.0 \text{ cms.}$$

por arquitectura usaremos 25 x 40 cms.

V12 (A - E')

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{610}{11} = 55.5 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{745}{20} = 37.20 \text{ cms.}$$

por uniformizar con los otros pisos podremos usar,

25 x 40 cms.

VIC (4 - 3)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{287.5}{11} = 26 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{375 \times 1.2}{20} = 22.5$$

Para $b_1 = 30 \text{ cms.}$

$$h_1^2 = \frac{b_o}{b_1} h_o^2 = \frac{22.5}{30} (26)^2 = 507.5$$

$$h_1 = 22.5 \text{ cms.}$$

usaremos 30 x 40 cms. (invertida)

VIC (4 - 3)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{287.5}{11} = 26 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{375 \times 1.2}{20} = 22.5 \text{ cms.}$$

por arquitectura usaremos 30 x 70 cms.

V14 (C' - D'')

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{440}{11} = 40 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{162.5 + \frac{380}{2}}{20} = \frac{352.5}{20} = 17.6 \text{ cms.}$$

por arquitectura usaremos 25 x 50 cms.

V 15 (C' - D'')

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{440}{11} = 40 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{162.5 + \frac{380}{2}}{20} = 17.6 \text{ cms.}$$

por arquitectura usaremos 25 x 40 cms.

V1C' (4 - 5), VID' (4 - 5)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{380}{11} = 34.60 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{440 \times 1.2}{20} = 26.4 \text{ cms.}$$

por arquitectura usaremos 25 x 70 cms.

VID' (4 - 3)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{287.5}{11} = 26 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{135 \times 1.2}{20} = 8.1 \text{ cms.}$$

por arquitectura $h_1 = 70 \text{ cms.}$

usaremos 15 x 70 cms.

V1C'' (4 - 5) y VID' (4 - 5)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{380}{11} = 34.5 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{340}{20} = 17 \text{ cms.}$$

utilizaremos una viga plana ; $h_1 = 20$ cms.

$$b_1 = b_o \frac{(h_o)^2}{h_1} = 17 \times \frac{(34.5)^2}{20} = 50 \text{ cms.}$$

usaremos 50×20 cms.

V14' (C'' - D'), V14'' (C'' - D'); V15 (C'' - D'')

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{320}{11} = 29 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{150}{20} = 7.5 \quad \text{utilizaremos una viga plana ; } h_1 = 20$$

$$b_1 = b_o \frac{(h_o)^2}{h_1} = 7.5 \frac{(29)^2}{20} = 15.8 \text{ cms.}$$

por comodidad $b = 25$ cms.

usaremos 25×20 cms.

V1C'' (4' - 4'')

Por ser una viga muy pequeña, usaremos las dimensiones mínimas para viga plana .

25×20 cms.

Vigas del Octavo Piso.

Vigas Principales y de Arriostre.

V 8 D (2' - 3)

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{128.3}{15} = 8.6 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{1.2 \times \frac{260}{2}}{20} = \frac{1.2 \times 130}{20} = 8 \text{ cms.}$$

por comodidad escogeremos $b_o = 25$ cms.

$h = 30$ cms.

25×30 cms.

V 8 2' (C' - D)

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{245}{15} = 16.3 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{1.2 \times \frac{265}{2}}{20} = \frac{1.2 \times 132}{20} = 8.0 \text{ cms.}$$

por comodidad y uniformizar, escogeremos

25 x 30 cms.

V 8 C (2' - 3)

$$L = \frac{480}{15} = 32.0 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{1.2 \times 60}{20} = 3.6 \text{ cms.}$$

como esta viga nos va a servir de dintel a la puerta, la arquitectura nos obliga a usar

25 x 40 cms.

Vigas del Noveno Piso.

Vigas Principales y de Arriostre.

V 9 D (2' - 3)

$$h_o = 8.6 \text{ cms (igual que V 8 D 2' - 3)}$$

$$b = \frac{590 \times 1.2}{20} = 35.8 \text{ cms.}$$

por arquitectura conviene $b_1 = 25 \text{ cms.}$

$$h_1^2 = h_o^2 \left(\frac{b_o}{b_1} \right) = \frac{8.6^2 (35.8)}{25} = 106$$

$$h_1 = 10.3 \text{ cms.}$$

por arquitectura, para que esta viga sirva de dintel a dos ventanas, (ver elevación oeste) usaremos $h = 50 \text{ cms.}$

25 x 50 cms.

V 9 2 (C - D)

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{310}{15} = 20.6 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{1.2 \times 240}{20} = 14.4 \text{ cms.}$$

Para que nos sirva de dintel a dos ventanas, por arquitectura usaremos $h = 50\text{cms.}$

25 x 50 cms.

V 9 C (2' = 3)

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{480}{15} = 32.0 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{610 \times 1.2}{20} = 36.6 \text{ cms.}$$

Por arquitectura $b_1 = 25 \text{ cms.}$

$$h_1^2 = h_o^2 \left(\frac{h_o}{b_1} \right) = 32^2 \left(\frac{36.6}{25} \right) = 1500$$

$$h_1 = 38.7 \text{ cms.}$$

Como no tenemos limitación de arquitectura para el peralte, usaremos para esta viga,

25 x 40 cms.

Vigas del Sótano

Vigas Principales de Arriostre y Secundarias.

V 5 4 (C - D)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{440}{11} = 40 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{\frac{150}{2} + \frac{380}{2}}{20} = \frac{75 + 190}{20} = \frac{265}{20} = 13.25 \text{ cms.}$$

Por recibir la viga del descanso de la escalera y respetar arquitectura, ampliaremos el peralte a $h = 50 \text{ cms.}$; por comodidad $b = 25 \text{ cms.}$

Nuestra viga será de

25 x 50 cms.

V S 4' (C' - D') y V S 4" (C' - D')

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{240}{11} = 21.8 \text{ cms.}$$

factor 2 del autor por tener un hueco al otro lado.

$$b_o = \frac{\frac{150}{2}}{20} \times 2 = \frac{150}{20} = 7.5 \text{ cms.}$$

Por el hecho de ser éstas vigas de una losa, consideraremos la facilidad y la economía constructiva que significaría hacerlas vigas planas de llenado solidario y monolíticas con la losa. Por lo tanto, escogeremos una losa de 20 cms., ya que no sería conveniente tener menos porque tendríamos que bajar el peralte a unas vigas que van a recibir tabiquería de ladrillo, consideraremos

$$h = 20 \text{ cms.}$$

Por comodidad en estas vigas, $b = 25 \text{ cms.}$

Escogeremos

$$25 \times 20 \text{ cms.}$$

V S C" (4 - 5)

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{380}{11} = 34.6 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{\frac{410}{2} + \frac{240}{2}}{20} = \frac{205 + 120}{20} = \frac{325}{20} = 16.25 \text{ cms.}$$

Por la misma razón anterior

$$h_1 = 20 \text{ cms.}$$

$$b_1 = b_o \left(\frac{h_o}{h_1} \right)^2 = 16.25 \left(\frac{34.6}{20} \right)^2 = 48.75 \text{ cms.}$$

Escogeremos

$$50 \times 20 \text{ cms.}$$

V S D' (4 - 5)

A pesar de estar esta viga menos cargada que la V S C' (4 - 5) por uniformizar ,
la consideraremos igual

50 x 20 cms.

V S C' (5' - 4')

$$h_o = \frac{L}{11} = \frac{80}{11} = 7.28 \text{ cms.}$$

$$b_o = \frac{410}{20} \times 2 = 20.5 \text{ cms.}$$

factor 2 del autor, por tener hueco al otro lado.

Consideraremos por arquitectura

25 x 25 cms.

V S D'' (5' - 4')

A pesar de estar esta viga menos cargada que la V S C' (5' - 4'), por uniformizar

25 x 25 cms.

V S 2' (C' - D)

Por arquitectura usaremos

25 x 40 cms.

V S C' (4' - 4'')

Viga plana de dimensiones mínimas

25 x 20 cms.

CUADRO DE DIMENSIONAMIENTO PREVIO DE VIGAS (# 1)

Niveles: Octavo (23.35) y Noveno (25.95)

Nombre de Viga	Nivel	Tipo de Viga	Eje de Ubicación	Tramo	Dimensiones (cms)
V9 C (2' - 3)	9	Principal	C	2' - 3	25 x 40
V9 D (2' - 3')	9	Principal	D	2' - 3'	25 x 50
V9 2' (C - D)	9	Secundaria	2'	C - D	25 x 50
V8 C (2' - 3)	8	Principal	C	2' - 3	25 x 40
V8 D (2' - 3')	8	Principal	D	2' - 3'	25 x 30
V8 2' (C' - D)	8	Secundaria	2'	C' - D	25 x 30

CUADRO DE DIMENSIONAMIENTO PREVIO DE VIGAS (# 2)

Nivel : Azotea (21.90 mts.)

Nombre de Viga	Nivel	Tipo de Viga	Eje de Ubicación	Tramo	Dimensiones (cms)
VAA 3 - 1	A	Principal	A	3 - 1	30 x 60
VAB 3 - 1	A	Principal	B	3 - 1	30 x 60
VAC 3 - 2'	A	Principal	C	3 - 2'	30 x 60
VAC 2' - 2'	A	Principal	C	2' - 2	30 x 60
VAC 2 - 1	A	Principal	C	2 - 1	30 x 60
VAD 3 - 1	A	Principal	D	3 - 1	30 x 60
VAE 3 - 1	A	Principal	E	3 - 1	30 x 60
VAC 4 - 3	A	Principal	C	4 - 3	30 x 40 (l)
VAD 4 - 3	A	Principal	D	4 - 3	30 x 40
VA4 C' - D''	A	Arriostre y Princip.	4	C' - D''	25 x 45
VA5 C' - D''	A	Arriostre y Princip.	5	C' - D''	25 x 40
VAD' 4 - 5	A	Principal	D'	4 - 5	40 x 20
VAC'' 4 - 5	A	Princ.-Sec	C''	4 - 5	40 x 20
VA 1 A' - E'	A	Arriostre	1	A' - E'	25 x 50
VA 2 A' - E'	A	Arriostre	2	A' - E'	25 x 50
VA 3 A' - E'	A	Arriostre	3	A' - E'	25 x 50
VAA' 3 - 1	A	Secundaria	A'	3 - 1	50 x 20
VAE' 3 - 1	A	Secundaria	E'	3 - 1	50 x 20
VA 2' C' - D	A	Secundaria	2'	C' - D	25 x 50
VAC' 4 - 5	A	Secundaria	C'	4 - 5	25 x 40
VAD'' 4 - 5	A	Secundaria	D''	4 - 5	25 x 40
VA 4' C'' - D'	A	Secundaria	4'	C'' - D'	25 x 20
VA 4'' C'' - D'	A	Secundaria	4''	C'' - D'	25 x 20
VA 5' C'' - D'	A	Secundaria	5'	C'' - D'	25 x 20
VAC'' 4' - 4''	A	Secundaria	C''	4' - 4''	25 x 20

Nota: (l) invertida

[Faint stamp or signature in the bottom right corner]

CUADRO DE DIMENSIONAMIENTO PREVIO DE VIGAS (# 3)

Niveles : Piso típico Del 2° al 6° piso (18.85 - 15.80 - 12.75 - 9.70 - 6.65) son cinco

Nombre de Viga	Nivel	Tipo de Viga	Eje de Ubicación	Tramo	Dimensiones (cms)
VTA 3 - 1	T	Principal	A	3 - 1	30 x 60
VTB 3 - 1	T	Principal	B	3 - 1	30 x 60
VTC 3 - 2	T	Principal	C	3 - 2	30 x 60
VTC 2 - 1	T	Principal	C	2 - 1	30 x 60
VTD 3 - 1	T	Principal	D	3 - 1	30 x 60
VTE 3 - 1	T	Principal	E	3 - 1	30 x 60
VTC 4 - 3	T	Principal	C	4 - 3	30 x 40 (I)
VTD 4 - 3	T	Principal	D	4 - 3	30 x 40
VT4 C' - D''	T	Principal	4	C' - D''	25 x 50
VT5 C' - D''	T	Principal	5	C' - D''	25 x 40
VT D' 4 - 5	T	Principal	D'	4 - 5	50 x 20
VT C'' 4 - 5	T	Princ.-Sec.	C''	4 - 5	50 x 20
VT1 A' - E'	T	Arriostre	1	A' - E'	25 x 50
VT2 A' - E'	T	Arriostre	2	A' - E'	25 x 50
VT3 A' - E'	T	Arriostre	3	A' - E'	25 x 50
VT A' 3 - 1	T	Secundaria	A'	3 - 1	50 x 20
VT E' 3 - 1	T	Secundaria	E'	3 - 1	50 x 20
VT 2' C' - D	T	Secundaria	2'	C' - D	25 x 40
VT 2' C - C'	T	Secundaria	2'	C - C'	25 x 40
VT C' 4 - 5	T	Secundaria	C'	4 - 5	25 x 40
VT D'' 4 - 5	T	Secundaria	D''	4 - 5	25 x 40
VT 4' C'' - D'	T	Secundaria	4'	C'' - D'	25 x 20
VT 4'' C'' - D'	T	Secundaria	4''	C'' - D'	25 x 20
VT 5' C'' - D'	T	Secundaria	5'	C'' - D'	25 x 20
VT C'' 4' - 4''	T	Secundaria	C''	4' - 4''	25 x 20

CUADRO DE DIMENSIONAMIENTO PREVIO DE VIGAS (# 4)

Niveles : Primer piso (3.60 m)

Nombre de Viga	Nivel	Tipo de Viga	Eje de Ubicación	Tramo	Dimensiones (cms)
V1A 3 - 1	1	Principal	A	3 - 1	30 x 60
V1B 3 - 1	1	Principal	B	3 - 1	30 x 60
V1C 3 ¹ - 2	1	Principal	C	3 ¹ - 2	30 x 60
V1C ¹ 2 - 1	1	Principal	C	2 - 1	30 x 60
V1D 3 - 1	1	Principal	D	3 - 1	30 x 60
V1E 3 - 1	1	Principal	E	3 - 1	30 x 60
V1C 4 - 3	1	Principal	C	4 - 3	30 x 40 (I)
V1D 4 - 3	1	Principal	D	4 - 3	30 x 70
V14 C ¹ - D ¹¹	1	Principal	4	C ¹ - D ¹¹	25 x 50
V15 C ¹ - D ¹¹	1	Principal	5	C ¹ - D ¹¹	25 x 40
V1D ¹ 4 - 5	1	Principal	D ¹	4 - 5	50 x 20
V1C ¹¹ 4 - 5	1	Princ. - Sec.	C ¹¹	4 - 5	50 x 20
V11 A ¹ - E ¹	1	Arriostre	1	A ¹ - E ¹	30 x 70
V12 A ¹ - E ¹	1	Arriostre	2	A ¹ - E ¹	25 x 50
V13 A ¹ - C	1	Arriostre	3	A ¹ - C	30 x 70
V13 D - E ¹	1	Arriostre	3	D - E ¹	30 x 70
V13 C ¹ - D	1	Arriostre	3	C ¹ - D	30 x 40
V1A ¹ 3 - 1	1	Secundaria	A ¹	3 - 1	30 x 70
V1E ¹ 3 - 1	1	Secundaria	E ¹	3 - 1	30 x 70
V12 ¹ C ¹ - D	1	Secundaria	2 ¹	C ¹ - D	25 x 40
V12 ¹ C - C ₁	1	Secundaria	2 ¹	C - C ₁	25 x 40
V1C ¹ 4 - 5	1	Secundaria	C ¹	4 - 5	25 x 70
V1D ¹¹ 4 - 5	1	Secundaria	D ¹¹	4 - 5	25 x 70
V1D ¹¹ 4 - 3	1	Secundaria	D ¹¹	4 - 3	15 x 70
V14 ¹¹ C ¹¹ - D ¹¹	1	Secundaria		C ¹¹ - D ¹¹	25 x 20
V14 ¹¹ C ¹¹ - D ¹¹	1	Secundaria	4 ¹¹	C ¹¹ - D ¹¹	25 x 20
V15 ¹ C ¹¹ - D ¹¹	1	Secundaria	5 ¹	C ¹¹ - D ¹¹	25 x 20
V1C ¹¹ 4 ¹ - 4 ¹¹	1	Secundaria	C ¹¹	4 ¹ - 4 ¹¹	25 x 20

CUADRO DE DIMENSIONAMIENTO PREVIO DE VIGAS (# 5)

Nivel : Sótano (0.55)

Nombre de Viga	Nivel	Tipo de Viga	Eje de Ubicación	Tramo	Dimensiones (cms)
VS4 C - D	S	Principal	4	C - D	25 x 50
VS4' C'' - D'	S	Principal	4'	C'' - D'	25 x 20
VS4'' C''' - D''	S	Principal	4''	C''' - D''	25 x 20
VSD' 4 - 5	S	Principal	D'	4 - 5	50 x 20
VSD'' 5' - 4'	S	Secundaria	D''	5' - 4'	25 x 25
VSC' 5' - 4'	S	Secundaria	C'	5' - 4'	25 x 25
VSC'' 4 - 5	S	Principal	C''	4 - 5	50 x 20
VS2' C' - D	S	Principal	2'	C' - D	25 x 40
VSC' 4' - 4''	S	Secundaria	C'	4' - 4''	25 x 20

METRADO DE CARGAS PARA ALIGERADOS

I: Nivel: 25.95 mts

$$\text{Luz : } 5.80 \frac{l}{25} < h < \frac{l}{20} \quad \begin{array}{l} l/25 = 23.2 \text{ cms} \\ l/20 = 29 \text{ cms} \end{array} \quad \text{Usaremos } h = 25 \text{ cms}$$

A.- Cargas uniformemente distribuidas

1. Cargas Permanentes

- peso propio 350 kgs/m²
 - peso piso acabado 50 kgs/m²
- $$W_M = \underline{400 \text{ kgs/m}^2}$$

2. Cargas Vivas

- Sobrecarga W_V = 100 kgs/m²

B.- Cargas Concentradas

En este caso no vamos a tener

II: Nivel: 21.90 mts. (Azotea)

$$\text{Luz Mayor } 5.80 \quad \text{Usaremos } h = 25 \text{ cms.}$$

Aligerado A1' (A' - E')

A.- Cargas uniformemente distribuidas

1. Cargas Permanentes

- peso propio 350 kgs/m²
 - peso piso acabado 80 kgs/m²
- $$W_M = \underline{430 \text{ kgs/m}^2}$$

2. Cargas Vivas

- Sobrecarga W_V = 100 kgs/m²

B.- Cargas Concentradas

En este caso no vamos a tener.

- o -

Aligerado A2' (A' - C)

A.- Cargas uniformemente distribuidas

1. Cargas Permanentes:

- peso propio 350 kgs/m^2
- peso piso acabado 80 kgs/m^2

$$W_M = \frac{350 \text{ kgs/m}^2 + 80 \text{ kgs/m}^2}{430 \text{ kgs/m}^2}$$

2. Cargas Vivas:

- Sobrecarga

$$W_V = 100 \text{ kgs/m}^2$$

B.- Cargas Concentradas

En este caso no vamos a tener .

- o -

Aligerado A C' (2 - 2')

A.- Cargas uniformemente distribuidas

1. Cargas Permanentes:

- peso propio 350 kgs/m^2
- peso piso acabado 80 kgs/m^2

$$W_M = \frac{350 \text{ kgs/m}^2 + 80 \text{ kgs/m}^2}{430 \text{ kgs/m}^2}$$

2. Cargas Vivas:

- Sobrecarga

$$W_V = 100 \text{ kgs/m}^2$$

B.- Cargas Concentradas

En este caso no vamos a tener .

- o -

Aligerado A 2' (D - E')

A.- Cargas uniformemente distribuidas

1. Cargas Permanentes

- peso propio 350 kgs/m^2
- peso piso acabado 80 kgs/m^2

$$W_M = \frac{350 \text{ kgs/m}^2 + 80 \text{ kgs/m}^2}{430 \text{ kgs/m}^2}$$

2. Cargas Vivas

- Sobrecarga

$$W_V = 100 \text{ kgs/m}^2$$

B.- Cargas Concentradas

En este caso no vamos a tener.

- o -

Aligerado A 2' (C' - E')

A.- Cargas uniformemente distribuidas

1. Cargas Permanentes:

- peso propio 350 kgs/m^2
- peso piso acabado 80 kgs/m^2

$$W_M = \underline{430 \text{ kgs/m}^2}$$

2. Cargas Vivas:

- Sobrecarga $W_V = 100 \text{ kgs/m}^2$

B.- Cargas Concentradas

En este caso no vamos a tener

- o -

III : Niveles : (18.85 - 15.80 - 12.75 - 9.70 - 6.65 - 3.60) 6 pisos típicos.

Luz Mayor ≈ 5.80

Usaremos $h = 25 \text{ cms.}$

Aligerado A 1' (A' - E')

A.- Cargas uniformemente distribuidas

1. Cargas Permanentes:

- peso propio 350 kgs/m^2
- peso piso acabado 100 kgs/m^2

$$W_M = \underline{450 \text{ kgs/m}^2}$$

2. Cargas Vivas:

- Sobrecarga 250 kgs/m^2
- Sobrecarga por tabiquería móvil 100 kgs/m^2

$$W_V = \underline{350 \text{ kgs/m}^2}$$

B.- Cargas Concentradas

En este caso no vamos a tener.

- o -

Aligerado A 2' (A' - C)

A.- Cargas uniformemente distribuidas

1. Cargas Permanentes:

- peso propio 350 kgs/m²
- peso piso acabado 100 kgs/m²

$$W_M = \underline{450 \text{ kgs/m}^2}$$

2. Cargas Vivas:

- Sobrecarga 250 kgs/m²
- Sobrecarga por tabiquería móvil 100 kgs/m²

$$W_V = \underline{350 \text{ kgs/m}^2}$$

B.- Cargas Concentradas

1° Paralelas al sentido del armado (En este caso no hay)

2° Perpendicular al sentido del armado

$$P = 1.00 \times H \times W_m \quad \text{donde} \quad H = 3.05 - 0.25 = 2.80 \text{ m}$$

$$W_m = 200 \text{ kgs/m}^2$$

$$P = 1.00 \times 2.8 \times 200 = 560 \text{ kgs/m.l.} \quad \text{a } 0.975 \text{ mts de (c)}$$

- o -

Aligerado A C' (2 - 2')

A.- Cargas uniformemente distribuidas

1. Cargas Permanentes:

- peso propio 350 kgs/m²
- peso piso acabado 100 kgs/m²

$$W_M = \underline{450 \text{ kgs/m}^2}$$

2. Cargas Vivas:

- Sobrecarga 250 kgs/m²
- Sobrecarga por tabiquería móvil 100 kgs/m²

$$W_V = \underline{350 \text{ kgs/m}^2}$$

B.- Cargas Concentradas

En este caso no vamos a tener .

- o -

Aligerado A 2' (D - E')

A.- Cargas uniformemente repartidas

1. Cargas Permanentes:

- peso propio 350 kgs/m²
- peso piso acabado 100 kgs/m²

$$W_M = \frac{350 + 100}{1} = 450 \text{ kgs/m}^2$$

2. Cargas Vivas:

- Sobrecarga 250 kgs/m²
- Sobrecarga por tabiquería móvil 100 kgs/m²

$$W_V = 250 + 100 = 350 \text{ kgs/m}^2$$

B.- Cargas Concentradas

En este caso no vamos a tener .

- o -

Aligerado A 2' (C' - E')

A.- Cargas uniformemente distribuidas

1. Cargas Permanentes:

- peso propio 350 kgs/m²
- peso piso acabado 100 kgs/m²

$$W_M = \frac{350 + 100}{1} = 450 \text{ kgs/m}^2$$

2. Cargas Vivas:

- Sobrecarga 250 kgs/m²
- Sobrecarga por tabiquería móvil 100 kgs/m²

$$W_V = 250 + 100 = 350 \text{ kgs/m}^2$$

B.- Cargas Concentradas

En este caso no vamos a tener .

- o -

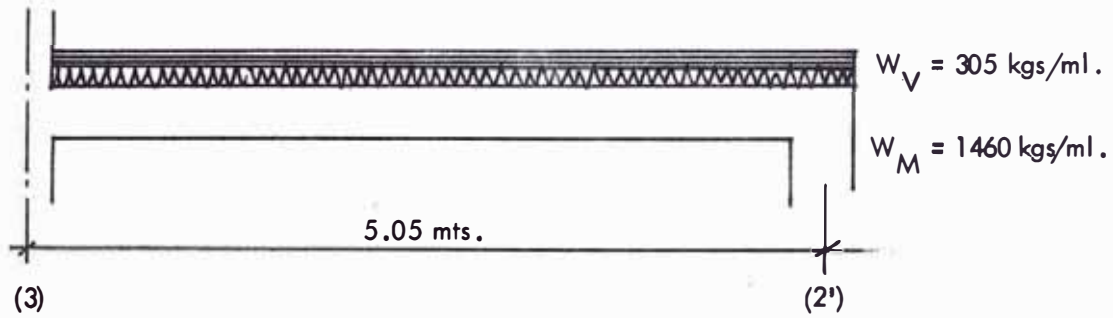
CUADRO DE METRADOS DE CARGA PARA ALIGERADOS

Nivel	Designación	Espesor (cms)	Carga Unif. Distrib. (kg/m ²)		Carga Concentrada (kgs/m)			
			W _M	W _V	W/al arm.	Dist.	Wl al arm.	Dist.
25.95 mts. 9° piso	-----	25	400	100	--	--	--	--
21.90 mts. 7° piso	A 1ª (A' - E')	25	430	100	--	--	--	--
	A 2ª (A' - C')	25	430	100	--	--	--	--
	A C' (2 - 2')	25	430	100	--	--	--	--
	A 2ª (D - E')	25	430	100	--	--	--	--
	A 2ª (C' - E')	25	430	100	--	--	--	--
Pisos Típicos (6) 18.85 - 15.80 - 12.75 9.70 - 6.65 - 3.60	A 1ª (A' - E')	25	450	350	--	--	--	--
	A 2ª (A' - C')	25	450	350	--	--	560	0.975 de C
	A C' (2 - 2')	25	450	350	--	--	--	--
	A 2ª (D - E')	25	450	350	--	--	--	--
	A 2ª (C' - E')	25	450	350	--	--	--	--

METRADO DE CARGAS SOBRE VIGAS

Nivel : Noveno (25.95 mts.)

V9 C (2' - 3)



Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Aligerado:

Ancho de influencia : $\rightarrow \frac{6.10}{2} = 3.05 \text{ m.}$

Carga de Aligerado : $400 \times 3.05 = 1220 \text{ kgs/m.l.}$

- Peso Propio: Sección 0.25 x 0.40

$0.25 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/m.l.}$

$W_M = 1220 + 240 = 1460 \text{ kgs/m.l.}$

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

- Aligerado:

Ancho de influencia : 3.05 mts.

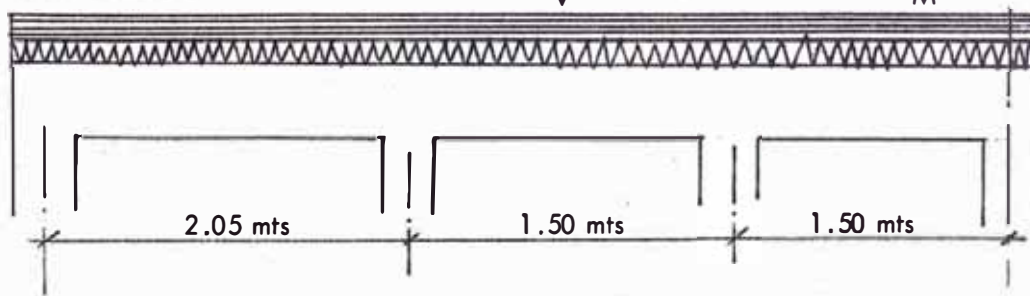
Carga viva por aligerado : $100 \times 3.05 = 305 \text{ kgs/m.l.}$

$W_V = 305 \text{ kgs/m.l.}$

V9 D (2' - 3)

$W_V = 305 \text{ kgs/ml.}$

$W_M = 1520 \text{ kgs/ml}$



Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Aligerado:

Ancho de influencia : $\frac{6.10}{2} = 3.05 \text{ mts.}$

Carga de aligerado : $400 \times 3.05 = 1220 \text{ kgs/m.l.}$

- Peso Propio: Sección (0.25 x 0.50)

$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400 = 300 \text{ kgs/m.l.}$

$W_M = 1220 + 300 = 1520 \text{ kgs/m.l.}$

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

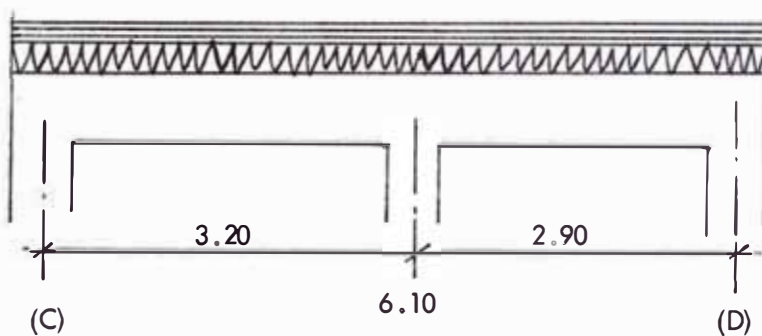
- Aligerado:

Ancho de influencia : $\frac{6.10}{2} = 3.05 \text{ mts.}$

Carga viva por aligerado : $100 \times 3.05 = 305 \text{ kgs/m.l.}$

$W_V = 305 \text{ kgs/ml.}$

V9 2' (C - D)



$W_V = 50 \text{ kgs/ml.}$

$W_M = 500 \text{ kgs/ml}$

Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Aligerado:

Ancho de influencia : por ser una viga de amarre perimetral consideraremos 0.50 mts.

Carga de aligerado : $400 \times 0.50 = 200 \text{ kgs/m.l.}$

- Peso Propio: Sección (0.25 x 0.50)

$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400 = 300 \text{ kgs/m.l.}$

$W_M = 200 + 300 = 500 \text{ kgs/m.l.}$

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

- Aligerado:

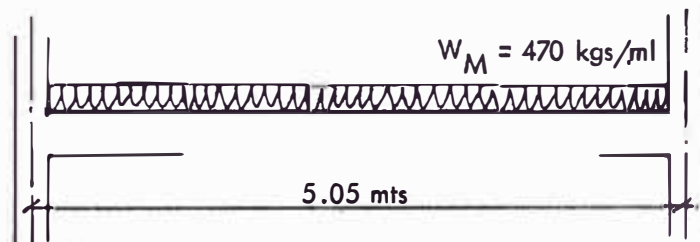
Ancho de influencia : 0.50

Carga viva por aligerado : $100 \times 0.50 = 50 \text{ kgs/m.l.}$

$$W_V = 50 \text{ kgs/m.l.}$$

Nivel : Octavo (23.35 mts.)

V8 C (2' - 3)



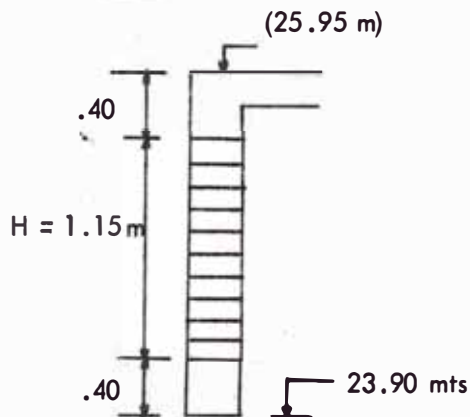
Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

Ancho de influencia : No recibe

- Peso Propio: (0.25×0.40)

$$0.25 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/m.l.}$$

- Muro:



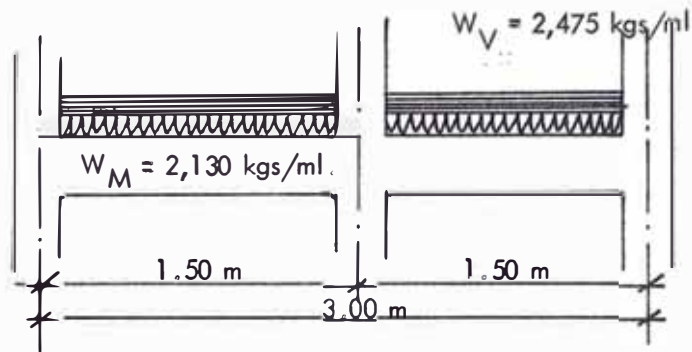
$$\text{peso muro} = H \times 1.00 \times 200$$

$$= 1.15 \times 1.00 \times 200 = 230 \text{ kgs/m.l.}$$

$$W_H = 240 + 230 = 470 \text{ kgs/m.l.}$$

Nota: Esta viga no tendrá cargas muertas concentradas ni cargas vivas uniformemente distribuidas.

V8 D (2ª - 3ª)



Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

Ancho de influencia : $\frac{2.90 + 0.125 + 1.80 + 0.125}{2} = \frac{4.95}{2} = 2.475 \text{ mts.}$

Losa : Consideremos para losas en dimensionamiento previo el concepto de 3 cms. por cada metro lineal de luz.

Según esto para $L = 5.075$ $h = 5.075 \times 3 = 15.25 \text{ cms.}$

pero como en este caso vamos a tener fuertes cargas concentradas debido a las maquinarias del ascensor, escogeremos una losa de $h = 20 \text{ cms.}$

Luego de un estudio comparativo de algunas reglamentaciones se ha decidido considerar una sobrecarga uniformemente distribuida en el piso de 1000 kgs/m^2 .

- Losa:

Peso de la losa de 0.20 por m^2 480 kgs/m^2

Carga permanente de losa $480 \times 2.475 = 1190 \text{ kgs/m.l.}$

- Peso Propio: (25×30)

$0.25 \times 0.30 \times 1.00 \times 2400 = 180 \text{ kgs/m.l.}$

- Carga de Muro:

$H = 2.10 \text{ mts.}$

peso de muro: $2.10 \times 1.00 \times 3.60 = 760 \text{ kgs/m.l.}$

$W_M = 1190 + 180 + 760 = 2,130 \text{ kgs/m.l.}$

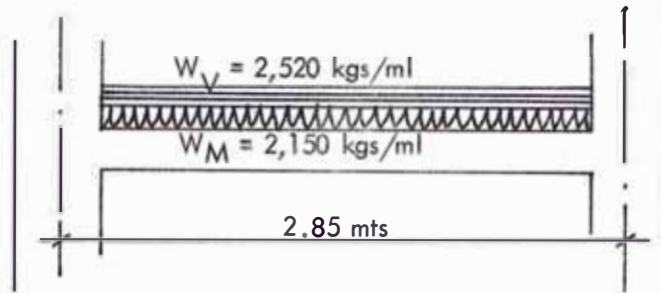
Carga Viva Uniformemente Distribuida

- Losa: ancho de influencia 2.475

Carga viva por losa: $1000 \times 2.475 = 2,475 \text{ kgs/m.l.}$

$W_V = 2,475 \text{ kgs/m.l.}$

V8 2' (C' - D)



Para efectos del metrado consideraremos la losa armada en 2 sentidos .

Carga Muerta Uniformemente Distribuida

- Losa:

$$\text{Ancho de influencia} \rightarrow \frac{5.05}{2} = 2.52 \text{ mts.}$$

$$\text{Peso de losa de } 0.20 \text{ por m}^2 \rightarrow 480 \text{ kgs/m}^2$$

$$\text{Carga permanente de losa : } 2.52 \times 480 = 1210 \text{ kgs/m.l.}$$

- Peso Propio: (25 x 30)

$$0.25 \times 0.30 \times 1.00 \times 2400 = 180 \text{ kgs/m.l.}$$

- Carga de muro: H = 2.10

$$p. \text{ muro} = 2.10 \times 1.00 \times 360 = 760 \text{ kgs/m.l.}$$

$$W_M = 1210 + 180 + 760 = 2,150 \text{ kgs/m.l.}$$

Carga Viva Uniformemente Distribuida

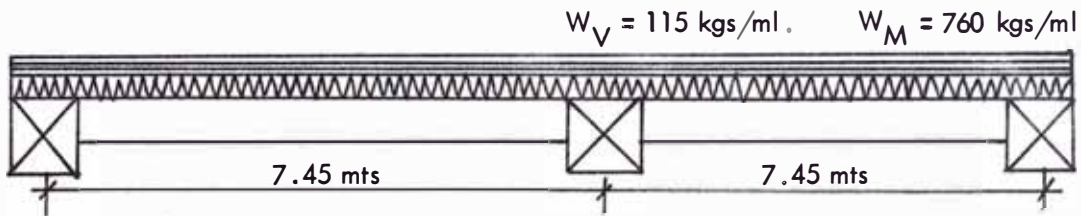
$$\text{Ancho de influencia} \rightarrow 2.52$$

$$\text{Carga viva por losa : } 1000 \times 2.52 = 2,520 \text{ kgs/m.l.}$$

$$W_V = 2,520 \text{ kgs/m.l.}$$

Nivel: Séptimo (Azotea) (21.90 mts.)

VA A' (3 - 1) y VA E' (3 - 1)



Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Aligerados:

Ancho de influencia: $\rightarrow \frac{2.30}{2} = 1.15 \text{ mts.}$

Carga de aligerado: $430 \times 1.15 = 495 \text{ kgs/m.l.}$

- Peso Propio: (0.50 x 0.20)

$0.50 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/m.l.}$

- Carga de baranda:

Peso de baranda metálica de aluminio de 70 cms. de altura $\approx 25 \text{ kgs/m.l.}$

$W_M = 495 + 240 + 25 = 760 \text{ kgs/m.l.}$

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

- Aligerados:

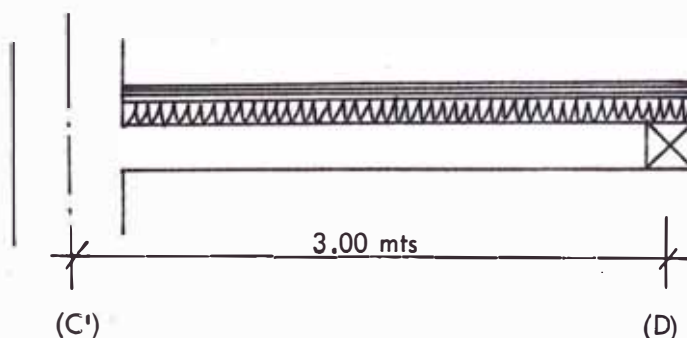
Ancho de influencia: $\rightarrow 1.15 \text{ mts.}$

Carga viva por aligerado: $100 \times 1.15 = 115 \text{ kgs/m.l.}$

$W_V = 115 \text{ kgs/m.l.}$

- o -

VA 2' (C' - D)



$W_V = 160 \text{ kgs/ml}$

$W_M = 1209 \text{ kgs/ml}$

Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Aligerados:

Esta en contacto con dos aligerados; sirve como viga principal para el aligerado A C' (2 - 2') y de arriostre para el aligerado A 2' (C' - E') por lo tanto consideraremos 2 anchos de influencia.

A C' (2 - 2')

Ancho de influencia: $\rightarrow \frac{2.15}{2} = 1.075 \text{ mts.}$

Carga por aligerado: $\rightarrow 430 \times 1.075 = 464 \text{ kgs/m.l.}$

A 2' (C' - E')

Ancho de influencia $\rightarrow 0.50 \text{ m.}$

Carga por aligerado: $\rightarrow 430 \times 0.50 = 215 \text{ kgs/m.l.}$

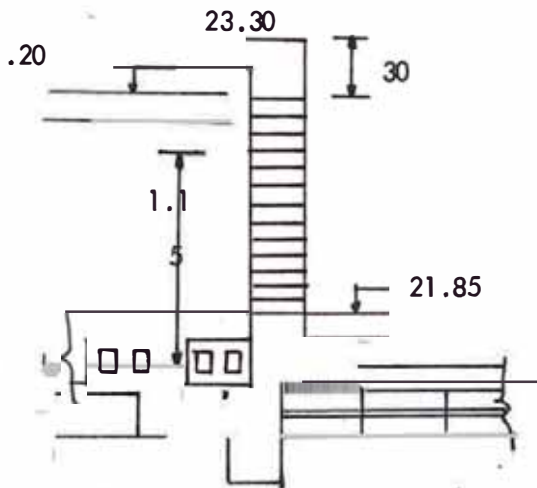
Carga total por aligerado: $464 + 215 = 679 \text{ kgs/m.l.}$

- Peso Propio: (25 x 50)

$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400 = 300 \text{ kgs/m.l.}$

- Muro:

$H = 23.00 - 21.85 = 1.15 \text{ mts.}$



peso muro: $1.15 \times 1.00 \times 200 = 230 \text{ kgs/ml}$

$W_M = 679 + 300 + 230 = 1209 \text{ kgs/m.l.}$

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

- Aligerados:

A C' (2 - 2')

Ancho de influencia: 1.075 m.

Carga viva por aligerado: $1.075 \times 100 = 107.5 \text{ kgs/m.l.}$

A 2' (C - E)

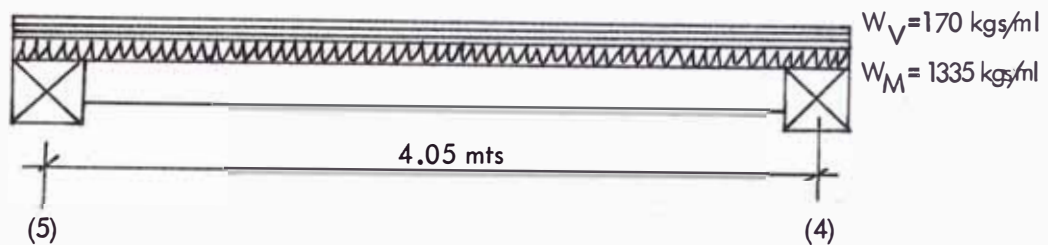
Ancho de influencia : 0.50 mts.

Carga viva por aligerado: $0.50 \times 100 = 50 \text{ kgs/m.l.}$

$$W_V = 107.5 + 50 = 157.5 \text{ kgs/m.l.} \approx 160 \text{ kgs/m.l.}$$

- o -

VA C' (4 - 5)



Para dimensionar previamente la losa seguiremos el criterio práctico de emplear 3 cms. por cada metro de luz.

El mayor tramo sería de aproximadamente 3 mts. de luz, lo que nos daría

$$3 \times 3 = 9 \text{ cms. de espesor de losa.}$$

Pero teniendo en cuenta que va a ser una zona de baños por la cual deben pasar tuberías, adoptaremos

$$h = 20 \text{ cms.}$$

Cargas muertas uniformemente distribuidas

Peso de relleno 50 kgs/m^2

- Losa

Ancho de influencia $\approx 1.70 \text{ mts.}$

$$\text{Peso de losa de } 0.20 \text{ por m}^2 = 1.00 \times 1.00 \times 0.20 \times 2400 = 480 \text{ kgs/m}^2$$

$$\text{Peso de losa} + \text{peso de relleno} + \text{piso acabado} = 630 \text{ kgs/m}^2$$

$$\text{Carga total por losa: } 630 \times 1.70 = 1070 \text{ kgs/m.l.}$$

- Peso Propio (25 x 40)

$$0.25 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/ml.}$$

- Carga de baranda

Peso de baranda metálica de aluminio de 0.70 de altura 25 kgs/ml.

$$W_M = 1070 + 240 + 25 = 1335 \text{ kgs/ml.}$$

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

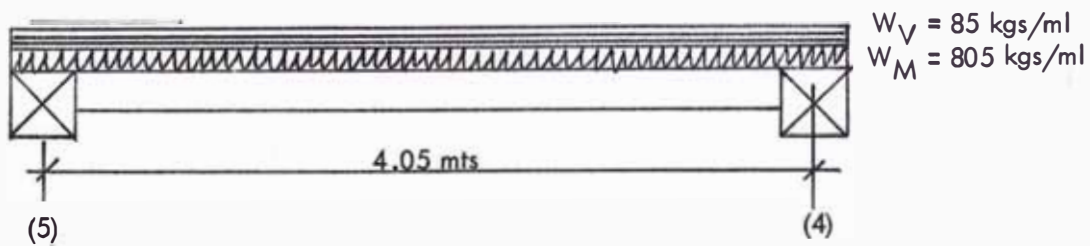
- Losa :

Ancho de influencia = 1.70 mts.

Carga viva por losa : $100 \times 1.70 = 170 \text{ kgs/ml.}$

$$W_V = 170 \text{ kgs/ml.}$$

VA D" (4 - 5)



Espesor de la losa : $h = 20 \text{ cms.}$

Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Losa :

Ancho de influencia : $\frac{1.70}{2} = 0.85 \text{ mts}$

peso de la losa + peso de relleno + piso acabado = $480 + 50 + 100 = 630 \text{ kgs/ml.}$

carga total de la losa : $630 \times 0.85 = 540 \text{ kgs/ml}$

- Peso Propio : (25 x 40)

$$0.25 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/ml.}$$

- Carga de baranda

Peso de baranda metálica de aluminio de 0.70 m. de altura : 25 kgs/ml.

$$W_M = 540 + 240 + 25 = 805 \text{ kgs/ml.}$$

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

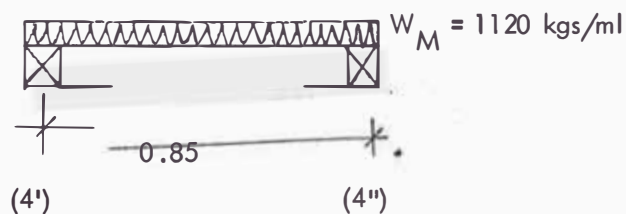
- Losa :

Ancho de influencia : 0.85 mts.

Carga viva de losa : $100 \times 0.85 = 85 \text{ kgs/ml.}$

$$W_V = 85 \text{ kgs/ml.}$$

VA C" (4' - 4")



Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Peso Propio (25 x 20)

$$0.25 \times 0.20 \times 1.00 \times 2,400 = 120 \text{ kgs/m.l.}$$

- Peso del muro

$$H = 5.00 \text{ mts.}$$

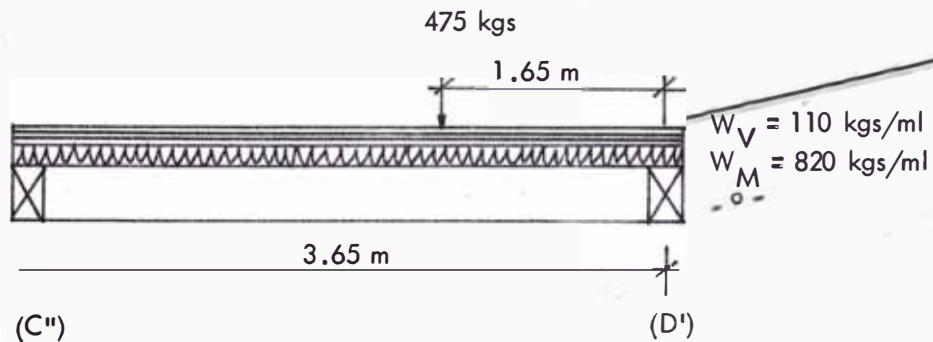
$$\text{Peso del muro} : 5.00 \times 1.00 \times 200 = 1000 \text{ kgs/m.l.}$$

$$W_M = 1000 + 120 = 1120 \text{ kgs/m.l.}$$

VA 4' (C'' - D') ; VA 4'' (C'' - D') ; VA 5' (C'' - D')

Por ser muy pequeñas las diferencias que pueden existir entre ellas, las trataremos juntas y consideramos el metrado de cargas de la más desfavorable, común a todas las demás.

Espesor de la losa $\rightarrow h = 20 \text{ cms.}$



Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Losa

Ancho de influencia $\rightarrow 1.10 \text{ m.}$

$$\text{Peso de la losa de } 0.20 \text{ por m}^2 : 1.00 \times 1.00 \times 0.20 \times 2,400 = 480 \text{ kgs/m}^2$$

$$\text{Peso de losa} + \text{peso de relleno} + \text{piso acabado} : 480 + 50 + 100 = 630 \text{ kgs/m}^2$$

$$\text{Carga total de losa} : 630 \times 1.10 = 700 \text{ kgs/m.l.}$$

- Peso P opio (25 x 20 cms)

$$0.25 \times 0.20 \times 1.00 \times 2,400 = 120 \text{ kgs/m.l.}$$

$$W_M = 700 + 120 = 820 \text{ kgs/m.l.}$$

Cargas Muertas Concentradas

(Solo en las vigas VA 4' (C" - D') y VA 4" (C" - D') por acción de la viga VA C" (4' - 4"))

Intensidad: $\frac{1120 \times 0.85}{2} = 475 \text{ kgs.}$

Ubicación: a 1.65 mts. de D'

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

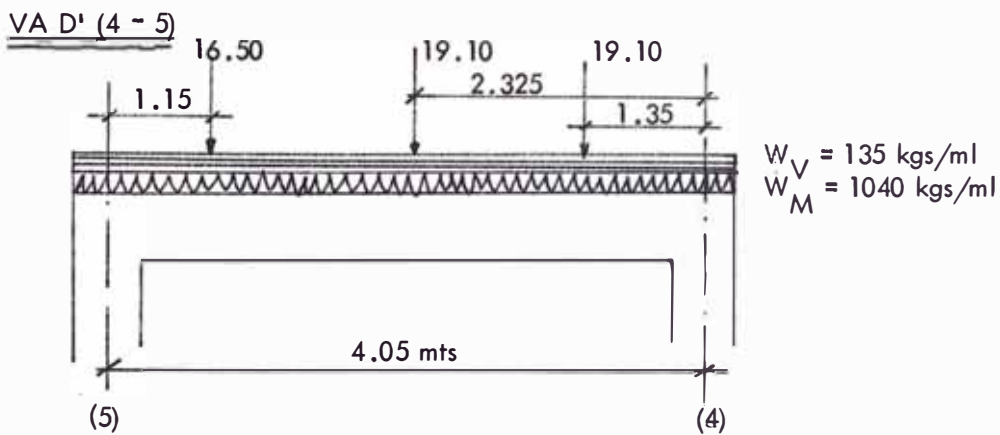
- Losa:

Ancho de influencia \rightarrow 1.10 mts.

Carga viva de la losa: $100 \times 1.10 = 110 \text{ kgs/m.l.}$

$$W_V = 110 \text{ kgs/m.l.}$$

- o -



Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Losa

Ancho de influencia: $0.85 + 0.50 = 1.35$

Peso de la losa de 0.20 por m^2 : $1.00 \times 1.00 \times 0.2 \times 2,400 = 480 \text{ kgs/m}^2$

Peso de la losa + peso del relleno + piso acabado = 630 kgs/m.l.

Carga total de la losa $630 \times 1.35 = 850 \text{ kgs/m.l.}$

- Peso propio: (40 x 20)

$$0.40 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 \approx 190 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 850 + 190 \approx 1040 \text{ kgs/ml.}$$

Cargas Muertas Concentradas

a) Debido a la viga VA 4' (C" - D'):

Intensidad:

$$\text{por carga distribuida: } \frac{(820 + 110) \cdot 3.65}{2} = 1650 \text{ kgs.}$$

$$\text{por carga concentrada: } \frac{475 \times 2.00}{3.65} = 260 \text{ kgs.}$$

$$\text{total de carga concentrada: } 1650 + 260 = 1910 \text{ kgs.}$$

Ubicación:

$$\text{a } 1.35 \text{ mts. de (4)}$$

b) Debido a la viga VA 4" (C" - D'):

Intensidad: 1910 kgs. (igual a VA 4' (C" - D'))

Ubicación: a 2.325 mts. de (4)

c) Debido a la viga VA 5' (C" - D'):

$$\text{Intensidad: } \frac{(820 + 110) \cdot 3.65}{2} = 1650 \text{ kgs.}$$

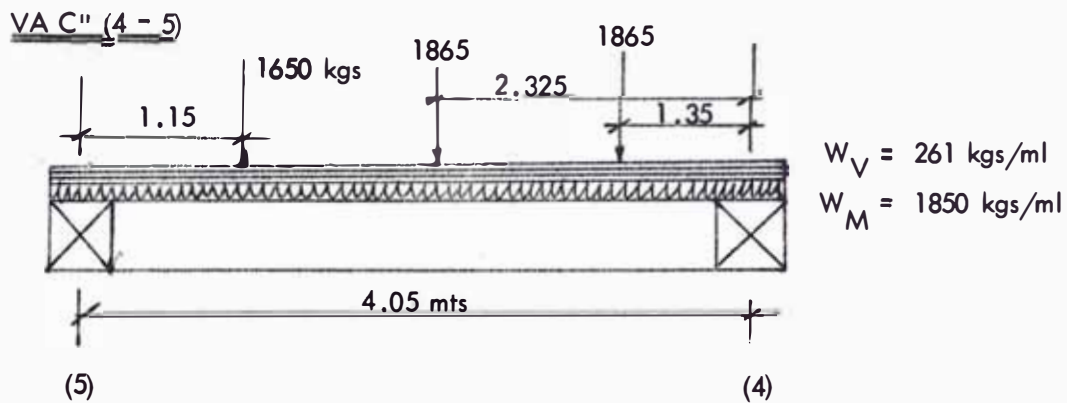
Ubicación: a 1.15 mts. de (5)

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

Ancho de influencia \rightarrow 1.35 mts.

Carga viva de losa: $100 \times 1.35 = 135 \text{ kgs/ml.}$

$$W_V = 135 \text{ kgs/ml.}$$



Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Losa:

Ancho de influencia : 2.61 mts.

Peso de la losa de 0.20 por $m^2 \rightarrow 480 \text{ kgs/m}^2$

Peso de losa + peso de relleno + piso acabado = 630 kgs/m^2

Carga total de losa: $630 \times 2.61 = 1650 \text{ kgs/ml}$.

- Peso propio: (40 x 20)

$$0.40 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 200 \text{ kgs/ml}.$$

$$W_M = 1650 + 200 = 1850 \text{ kgs/ml}.$$

Cargas Muertas Concentradas

Al igual que la viga VA D' (4 - 5) tendremos cargas concentradas por acción de las vigas:

a) Debido a la viga VA 4' (C'' - D')

Intensidad:

por carga distribuida : 1650 kgs

por carga concentrada : $\frac{4.75 \times 1.65}{3.65} = 215 \text{ kgs}$.

total de carga concentrada: $1650 + 215 = 1865 \text{ kgs}$.

Ubicación: a 1.35 mts. de (4)

b) Debido a la viga VA 4" (C" - D')

Intensidad: 1865 kgs (igual que VA 4' (C" - D'))

Ubicación: a 2.325 mts. de (4)

c) Debido a la viga VA 5' (C" - D')

Intensidad: 1650 kgs

Ubicación: a 1.15 mts. de (5)

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

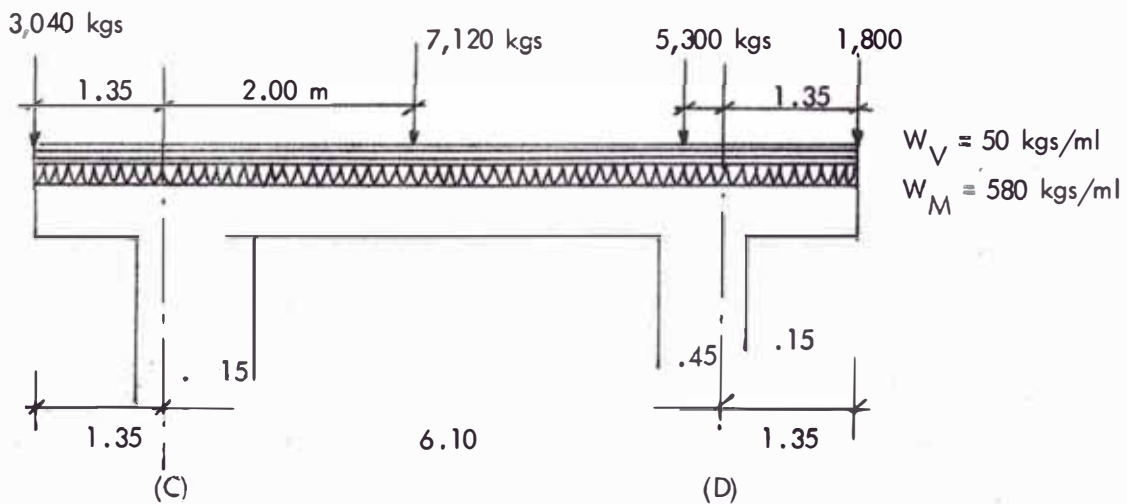
Ancho de influencia → 2.61 mts.

Carga viva de losa: $100 \times 2.61 = 261 \text{ kgs/ml}$.

$$W_V = 261 \text{ kgs/ml.}$$

- o -

VA 5 (C' - D'')



Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Losa:

Ancho de influencia: 0.50 mts.

Peso de la losa de 0.20 por m^2 480 kgs/m^2

Peso de losa + peso de relleno + peso acabado = 630 kgs/m^2

Carga total de losa: $630 \times 0.50 = 315 \text{ kgs/ml}$.

- Peso propio: (25×40)

$$0.25 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/ml}.$$

por baranda : 25 kgs/ml .

$$W_M = 315 + 240 + 25 = 580 \text{ kgs/ml}.$$

Cargas Muertas Concentradas

Consideraremos las acciones de las siguientes vigas:

a) VA C' (4 - 5)

Intensidad: $\frac{(1335 + 170) 4.05}{2} = 3040 \text{ kgs}.$

Ubicación: a 1.35 mts. de (C)

b) VA D" (4 - 5)

Intensidad: $\frac{(805 + 85) 4.05}{2} = 1800 \text{ kgs}$

Ubicación: a 1.35 mts. de (D)

c) VA D' (4 - 5)

Intensidad:

por carga concentrada : $\frac{1650 (2.90)}{4.05} = 1180 \text{ kgs}$

$$\frac{1910 (2.325)}{4.05} = 1100 \text{ kgs}$$

$$\frac{1910 (1.35)}{4.05} = 640 \text{ kgs}$$

2920 kgs

por carga distribuida: $\frac{(1040 + 135) 4.05}{2} = 2380 \text{ kgs}$

carga por viga VA D' (4 - 5) : $2920 + 2380 = 5,300 \text{ kgs}$

Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Losa:

Ancho de influencia : 1.25 mts.

Peso de la losa de 0.20 por m² → 480 kgs/m²

Peso de losa + peso de relleno + piso acabado = 639 kgs/m²

Carta total de losa: 630 × 1.25 = 790 kgs/ml.

- Peso propio: (25 × 45)

$$0.25 \times 0.45 \times 1.00 \times 2400 = 270 \text{ kgs/ml.}$$

- Carga por baranda: 25 kgs/ml.

$$W_M = 790 + 270 + 25 = 1085 \text{ kgs/ml.}$$

Cargas Muertas Concentradas

Consideraremos las acciones de las siguientes vigas:

a) VA C' (4 - 5) (al igual que para la viga VA 5 (C' - D''))

Intensidad: 3040 kgs

Ubicación: a 1.35 mts. de (C)

b) VA D'' (4 - 5) (al igual que para la viga VA 5 (C' - D''))

Intensidad: 1800 kgs

Ubicación: a 1.35 mts. de (D)

c) VA D' (4 - 5)

Intensidad:

$$\text{por cargas concentradas: } \frac{1650 (1.15)}{4.05} = 470 \text{ kgs}$$

$$\frac{1910 (1.725)}{4.05} = 810 \text{ kgs}$$

$$\frac{1910 (2.70)}{4.05} = 1270 \text{ kgs}$$

$$\underline{\underline{2550 \text{ kgs}}}$$

por cargas uniformemente distribuidas : (al igual que para la viga VA 5 (C' - D"))
2,380 kgs)

carga por viga VA D' (4 - 5) : 2550 + 2380 = 4930 kgs.

Ubicación : a 0.45 mts. de (D)

d) VA C'' (4 - 5)

Intensidad:

$$\text{por cargas concentradas : } \frac{1680 (1.15)}{4.05} = 470 \text{ kgs}$$

$$\frac{1865 (1.725)}{4.05} = 800 \text{ kgs}$$

$$\frac{1865 (2.70)}{4.05} = 1250 \text{ kgs}$$

$$\underline{\underline{2520 \text{ kgs}}}$$

por cargas unif. distribuidas : (al igual que para la viga VA 5 (C' - D')) 4250 kgs)

carga por la viga VA C'' (4 - 5) : 2520 + 4250 = 6770 kgs

Ubicación : a 2.00 mts. de (C)

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

Ancho de influencia → 1.25 mts.

Carga viva de losa : 100 x 1.25 = 125 kgs/ml.

$$W_V = 125 \text{ kgs/ml.}$$

Vigas de la escalera (común a todos los pisos)

Para efectos de los metrados de cargas no voy a hacer ninguna diferencia entre los descansos y la zona de pasos y contrapasos, tomando como carga en toda la escalera la que resulte más desfavorable

VA C (4 - 3) y VA D (4 - 3)

Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Losa: usaremos losa de 0.20 de espesor por uniformizar.
- Peso de la escalera: Escogeremos un espesor de 15 cms. para la escalera.

$$\sqrt{28^2 + 16.9^2} = \sqrt{785 + 286} = \sqrt{1071} = 32.65 \text{ cms}$$

$$x = \frac{32.65}{28} \times 15 = 17.5 \text{ cms}$$

$$\frac{16.9}{2} = 8.45 \text{ cms.}$$

Peso:

$$(0.0845 + 0.175) 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 625 \text{ kgs/m}^2$$

Considerando 100 kgs/m² (acabados) : → 725 kgs/m²

Ancho de influencia : → 3.05 mts.

$$725 \times 3.05 = 2,210 \text{ kgs/ml.}$$

- Peso propio: (30 x 40)

$$0.30 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 290 \text{ kgs/ml.}$$

- Peso de ventanal o muro:

Para la azotea:

VA C (4 - 3)

$$H = 3.00 \text{ mts.}$$

$$\text{peso muro: } 3.00 \times 1.00 \times 360 = 1080 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 2210 + 290 + 1080 = 3580 \text{ kgs/ml.}$$

VA D (4 - 3)

$$H = 2.00 \text{ mts.}$$

$$\text{peso de ventanal : } 2.00 \times 1.00 \times 60 = 120 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 2210 + 290 + 120 = 2,620 \text{ kgs/ml.}$$

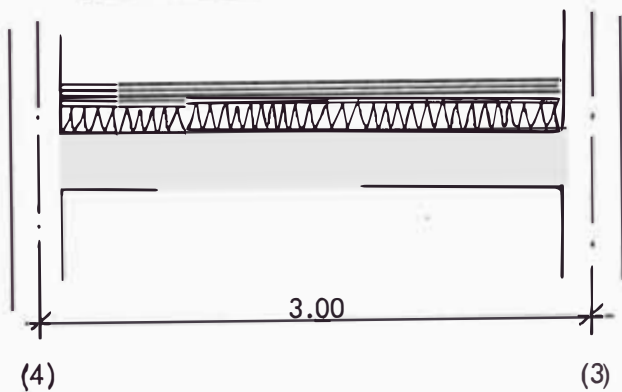
Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

Ancho de influencia \rightarrow 3.05 mts.

$$\text{Carga viva de la escalera } 450 \times 3.05 = 1375 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_V = 1375 \text{ kgs/ml.}$$

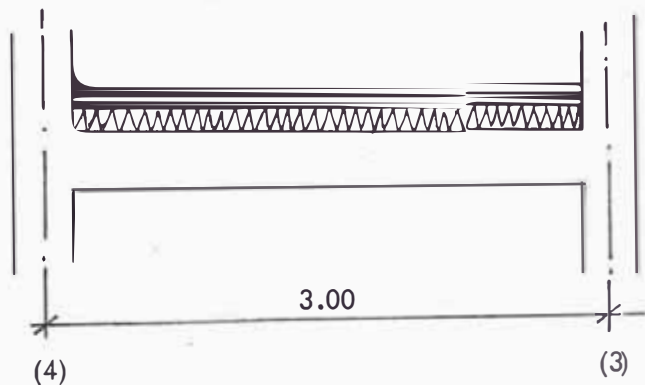
VA C (4 - 3)



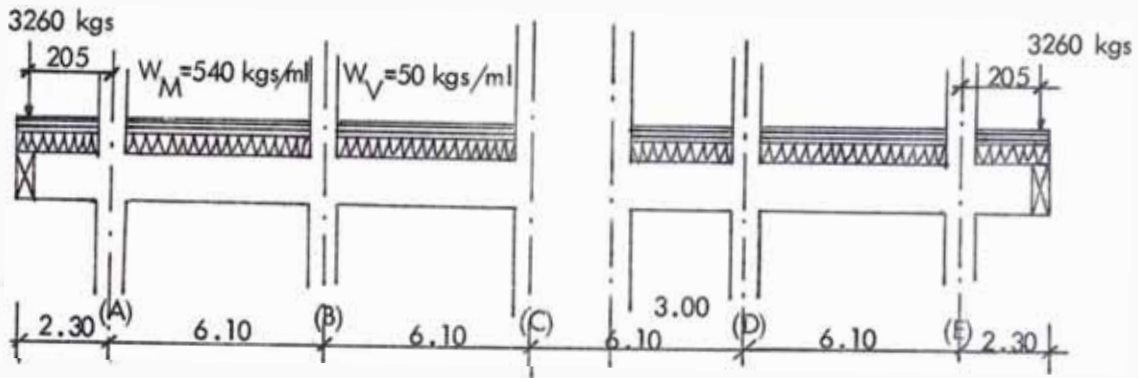
$$W_V = 1375 \text{ kgs/ml}$$
$$W_M = 3580 \text{ kgs/ml}$$

$$W_V = 1375 \text{ kgs/ml}$$
$$W_M = 2620 \text{ kgs/ml}$$

VA D (4 - 3)



VA 3 (A' - E')



Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Aligerado :

Ancho de influencia \rightarrow 0.50 mts.

Carga de aligerado : $430 \times 0.50 = 215$ Kgs/ml.

- Peso propio: (0.25×0.50)

$$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400 = 300 \text{ kgs/ml.}$$

- Carga de baranda: 25 kgs/ml.

$$W_M = 215 + 300 + 25 = 540 \text{ kgs/ml.}$$

Cargas Muertas Concentradas

Intensidad:

por carga repartida en VA A' (3 - 1): $\frac{(760 + 115) 7.45}{2} = 3260$ kgs/ml.

Ubicación: a 2.05 mts. de (A) y a 2.05 mts de (E)

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

- Aligerados

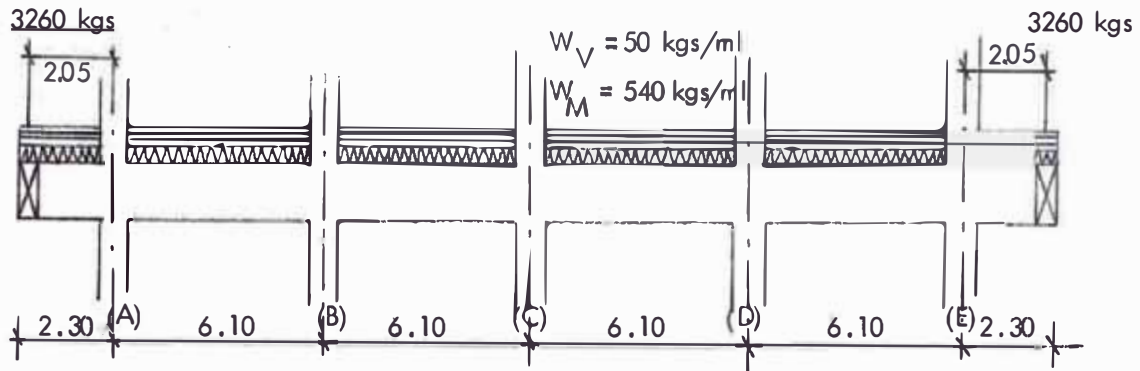
Ancho de influencia \rightarrow 0.50 mts.

Carga viva por aligerado : $100 \times 0.50 = 50$ kgs/ml.

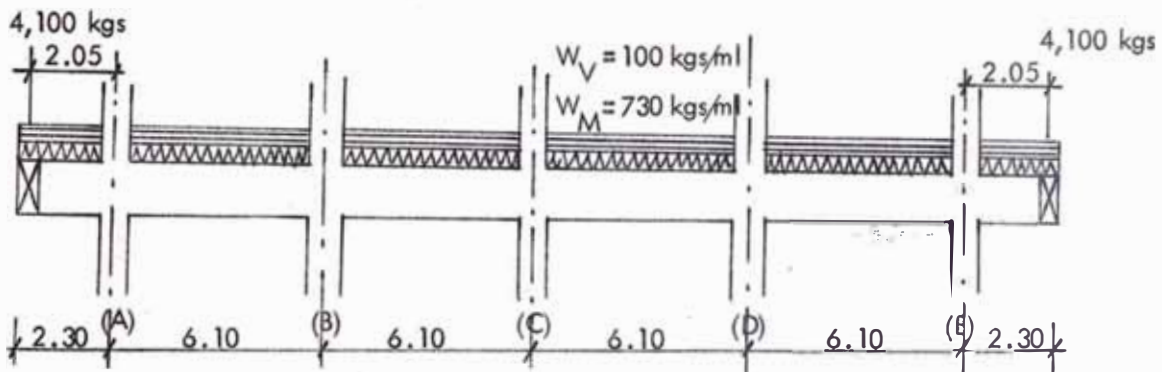
$$W_V = 50 \text{ kgs/ml.}$$

VA 1 (A' - E')

Se obtienen los mismos resultados que VA 3 (A' - E')



VA 2 (A' - E')



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

- Aligerado:

Ancho de influencia $\rightarrow 1.00 \text{ mts.}$

Carga de aligerado : $430 \times 1.00 = 430 \text{ kgs/ml.}$

- Peso propio: (0.25×0.50)

$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400 = 300 \text{ kgs/ml.}$

$W_M = 430 + 300 = 730 \text{ kgs/ml.}$

Cargas Muertas Concentradas

Intensidad:

por carga repartida en VA A' (3 - 1) $\approx \frac{5}{8} \text{ ml} \approx \frac{5}{8} \times (760 + 115) \times 7.45 \approx 4100 \text{ kgs.}$

Ubicación: a 2.05 mts. de () y a 2.05 mts. de (E)

Carga Viva Uniformemente Distribuida

- Aligerado:

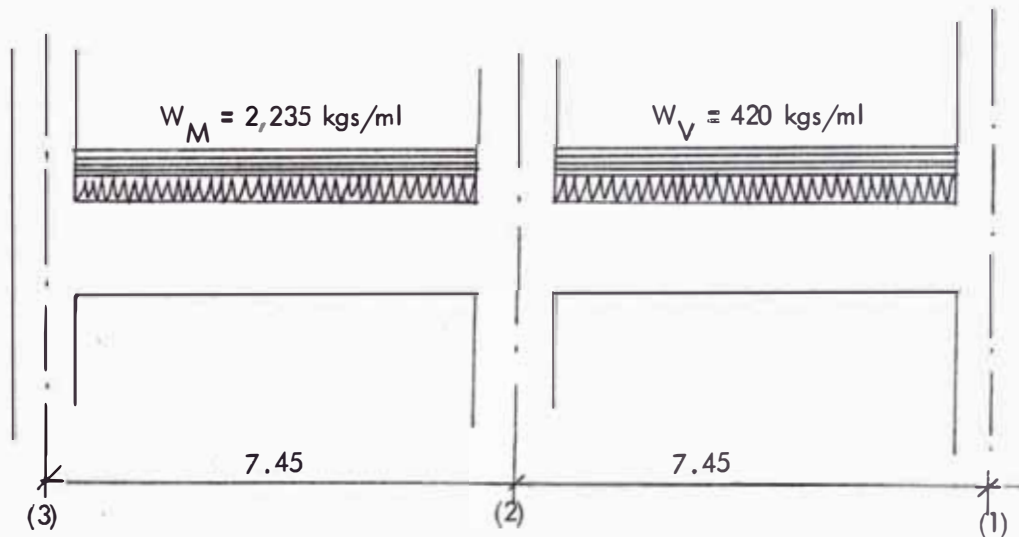
Ancho de influencia $\rightarrow 1.00 \text{ mts.}$

Carga viva por aligerado : $100 \times 1.00 \approx 100 \text{ kgs/ml.}$

$$W_V = 100 \text{ kgs/ml.}$$

- o -

VA A (3 - 1) ; VA E (3 - 1)



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

- Aligerado :

Ancho de influencia $\rightarrow 4.20 \text{ mts.}$

Carga de aligerado: $430 \times 4.20 \approx 1805 \text{ kgs/ml.}$

- Peso propio: (30 x 60)

$$0.30 \times 0.60 \times 1.00 \times 2400 \approx 430 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 1805 + 430 = 2235 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Viva Uniformemente Distribuida

- Aligerado:

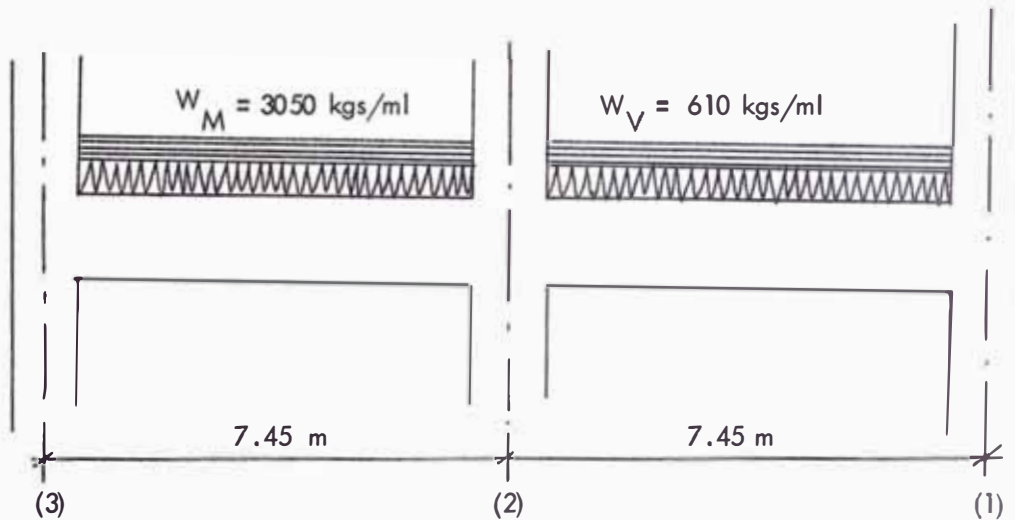
Ancho de influencia \rightarrow 4.20 mts.

Carga viva por aligerado : $100 \times 4.20 = 420 \text{ kgs/ml.}$

$$W_V = 420 \text{ kgs/ml.}$$

- o -

VA B (3 - 1)



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

- Aligerado:

Ancho de influencia \rightarrow 6.10 mts.

Carga de aligerado : $430 \times 6.10 = 2,620 \text{ kgs/ml.}$

- Peso propio : (30 x 60)

$$(0.30 \times 0.60) \times 1.00 \times 2400 = 430 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 2620 + 430 = 3,050 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Viva Uniformemente Distribuida

- Aligerado:

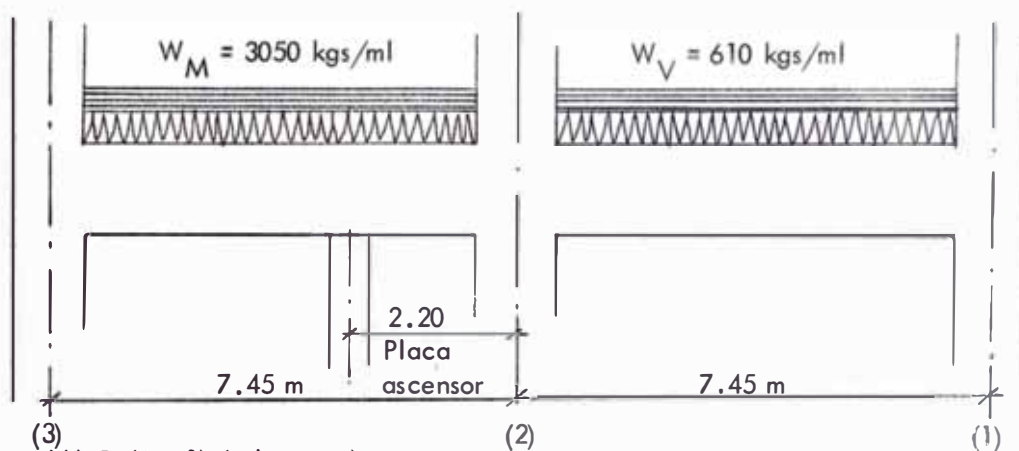
Ancho de influencia \rightarrow 6.10 mts

Carga viva por aligerado: $100 \times 6.10 = 610$ kgs/ml.

$$W_V = 610 \text{ kgs/ml.}$$

- o -

VA C (3 - 1) ; VA D (3 - 1) *



* para VA D (3 - 1) (solamente)

* Cargas Muertas Concentradas

Intensidad:

por acción de la viga VA 2' (C' - D) $\frac{1210 \times 160}{2} \times 3.00 = 2060$ kgs

Ubicación: a 2.30 mts. de (2)

Carga Uniformemente Distribuida

- Aligerado

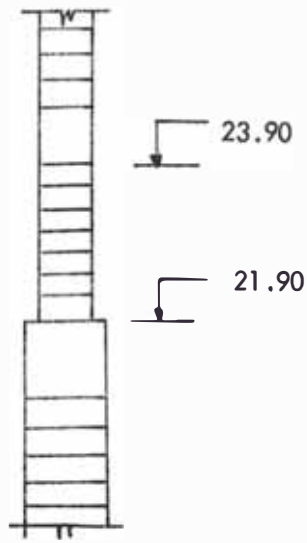
Ancho de influencia \rightarrow 6.10 mts.

Carga de aligerado : $430 \times 6.10 = 2620$ kgs/ml.

- Peso propio : (30 x 60)

$$0.30 \times 0.60 \times 1.00 \times 2400 = 430 \text{ kgs/ml.}$$

- Carga de muro:



$$H = 2.00$$

peso del muro:

$$2.00 \times 1.00 \times 200 = 400 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = \frac{2,620}{2} + 430 + 400 = 2,140 \text{ kgs/ml.}$$

$$W'_M = 2,620 + 430 = 3050 \text{ kgs/ml.}$$

Uniformizamos:

$$W_M = 3050 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Viva Uniformemente Distribuida

- Aligerado:

Ancho de influencia \rightarrow 6.10 mts

Ancho de influencia (para zona de muro) \rightarrow 3.05 mts.

Carga viva por aligerado : $100 \times 6.10 = 610 \text{ kgs/ml.}$

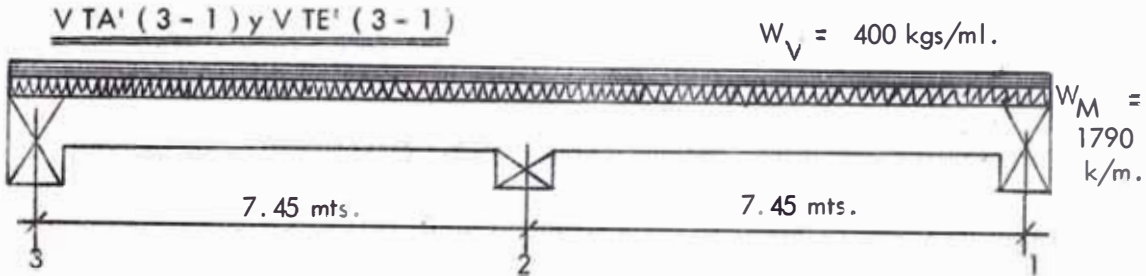
Carga viva por aligerado : $100 \times 3.05 = 305 \text{ kgs/ml.}$

Como la diferencia no tiene mucho significado, uniformizaremos:

$$W_V = 610 \text{ kgs/ml.}$$

Nivel : Piso Típico y algunas vigas del 1er piso.

(18.85 - 15.80 - 12.75 - 9.70 - 6.65 - 3.60)



Carga Muerta Uniformemente Distribuida.

Aligerados

Ancho de influencia $\frac{2.30}{2} = 1.15 \text{ mts.}$

Carga de aligerado: $450 \times 1.15 = 520 \text{ kgs/ml.}$

Peso propio (0.50 x 0.20)

$0.50 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/ml.}$

Carga de Muro

$H = 2.85 \text{ mts.}$

Carga del muro : $2.85 \times 1.00 \times 360 = 1030 \text{ kgs/ml.}$

$W_M = 520 + 240 + 1030 = 1790 \text{ kgs/ml.}$

Carga Viva Uniformemente Distribuida.

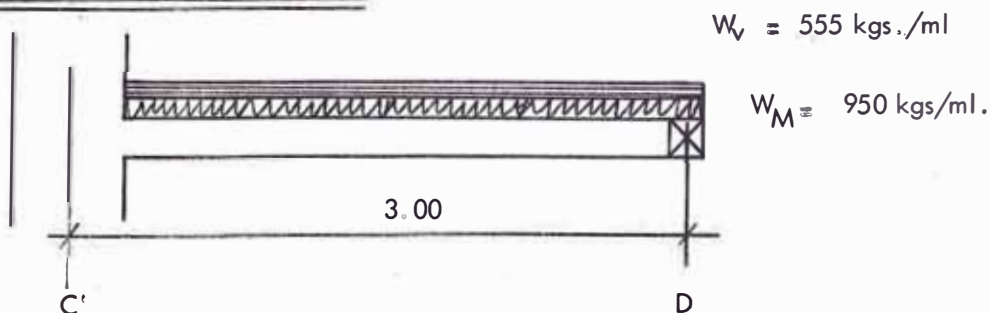
Aligerados

Ancho de influencia 1.15 mts.

Carga viva por aligerado : $350 \times 1.15 = 400 \text{ kgs/ml.}$

$W_V = 400 \text{ kgs/ml.}$

VT 2' (C' - D) y V 12' (C' - D)



Carga Muerta Uniformemente Distribuida.

Aligerado

Está en contacto con 2 aligerados, sirve como viga principal para el aligerado - AC' (2 - 2') y de arriostre para el aligerado A2' (C' - E'), por lo tanto, considerare - mos 2 anchos de influencia.

A C' (2 - 2')

$$\text{ancho de influencia} \quad \frac{2.15}{2} = 1.075 \text{ mts.}$$

$$\text{Carga por aligerado: } 450 \times 1.075 = 485 \text{ kgs/ ml.}$$

A 2' (C - E')

$$\text{ancho de influencia} \quad 0.50 \text{ mts.}$$

$$\text{Carga por aligerado : } 450 \times 0.20 = 225 \text{ kgs/ ml.}$$

Peso Propio (25 x 40)

$$0.25 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/ ml.}$$

$$W_M = 485 + 225 + 240 = 950 \text{ kgs/ ml.}$$

Carga Viva uniformemente Distribuida.

Aligerados

A C' (2 - 2')

$$\text{ancho de influencia} \quad 1.075 \text{ m.}$$

$$\text{Carga viva por aligerado} \quad 1.075 \times 350 = 380 \text{ kgs/ml.}$$

A 2' (C - E)

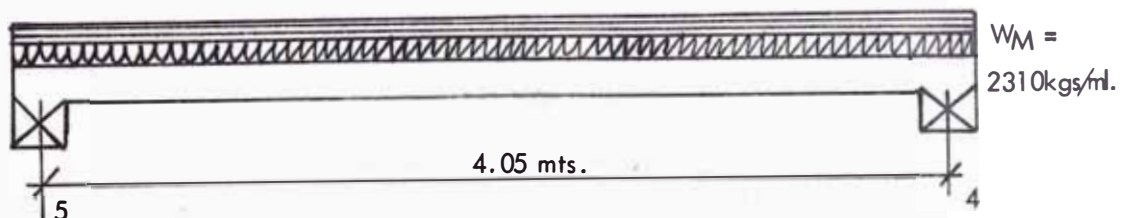
$$\text{ancho de influencia} \quad 0.50 \text{ m.}$$

$$\text{Carga viva por aligerado} \quad 0.50 \times 350 = 175 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_v = 380 + 175 = 555 \text{ kgs/ml.}$$

V T C' (4 - 5)

$$W_v = 425 \text{ kgs/ml}$$



Carga Muerta Uniformemente Distribuida.

Losas

Ancho de influencia 1.70 mts.

Peso de la losa de 0.20/m² 480 kgs/m²

Peso del acabado = 100 kg/m²

Peso de relleno 50 kgs/m²

Carga total de losa: 630 x 1.70 = 1070 kgs/ml.

Peso propio (25 x 40)

0.25 x 0.40 x 1.00 x 2400 = 240 kgs/ml.

Carga de Muro.

H = 2.70 mts.

Carga del muro : 2.70 x 1.00 x 3.60 = 1000 kgs/ml.

W_M = 1070 + 240 + 1000 = 2,310 kgs/ml.

Carga Viva Uniformemente Distribuida.

Losas

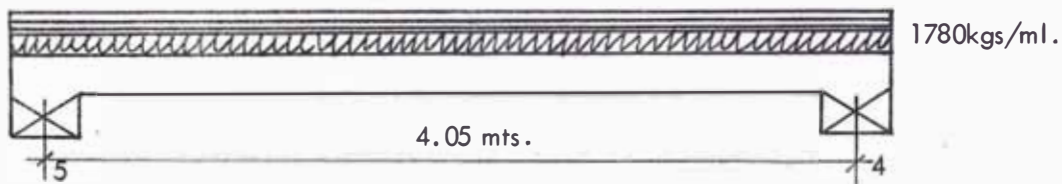
Ancho de influencia 1.70 mts.

Carga viva por losa : 250 x 1.70 = 425 kgs/ml.

W_V 425 kgs/ml.

VTD" (4 - 5)

W_V = 210 kgs/ml.



Carga Muerta Uniformemente Distribuida.

Losa

Ancho de influencia $\frac{1.70}{2} = 0.85$ mts.

Peso de la losa de 0.20 por m². 480 kgs/ml.

Peso de losa + peso de relleno + peso de acabado = 630 kgs/m²

Carga total de losa : 630 x 0.85 = 540 kgs/ml.

Peso propio (25 x 40)

$$0.25 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/ml.}$$

Carga de Muro

$$H = 2.70 \text{ mts.}$$

$$\text{Carga del muro : } 2.70 \times 1.00 \times 3.60 = 1000 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 540 \times 240 \times 1000 = 1780 \text{ kgs/ml.}$$

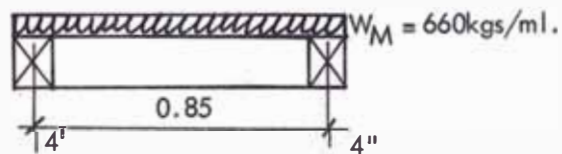
Carga Viva Uniformemente Distribuída.

Losas: Ancho de influencia 0.85 mts.

$$\text{Carga viva por losa : } 250 \times 0.85 = 210 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_V = 210 \text{ kgs/ml.}$$

V TC" (4' - 4") y V IC" (4' - 4")



Carga Muerta Uniformemente Distribuída.

Peso propio (25 x 20)

$$0.25 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 120 \text{ kgs/ml.}$$

Carga de muro

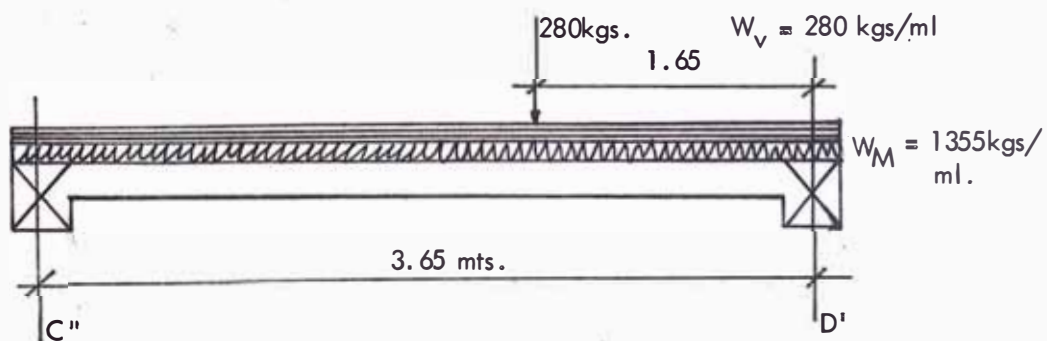
$$H = 2.70 \text{ mts.}$$

$$\text{Peso muro } 2.70 \times 1.00 \times 200 = 540 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 120 + 540 = 660 \text{ kgs/ml.}$$

V T4' (C" - D'); V T4" (C" - D'); V T5' (C" - D')

V 14' (C" - D'); V 14" (C" - D'); V 15' (C" - D') .-



Carga Muerta Uniformemente Distribuida.

Losa :

Ancho de influencia 1.10 mts.

Peso de la losa de 0.20 mts. por m² 480 kgs/m²

Peso losa + Peso relleno + Peso acabado 630 kgs/m²

Carga total de losa : 630 x 1.10 = 695 kgs/ml.

Peso propio (25 x 20)

0.25 x 0.20 x 1.00 x 2400 = 120 kgs/ml.

Cargas por muro: H = 2.70

Carga de muro : 2.70 x 1.00 x 200 = 540 kgs/ml.

$W_M = 695 + 120 + 540 = 1,355$ kgs/ml.

Cargas Muertas Concentradas.

Sólo en las vigas V T4ⁱ (C" - D'); V T4" (C" - D'); V14' (C" - D'); V14" (C" - D') por acción de las vigas V TC" (4' - 4") y V IC" (4' - 4") respectivamente.

Intensidad :

$$\frac{660 \times 0.85}{2} = 280 \text{ kgs.}$$

Ubicación :

a 1.65 mts. de D'

Carga Viva Uniformemente Distribuida.

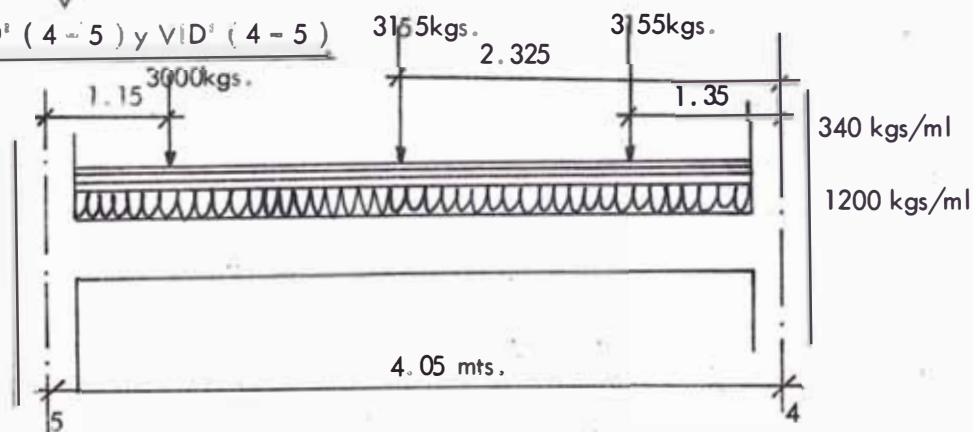
Losa :

Ancho de influencia 1.10 mts.

Carga viva de losa : 250 x 1.10 = 280 kgs/ml.

$W_v = 280$ kgs/ml.

V TDⁱ (4 - 5) y V IDⁱ (4 - 5)



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Losa :

Ancho de influencia : $0.85 + 0.50 = 1.35$ mts.

Peso de la losa de 0.20 por m^2 480 kgs/ m^2

Peso de losa + Peso relleno + piso acabado : 630 kgs/ m^2

Carga total de losa : $630 \times 1.35 = 850$ kgs/ ml.

Peso propio : (50×20)

$0.50 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 240$ kgs/ml.

$W_M = 850 + 240 = 1090$ kgs/ml.

Incrementaremos un 15% en carga repartida por un tramo de muro de más ó menos-
 $1/8$ L.

$W_M = 1090 \times 1.15 = 1200$ kgs/ml.

Cargas Muertas Concentradas:

a) Debido a la viga V T4' (C'' - D')

Intensidad:

por carga distribuida: $\frac{(1355 + 280) \cdot 3.65}{2} = 3,000$ kgs.

por carga concentrada: $\frac{280 \times 2.00}{3.65} = 155$ kgs.

total de carga concentrada: $3,000 + 155 = 3,155$ kgs.

Ubicación : a 1.35 de (4)

b) Debido a la viga V T4'' (C'' - D')

Intensidad : $3,155$ kgs.

Ubicación : a 2.325 mts. de (4)

c) Debido a la viga V T5' (C'' - D')

Intensidad : $\frac{(1355 + 280) \cdot 3.65}{2} = 3000$ kgs.

Ubicación : a 1.15 mts. de (5)

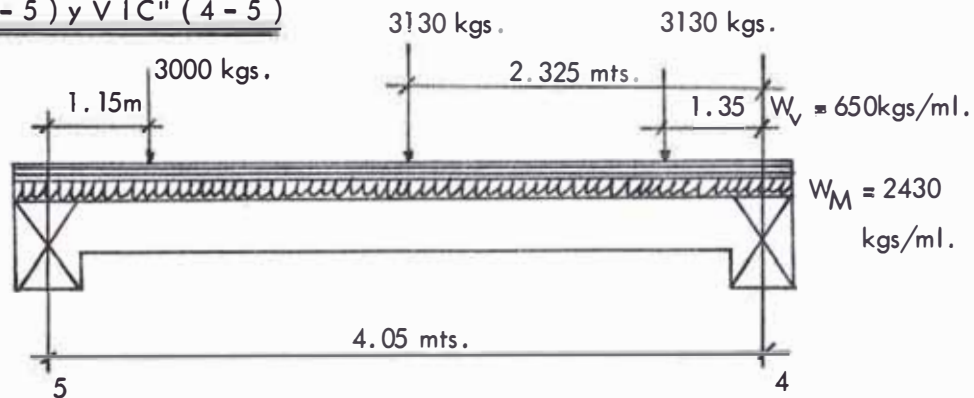
Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas.

Ancho de influencia 1.35 mts.

Carga viva de losa : $250 \times 1.35 = 340 \text{ kgs/ml.}$

$W_v = 340 \text{ kgs/ml.}$

VTC" (4 - 5) y VIC" (4 - 5)



Carga Muerta Uniformemente Distribuida.

Losa :

ancho de influencia 2.61 mts.

Peso de la losa de 0.20 por m^2 480 kgs/m^2

Peso losa + peso relleno + piso acabado 630 kgs/m^2

Carga total de losa : $630 \times 2.61 = 1650 \text{ kgs/ml.}$

Peso propio : (50 x 20)

$0.50 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/ml.}$

Carga de muro

H = 2.70

carga de muro : $2.70 \times 1.00 \times 200 = 540 \text{ kgs/ml.}$

$W_M = 1650 + 240 + 540 = 2430 \text{ kgs/ml.}$

Carga Muerta Concentrada.

Consideremos las acciones de las siguientes vigas:

a) VT4' (C" - D')

Intensidad :

por carga distribuida 3000 kgs.

por carga concentrada $\frac{280 \times 1.65}{3.65} = 130 \text{ kgs.}$

total de carga concentrada: $3000 - 130 = 3130$ kgs.

Ubicación : a 1.35 mts. de (4)

b) Debido a la viga V T4" (C" - D')

Intensidad : 3130 kgs.

Ubicación : a 2.325 mts. de (4)

c) Debido a la viga V T5' (C" - D')

Intensidad : 3000 kgs.

Ubicación : a 1.15 mts. de (5)

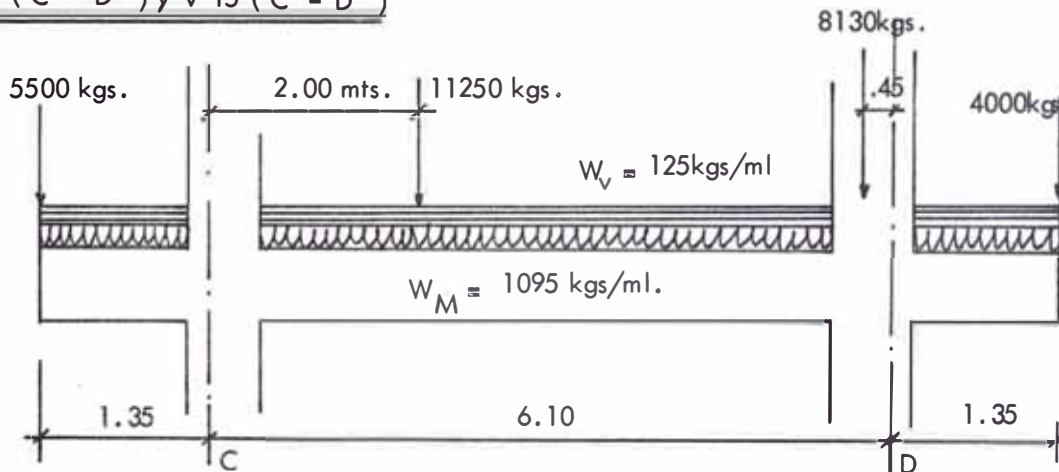
Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas.

Ancho de influencia 2.61 mts.

Carga viva de losa : $250 \times 2.61 = 650$ kgs/ml.

$W_v = 650$ kgs/ml.

V T5 (C' - D") y V 15 (C' - D")



Cargas Muerta Uniformemente Distribuida.

Losa :

ancho de influencia 0.50 mts.

Peso de la losa de 0.20 por m^2 480 kgs/ m^2

Peso de la losa + peso del relleno + peso acabado 630 kgs/ m^2

Carga total de losa : $630 \times 0.50 = 315$ kgs/ml

Peso propio : (25 x 40)

$0.25 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 240$ kgs/ml.

Carga de muro : H = 2.70

carga de muro = $2.70 \times 1.00 \times 200 = 540$ kgs/ml.

$W_M = 315 + 240 + 540 = 1095$ kgs/ml.

Carga Muerta Concentrada.

Consideremos las acciones de las siguientes vigas :

a) V TC' (4 - 5)

$$\text{Intensidad : } \frac{(2310 + 425)}{2} \cdot 4.05 = 5,500 \text{ kgs.}$$

Ubicación : a 1.35 mts. de (C)

b) V TD" (4 - 5)

$$\text{Intensidad : } \frac{(1780 + 210)}{2} \times 4.05 = 4000 \text{ kgs.}$$

Ubicación : a 1.35 mts. de (D)

c) V TD' (4 - 5)

Intensidad :

$$\begin{aligned} \text{- por carga concentrada} & \quad \frac{3000 (2.90)}{4.05} = 2150 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

$$\frac{3155 (2.325)}{4.05} = 1810$$

$$\frac{3155 (1.35)}{4.05} = \frac{1050}{5,010 \text{ kgs.}}$$

$$\begin{aligned} \text{- por carga distribuida} & \quad \frac{(1200 + 340) 4.05}{2} = 3120 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

carga debida a V TD' (4 - 5) : 5010 + 3120 = 8130 kgs.

Ubicación: a 0.45 mts. de (D)

d) V TC" (4 - 5)

Intensidad :

$$\begin{aligned} \text{- por carga concentrada:} & \quad \frac{3000 (2.90)}{4.05} = 2150 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

$$\frac{3130 (2.325)}{4.05} = 1800$$

$$\frac{3130 (1.35)}{4.05} = \frac{1050}{5000 \text{ kgs.}}$$

$$\begin{aligned} \text{- por carga distribuida :} & \quad \frac{(2430 + 650) 4.05}{2} = 6250 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

Carga debida a V TC" (4 - 5) : $5000 - 6250 = 11,250$ kgs.

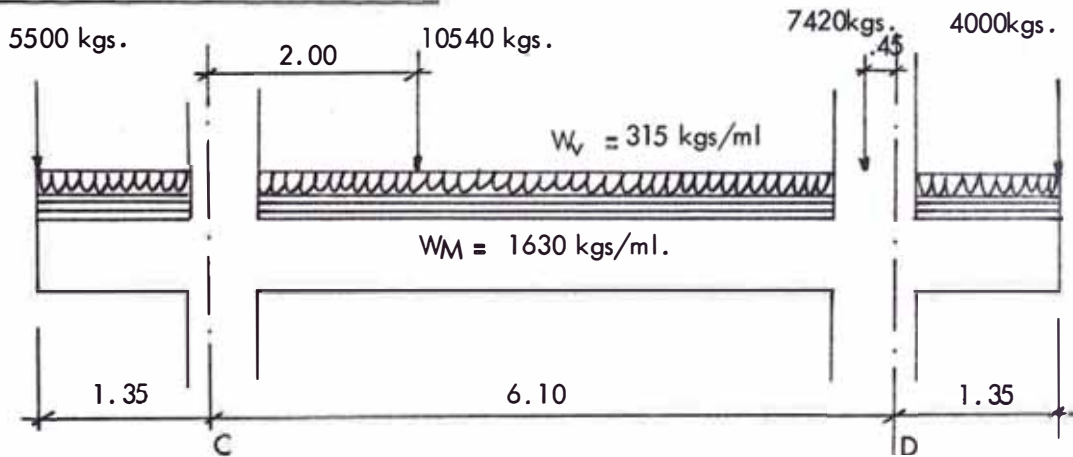
Ubicación : a 2.00 mts. de (C)

Carga Viva Uniformemente Distribuida.

Ancho de influencia : 0.50 mts.

Carga viva de losa $250 \times 0.50 = 125$ kgs/ml.

VT 4 (C' - D'') y V 14 (C' - D'')



Carga Muerta Uniformemente Distribuida.

Losa :

Ancho de influencia : 1.25 mts.

Peso de la losa de 0.20 por m^2 . 480 kgs/ m^2

Peso de losa + Peso de relleno + piso acabado 630 kgs/ m^2 .

Carga total de losa : $630 \times 1.25 = 790$ kgs/ml.

Peso propio (25 x 50)

$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400 = 300$ kgs/ml.

Carga de muro:

H = 2.70

Carga de muro : $2.70 \times 1.00 \times 200 = 540$ kgs/ml.

$W_M = 790 + 300 + 540 = 1630$ kgs/ml.

Carga Muerta Concentrada.

Consideraremos las acciones de las siguientes vigas :

a) V TC' (4 - 5) (al igual que para la viga V T5 (C' - D'')

Intensidad : 5,500 kgs.

Ubicación : a 1.35 mts. de (C)

b) V TD" (4 - 5) (a l igual que para la viga V T5 (C' - D")

Intensidad : 4000 kgs.

Ubicación : a 1.35 mts. de (D)

c) V TD' (4 - 5)

Intensidad :

a) por cargas concentradas :
$$\frac{3000 (1.15)}{4.05} = 850$$

$$\frac{3155 (1.725)}{4.05} = 1350$$

$$\frac{3155 (2.70)}{4.05} = \frac{2100}{4,300 \text{ kgs.}}$$

b) por carga distribuida: (al igual que para V A5 (C' - D") 3120 kgs.

$$\text{carga por la viga V TD' (4 - 5) : } 4300 + 3120 = 7420 \text{ kgs.}$$

Ubicación : a 0.45 mts. de (D)

d) V TC" (4 - 5)

Intensidad :

a) por carga concentrada:
$$\frac{3000 (1.15)}{4.05} = 850$$

$$\frac{3130 (1.725)}{4.05} = 1340$$

$$\frac{3130 (2.70)}{4.05} = \frac{2100}{4290 \text{ kgs.}}$$

b) por carga distribuida: (al igual que para VA 5 (C' - D") 6250 kgs.

$$\text{carga por la viga V TC" (4 - 5) : } 4290 + 6250 = 10,540 \text{ kgs.}$$

Ubicación : a 2.00 mts. de (C)

Carga Viva Uniformemente Distribuida.

Ancho de influencia : 1.25 mts.

Carga viva de losa : $250 \times 1.25 = 315 \text{ kgs/ml.}$

$$W_v = 315 \text{ kgs/ml.}$$

Vigas de la Escalera :

V TC (4 - 3) y V IC (4 - 3)

$$\begin{aligned} \text{Ancho de influencia} & 3.05 \text{ mts.} \\ \text{Peso de la escalera + acabados} & 725 \text{ kgs/m}^2 \\ & 725 \times 3.05 = 2,210 \text{ kgs/ml.} \end{aligned}$$

Peso propio : (30 x 40) l

$$0.30 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 290 \text{ kgs/ml.}$$

Peso de muro : H = 2.85 mts.

$$\text{Peso de muro} : 2.85 \times 1.00 \times 360 = 990 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 2,210 + 290 + 990 = 3,490 \text{ kgs/ml.}$$

Carga viva Uniformemente Distribuída.

$$\begin{aligned} \text{Ancho de influencia} & 3.05 \text{ mts.} \\ \text{Carga viva de la escalera} & 450 \times 3.05 = 1375 \text{ kgs/ml.} \\ W_v & = 1375 \text{ kgs/ml.} \end{aligned}$$

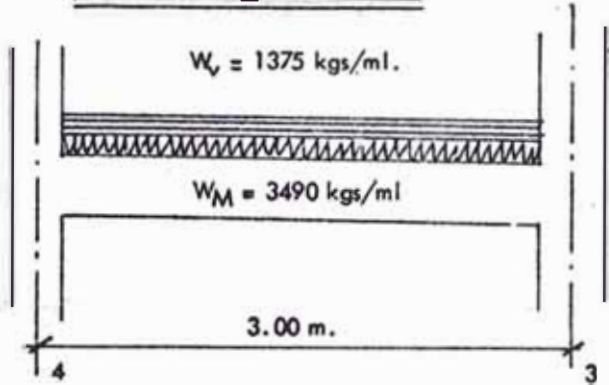
V TD (4 - 3)

$$\begin{aligned} \text{Ancho de influencia} & 3.05 \text{ mts.} \\ \text{Peso de escalera + acabados} & 725 \text{ kgs/m}^2 \\ & 725 \times 3.05 = 2,210 \text{ kgs/ml.} \\ \text{peso propio} : (30 \times 40) & \\ 0.30 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 & = 290 \text{ kgs/ml.} \\ \text{peso de ventanal} : H & = 2.70 \text{ m.} \\ \text{peso del ventanal} & 2.70 \times 1.00 \times 60 = 165 \text{ kgs/ml.} \\ W_M & = 2,210 + 290 + 165 = 2,665 \text{ kgs/ml.} \end{aligned}$$

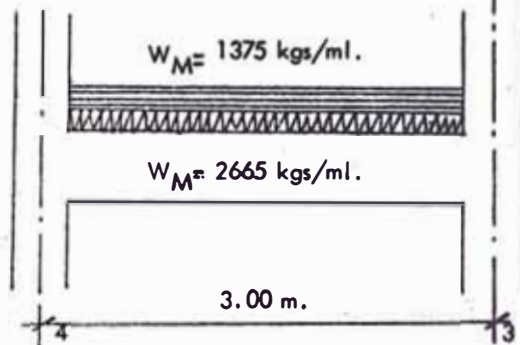
Carga Viva Uniformemente Distribuída.

$$\begin{aligned} \text{Ancho de influencia} & 3.05 \text{ mts.} \\ \text{Carga viva de la escalera} & 450 \times 3.05 = 1375 \text{ kgs/ml.} \\ W_v & = 1375 \text{ kgs/ml.} \end{aligned}$$

VTC (4 - 3) y VIC (4 - 3)



VTD (4 - 3)



V ID (4 - 3)

Ancho de influencia : 3.05mts.

peso de escalera + acabados 725 kgs/ml.

$725 \times 3.05 = 2210 \text{ kgs/ml.}$

peso propio : (30 x 70)

$0.30 \times 0.70 \times 1.00 \times 2400 = 505 \text{ kgs/ml.}$

peso de ventanal :

$H = 2.35 \text{ mts.}$

peso del ventanal : $2.35 \times 1.00 \times 60 = 140 \text{ kgs/ml.}$

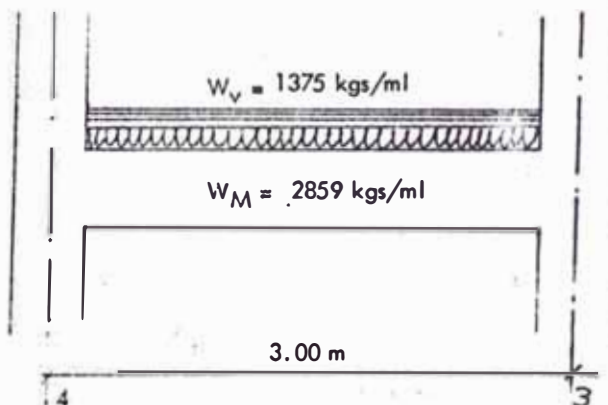
$W_M = 2210 + 505 + 140 = 2,859 \text{ kgs/ml.}$

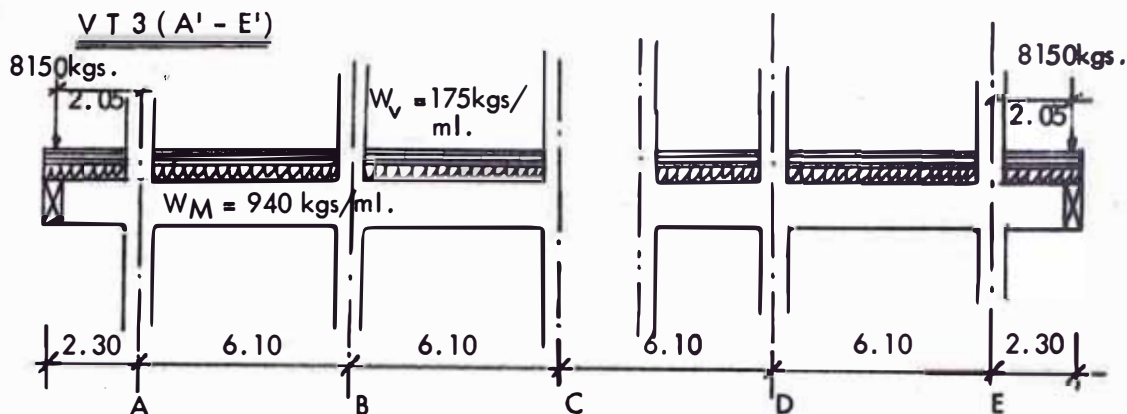
Cargo Vivo Uniformemente Distribuída.

Ancho de influencia 3.05 mts.

cargo viva de la escalera: $450 \times 3.05 = 1,375 \text{ kgs/ml.}$

$W_V = 1,375 \text{ kgs/ml.}$





Carga Muerta Uniformemente Distribuida.

Aligerado:

ancho de influencia 0.50 mts.

carga de aligerado: $450 \times 0.50 = 225 \text{ kgs/ml.}$

Peso propio (25 x 50)

$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400 = 300 \text{ kgs/ml.}$

Carga de ventanal

H = 2.05

peso de ventanal : $2.05 \times 1.00 \times 60 = 125 \text{ kgs/ml.}$

Carga de muro

H = 0.80

peso de muro : $0.80 \times 1.00 \times 360 = 290 \text{ kgs/ml.}$

$W_M = 225 + 300 + 125 + 290 = 940 \text{ kgs/ml.}$

Carga Muerta Concentrada.

Intensidad:

por carga repartida en V TA' (3 - 1) : $\frac{(1790 + 400) 7.45}{2} = 8,150 \text{ kgs.}$

Ubicación: a 2.05 mts. de (A) y a 2.05 mts. de (E).

Carga Viva Uniformemente Distribuida.

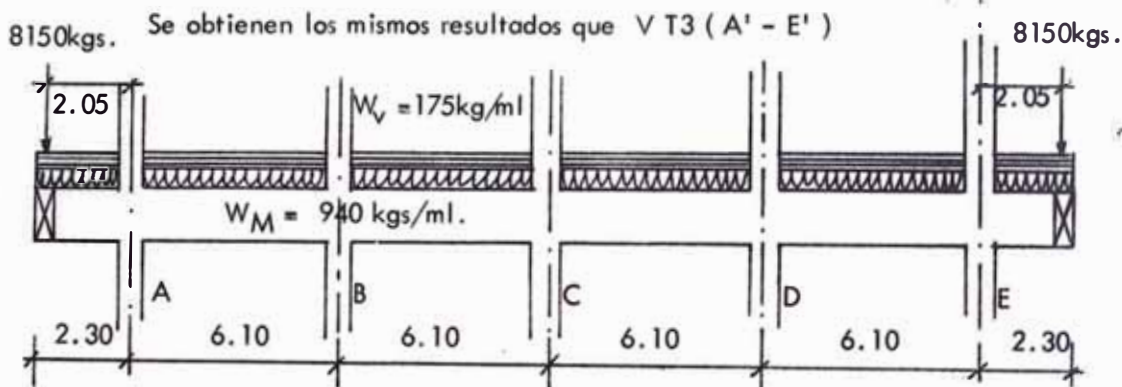
Aligerados:

Ancho de influencia 0.50 mts.

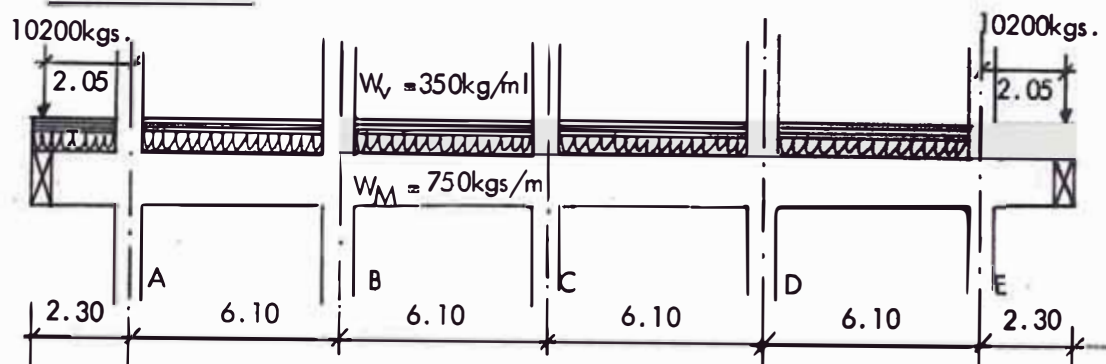
Carga viva por aligerado $350 \times 0.50 = 175 \text{ kgs/ml.}$

$W_v = 175 \text{ kgs/ml.}$

V T 1 (A' - E')



V T 2 (A' - E')



Carga Muerta Uniformemente Distribuida.

Aligerado:

ancho de influencia 1.00 mts.

carga de aligerado : $450 \times 1.00 = 450 \text{ kgs/ml}$.

peso propio : (25×50)

$$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400 = 300 \text{ kgs/ml}.$$

$$W_M = 450 + 300 = 750 \text{ kgs/ml}.$$

Carga Muerta Concentrada.

Intensidad :

$$\text{por carga representada en VAA' (3 - 1) : } \frac{5}{8} w_l = \frac{5}{8} (1790 + 400) 7.45 = 10,200 \text{ kgs/}$$

Ubicación: a 2.05 mts. de (A) y a 2.05 mts. de (E)

Carga Viva Uniformemente Distribuida.

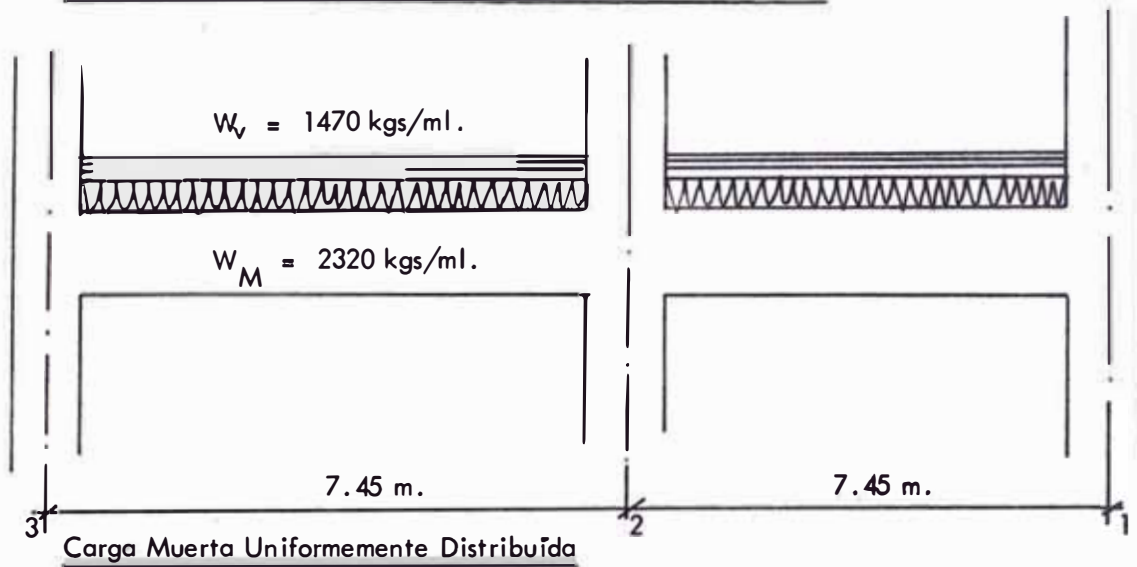
Aligerado:

ancho de influencia 1.00 ml.

carga viva por aligerado: $350 \times 1.00 = 350 \text{ kgs/ml}$

$$W_V = 350 \text{ kgs/ml}.$$

V TA (3 - 1); V TE (3 - 1); V IA (3 - 1) y V IE (3 - 1)



Aligerado :

ancho de influencia 4.20 mts.

carga de aligerado : 450 x 4.20 = 1890 kgs/ml.

peso propio: (30 x 60)

$$0.30 \times 0.60 \times 1.00 \times 2400 = 430 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 1890 + 430 = 2320 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Viva Uniformemente Distribuida

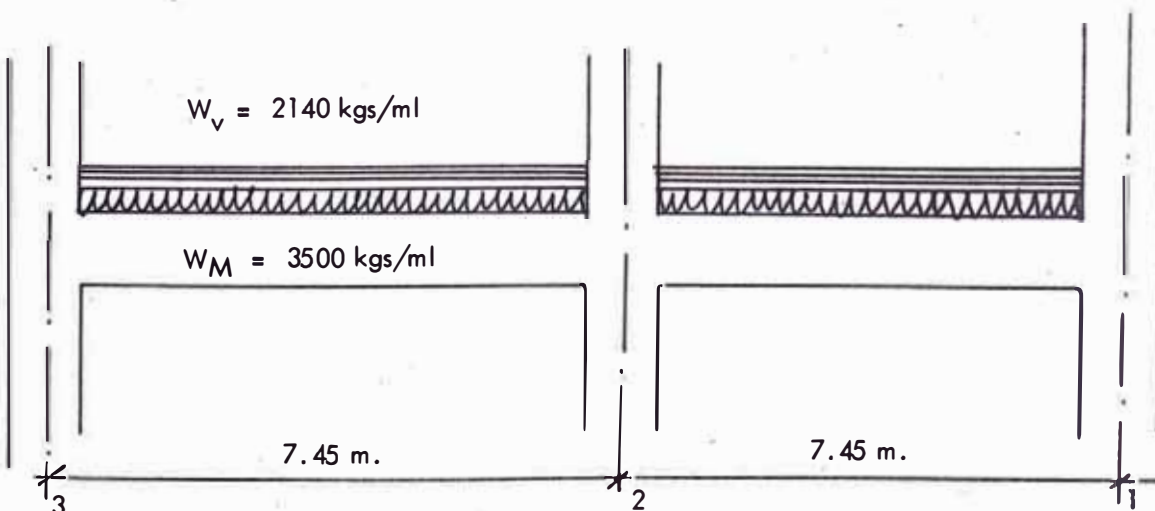
Aligerado:

ancho de influencia 4.20 mts.

carga viva por aligerado 350 x 4.20 = 1470 kgs/ml.

$$W_v = 1470 \text{ kgs/ml.}$$

V TB (3 - 1) y V IB (3 - 1)



Carga Muerta Uniformemente Distribuida.

Aligerado:

ancho de influencia 6.10 mts.

carga de aligerado: $450 \times 6.10 = 2,740$ kgs/ml.

Peso propio: (30 x 60)

$0.30 \times 0.60 \times 1.00 \times 2400 = 430$ kgs/ml.

$W_M = 2740 + 430 = 3,170$ kgs/ml.

Incrementaré un 10% por efectos del muro del ducto y adyacentes.

$W_M = 3,170 \times 1.10 = 3,500$ kgs/ml.

Carga Viva Uniformemente Distribuida.

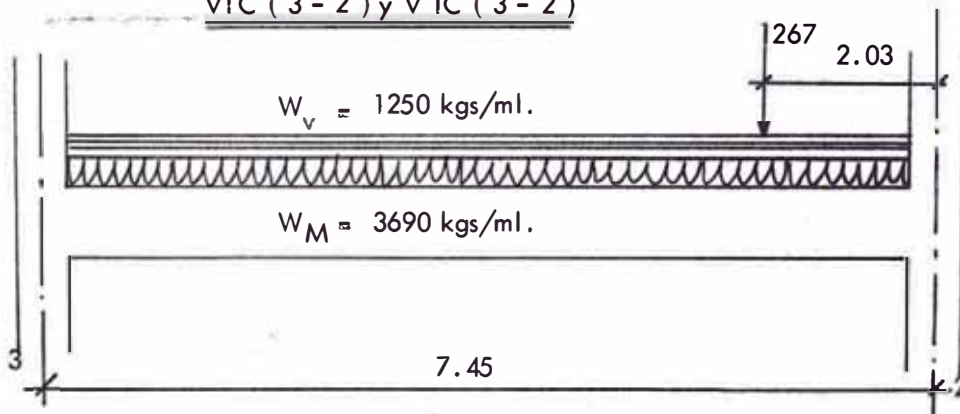
Aligerado:

ancho de influencia 6.10 mts.

carga de aligerado: $350 \times 6.10 = 2,140$ kgs/ml.

$W_V = 2,140$ kgs/ml.

VTC (3 - 2) y VIC (3 - 2)



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Aligerado:

ancho de influencia $\frac{6.10}{2} + 0.5 = 3.55$ mts.

carga de aligerado: $450 \times 3.55 = 1,600$ kgs/ml.

Peso propio: (30 x 60)

$0.30 \times 0.60 \times 1.00 \times 2400 = 430$ kgs/ml.

Carga de muro sobre la viga:

$H = 2.45$ mts.

carga de muro: $2.45 \times 1.00 \times 200 = 490$ kgs/ml.

Carga por muro paralelo a la viga

$$H = 2.80 \text{ mts.}$$

carga concentrada en la vigueta : 560 kgs.

$$\text{carga en (C)} \quad \frac{560 \times 5.125}{6.10} = 470 \text{ kgs.}$$

carga distribuida equivalente : $2.5 \times 470 = 1170 \text{ kgs/ml.}$

$$W_M = 1600 + 430 + 490 + 1170 = 3,690 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Muerta Concentrada : Debida a la viga VT- 2' (C - C)

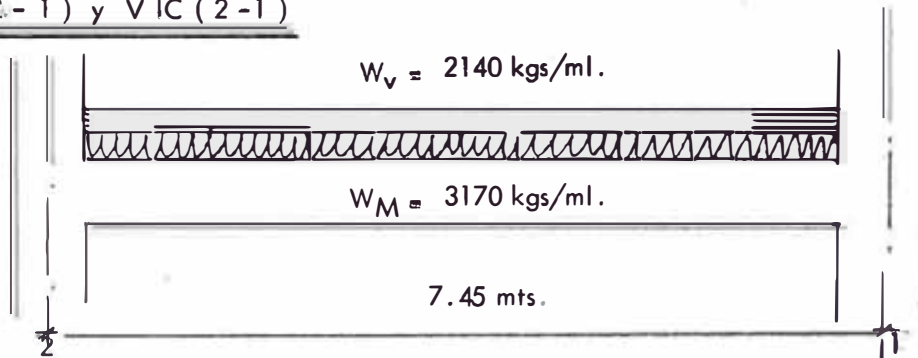
$$\frac{(1785 + 750)}{2} \times 1.00 = 1276 \text{ kgs.} \quad \text{a } 2.03 \text{ de (2)}$$

Carga Viva Uniformemente Distribuida

Ancho de influencia : 3.55 mts.

carga viva por aligerado: $350 \times 3.55 = 1250 \text{ kgs/ml.}$

VTC (2-1) y VIC (2-1)



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Aligerado:

Ancho de influencia : 6.10 mts.

carga de aligerado: $6.10 \times 450 = 2740 \text{ kgs/ml.}$

Peso propio: (0.30 x 0.60)

$$0.30 \times 0.60 \times 1.00 \times 2400 = 430 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 2740 + 430 = 3,170 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Viva Uniformemente Distribuida.

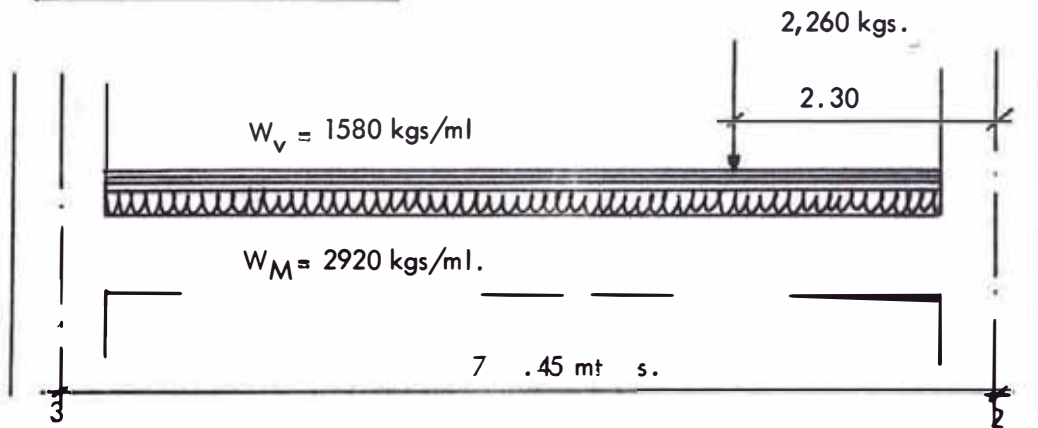
Aligerado :

Ancho de influencia : 6.10 mts.

carga viva por aligerado : $350 \times 6.10 = 2,140 \text{ kgs/ml.}$

$$W_V = 2140 \text{ kgs/ml.}$$

V TD(3 - 2) y VID (3 - 2)



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Aligerado :

$$\text{Ancho de influencia : } \frac{6.10}{2} + \frac{2.90}{2} = 4.50 \text{ mts.}$$

$$\text{carga de aligerado } 450 \times 4.50 = 2000 \text{ kgs/ml.}$$

Peso propio : (30 x 60)

$$0.30 \times 0.60 \times 1.00 \times 2400 = 430 \text{ kgs/ml.}$$

carga de muro : H = 2.45 mts.

$$\text{carga de muro : } 2.45 \times 1.00 \times 200 = 490 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 2000 + 430 + 490 = 2,920 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Muerta Concentrada

Intensidad :

por carga repartida en viga VT2' (C' - D)

$$\frac{(950 + 555) \times 3.00}{2} = 2,260 \text{ kgs.}$$

Ubicación : a 2.30 mts. de (2)

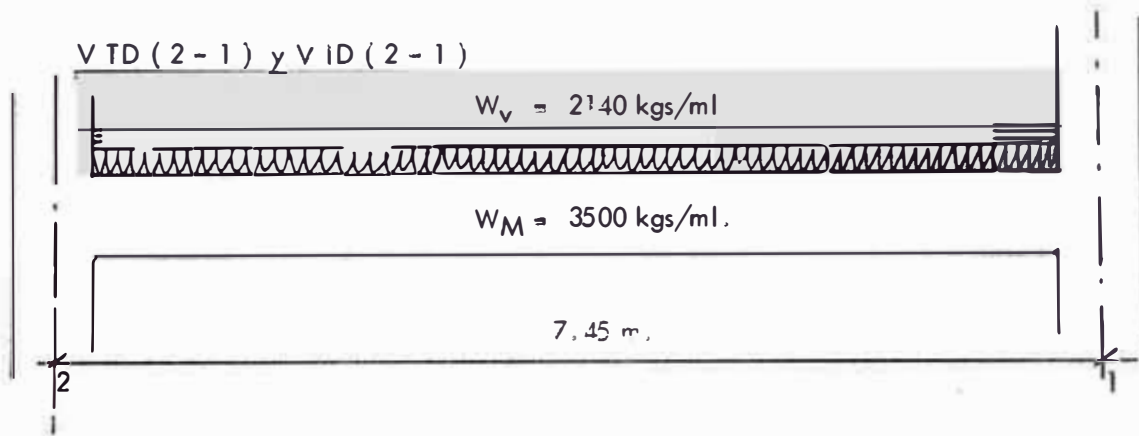
Carga Viva Uniformemente Distribuida

Aligerado :

Ancho de influencia : 4.50 mts.

$$\text{carga viva por aligerado : } 4.50 \times 350 = 1580 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_V = 1580 \text{ kgs/ml.}$$



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Aligerado :

Ancho de influencia 6.10 mts.

carga de aligerado : $450 \times 6.10 = 2740 \text{ kgs/ml.}$

Peso propio : (0.30 x 0.60)

$0.30 \times 0.60 \times 1.00 \times 2400 = 430 \text{ kgs/ml.}$

$W_M = 2740 + 430 = 3,170 \text{ kgs/ml.}$

Incrementaré un 10% por efectos del muro del ducto y adyacentes.

$W_M = 3170 \times 1.10 = 3500 \text{ kgs/ml.}$

Carga Viva Uniformemente Distribuida

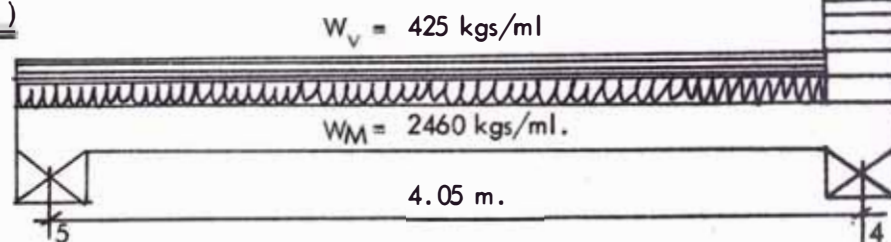
Aligerado :

Ancho de influencia 6.10 mts.

carga de aligerado : $350 \times 6.10 = 2140 \text{ kgs/ml.}$

$W_v = 2140 \text{ kgs/ml.}$

VIC' (4-5)



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Losas :

Ancho de influencia 1.70 mts.

Peso de la losa de 0.20 por m² 480 kgs/m²

Peso del relleno + Peso losa + Peso del acabado 630 kgs/m²

Carga total de losa $630 \times 1.70 = 1070 \text{ kgs/ml.}$

peso propio (25x 70)

$$0.25 \times 0.70 \times 1.00 \times 2400 = 420 \text{ kgs/ml.}$$

carga de muro H = 2.70 mts.

$$\text{peso de muro : } 2.70 \times 1.00 \times 360 = 970 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 1070 + 420 + 970 = 2460 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Viva Uniformemente Distribuída

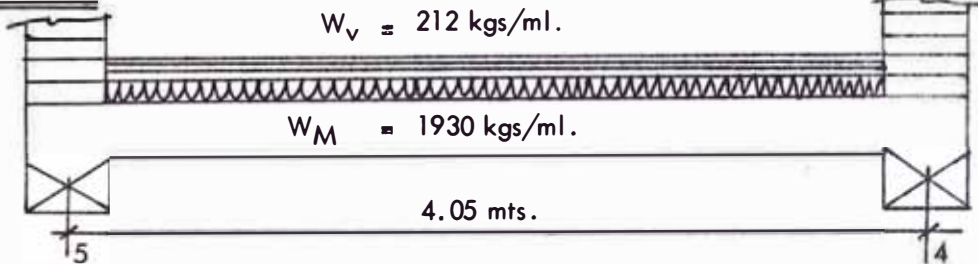
Losas:

Ancho de influencia 1.70 mts.

$$\text{carga viva por losa : } 250 \times 170 = 425 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_V = 425 \text{ kgs/ml.}$$

V ID" (4 - 5)



Carga Muerta Uniformemente Distribuída

Losa :

$$\text{Ancho de influencia } \frac{1.70}{2} = 0.85 \text{ mts.}$$

$$\text{peso de la losa de } 0.20 \text{ por m}^2 \quad 480 \text{ kgs/m}^2$$

$$\text{peso de losa + peso de relleno + piso acabado } \quad 630 \text{ kgs/m}^2$$

$$\text{carga total de losa } = 630 \times 0.85 = 540 \text{ kgs/ml.}$$

peso propio : (25 x 70)

$$0.25 \times 0.70 \times 1.00 \times 2400 = 420 \text{ kgs/ml.}$$

carga de muro : H = 2.70 mts.

$$\text{peso de muro : } 2.70 \times 1.00 \times 360 = 970 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 540 + 420 + 970 = 1930 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Viva Uniformemente Distribuída

Losas :

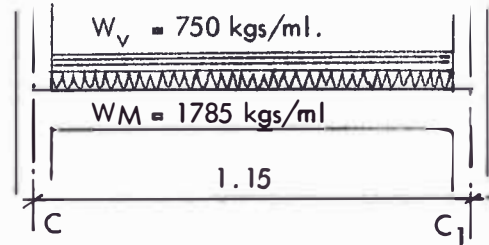
Ancho de influencia 0.85 mts.

$$\text{carga viva por losa : } 250 \times 0.85 = 212 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_v = 212 \text{ kgs/ml.}$$

V 12' (C - C_i) V T2' (C - C₁)

Esta viga recibe parte del aligerado AC' (2 - 2')



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Escalera 1060 kgs/ml.

Aligerado

$$\text{Ancho de influencia} = \frac{2.15}{2} = 1.075$$

$$\text{carga por aligerado} = 450 \times 1.075 = 485 \text{ kgs/ml.}$$

Peso propio (0.25 x 0.40)

$$0.25 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 485 + 240 = 1785 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Viva Uniformemente Distribuida

Aligerado :

Ancho de Influencia: 1.075

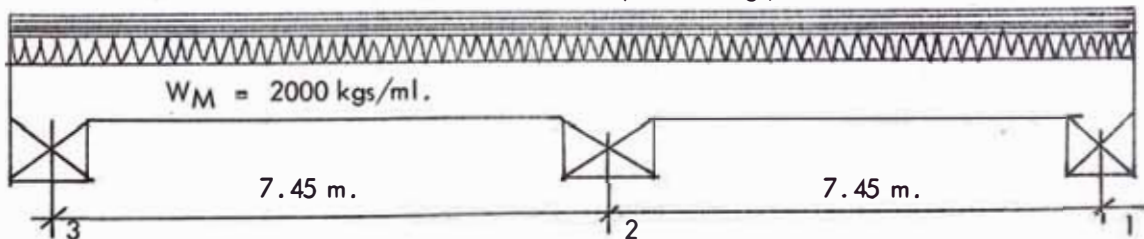
$$\text{carga viva por aligerado} = 350 \times 1.075 = 375 \text{ kgs/ml.}$$

$$\text{carga viva por escalera} = 375 \text{ kgs/ml.}$$
$$750 \text{ kgs/ml.}$$

$$W'_v = 750 \text{ kgs/ml.}$$

V IA' (3 - 1) y VIE' (3 - 1)

$$W_v = 400 \text{ kgs/ml.}$$



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Aligerados:

$$\text{Ancho de influencia} = \frac{2.30}{2} = 1.15 \text{ mts.}$$

carga de aligerado : $450 \times 1.15 = 520 \text{ kgs/ml.}$

Peso propio : (30×70)

$0.30 \times 0.70 \times 1.00 \times 2400 = 505 \text{ kgs/ml.}$

carga de muro : $H = 2.70$

carga de muro : $270 \times 1.00 \times 360 = 970 \text{ kgs/ml.}$

$W_M = 970 + 505 + 850 = 1995 \approx 2000 \text{ kgs/ml.}$

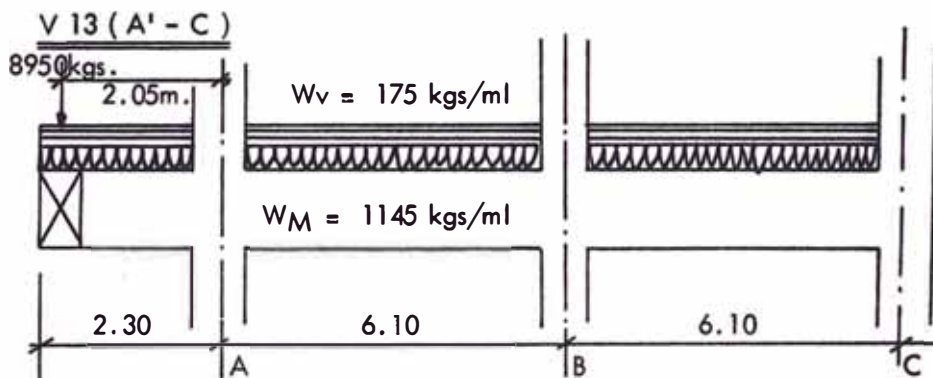
Carga Viva Uniformemente Distribuída

Aligerados :

Ancho de influencia 1.15 mts.

carga viva por aligerado: $350 \times 1.15 = 400 \text{ kgs/ml.}$

$W_V = 400 \text{ kgs/ml.}$



Carga Muerta Uniformemente Distribuída

Aligerado:

Ancho de influencia 0.50 mts.

carga de aligerado : $450 \times 0.50 = 225 \text{ kgs/ml.}$

peso propio : (30×70)

$0.30 \times 0.70 \times 1.00 \times 2400 = 505 \text{ kgs/ml.}$

Carga de ventanal $H = 2.05$

peso del ventanal : $2.05 \times 1.00 \times 60 = 125 \text{ kgs/ml.}$

Carga de muro $H = 0.80$

peso de muro : $0.80 \times 1.00 \times 360 = 290 \text{ kgs/ml.}$

$W_M = 225 + 505 + 125 + 290 = 1,145 \text{ kgs/ml.}$

Carga Muerta Concentrada

Intensidad :

$$\text{por carga repartida en VIA' (3 - 1)} = \frac{(2000 + 400) \times 7.45}{2} = 8,950 \text{ kgs.}$$

Ubicación :

a 2.05 mts. de (A')

Carga Viva Uniformemente Distribuida

Aligerados:

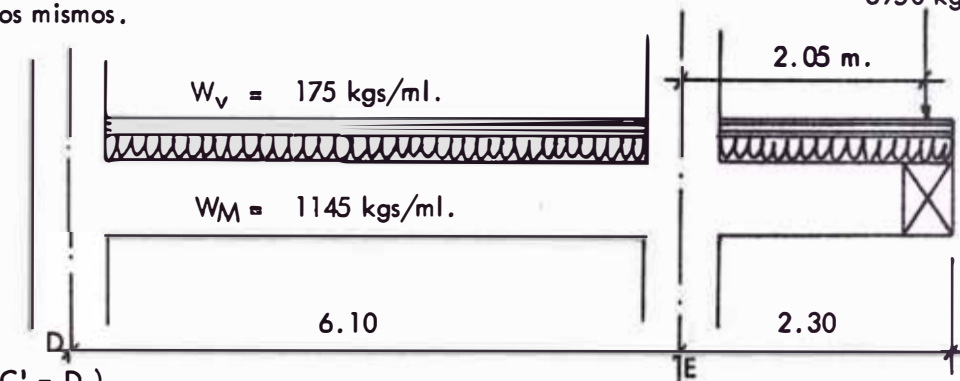
Ancho de influencia 0.50 mts.

carga viva por aligerado $350 \times 0.50 = 175 \text{ kgs/ml.}$

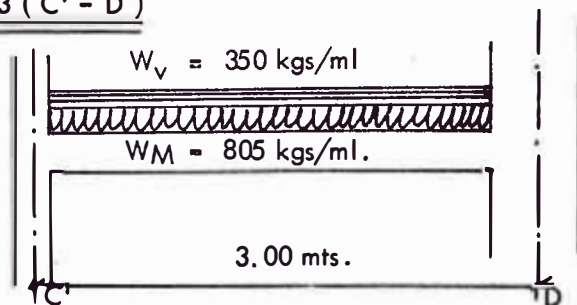
$$W_v = 175 \text{ kgs/ml.}$$

V 13 (D - E')

Los cálculos son similares a los que se hicieron para V13 (A' - C) y los resultados los mismos. 8950 kgs.



V 13 (C' - D)



Carga Uniformemente Distribuida

Losa :

Ancho de influencia 0.50 mts.

peso de la losa de 0.20 por m^2 + piso acabado 580 kgs/m^2

carga de losa : $580 \times 0.50 = 290 \text{ kgs/ml.}$

Aligerado:

Ancho de influencia 0.50 mts.

carga de aligerado $450 \times 0.50 = 225 \text{ kgs./ml.}$

peso propio : (0.30×0.40)

$$0.30 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 290 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 290 + 225 + 290 = 805 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Viva Uniformemente Distribuida

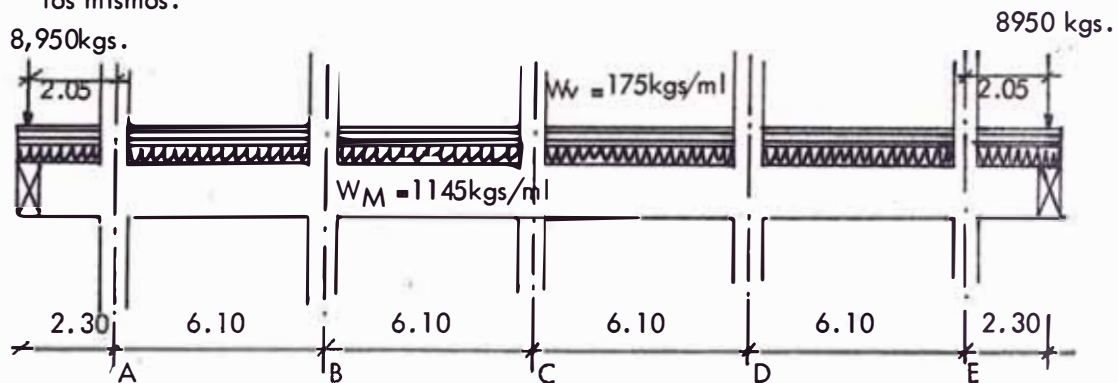
Ancho de influencia : 1.00 mts.

carga viva de (losa + aligerado) = $(450 + 250) \frac{1.00}{2} = 350 \text{ kgs/ml.}$

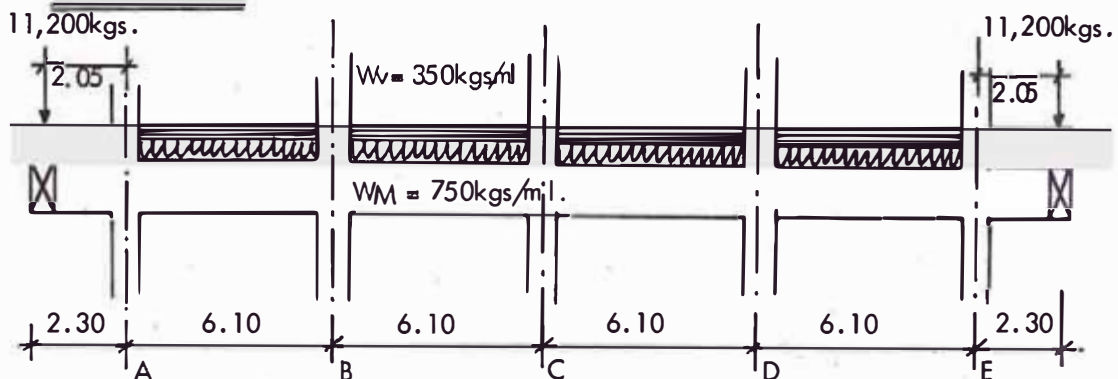
$$W_V = 350 \text{ kgs/ml.}$$

V II (A' - E')

Los cálculos son similares a los que se hicieron para V 13 (A'-C) y los resultados , los mismos.



V 12 (A' - E')



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Aligerado: ancho de influencia 1.00 mt..

carga de aligerado: $450 \times 1.00 = 450 \text{ kgs/ml.}$

peso propio: (25×50)

$$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400 = 300 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 450 + 300 = 750 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Muerta Concentrada :

Intensidad :

$$\text{por carga representada en VIA' (3 - 1) : } \frac{5}{8} w l = \frac{5}{8} \times (2000 + 400) 7.45 = 11200 \text{ kgs.}$$

Ubicación : a 2.05 mts. de (A) y a 2.05 mts. de (E).

Carga Viva Uniformemente Distribuida :

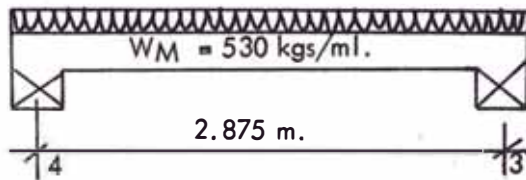
Aligerado :

ancho de influencia 1.00 ml.

carga viva por aligerado : $350 \times 1.00 = 350 \text{ kgs/ml.}$

$$W_v = 350 \text{ kgs/ml.}$$

V ID" (4 - 3)



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Losa:

$$\text{ancho de influencia : } \frac{1.35}{2} = 0.675$$

$$\text{peso de la losa de } 0.15 \text{ por } m^2 = 1.00 \times 1.00 \times 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kgs/m}^2$$

$$\text{peso de la losa + piso acabado} = 410$$

$$\text{peso de la losa : } 410 \times 0.675 = 280 \text{ kgs/ml.}$$

peso propio (15 x 70)

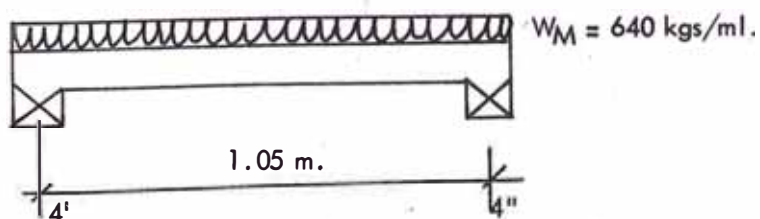
$$0.15 \times 0.70 \times 1.00 \times 2400 = 250 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 280 + 250 = 530 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Viva Uniformemente Distribuida (no vamos a considerar)

Nivel : Sótano

V SC' (4' - 4")



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

peso propio: (25 x 20)

$$0.25 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 120 \text{ kgs / ml.}$$

carga de muro

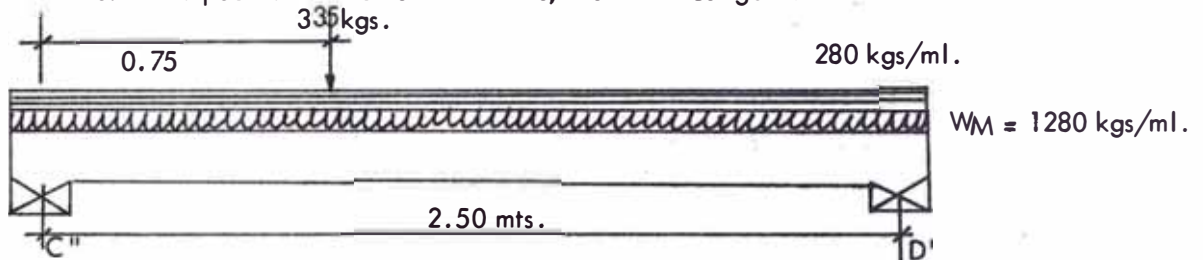
$$H = 2.60 \text{ mts.}$$

$$\text{peso de muro : } 2.60 \times 1.00 \times 200 = 520 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 520 + 120 = 640 \text{ kgs/ml.}$$

V S4' (C'' - D') y VS4'' (C'' - D')

Por tener poca diferencias entre ellas, las tratamos igual.



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Losa

ancho de influencia 1.10 mts.

peso de la losa de 0.20 por m² 480 kgs/m²

peso losa + peso acabado 580 kgs/m²

$$\text{carga total de losa : } 580 \times 1.10 = 640 \text{ kgs/ml.}$$

peso propio (25 x 20)

$$0.25 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 120 \text{ kgs/ml.}$$

carga por muro

$$H = 2.60 \text{ mts.}$$

$$\text{peso de muro : } 2.60 \times 1.00 \times 200 = 520 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 640 + 120 + 520 = 1280 \text{ kgs/ml.}$$

Cargas Muertas Concentradas

Por acción de la viga VSC' (4' - 4'')

Intensidad :

$$\frac{640 \times 1.05}{2} = 335 \text{ kgs.}$$

Ubicación : a 0.75 mts. de C''

Carga Viva Uniformemente Distribuida

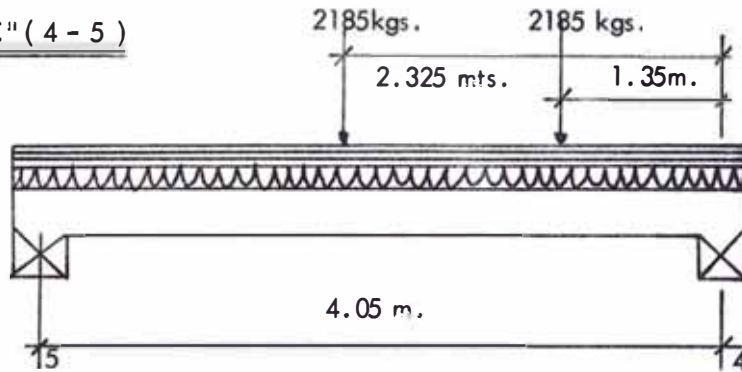
Losa

ancho de influencia 1.10 mt.

carga viva de losa : $250 \times 1.10 = 280 \text{ kgs/ml.}$

$$W_V = 280 \text{ kgs/ml.}$$

V SC" (4 - 5)



$$W_V = 250 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 1340 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Losa :

ancho de influencia 1.00 mt.

peso de la losa de 0.20 por m² 480 kgs/m²

peso losa + piso acabado = 580 Kgs/m²

carga total de losa : $580 \times 1.00 = 580 \text{ kgs/ml.}$

peso propio (50 x 20)

$$0.50 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/ml.}$$

carga de muro

$$H = 2.60 \text{ mts.}$$

carga de muro : $2.60 \times 1.00 \times 200 = 520 \text{ kgs/ml.}$

$$W_M = 580 + 240 + 520 = 1340 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Muerta Concentrada

Consideraremos las acciones de las siguientes vigas :

a) VS4' (C" - D')

$$\text{Intensidad : } (1280 + 280) \times 2.5 = 1950 \text{ kgs.}$$

por carga dist. 2

$$\text{por carga concentrada. } \frac{335 \times 1.75}{2.50} = \underline{235 \text{ kgs.}}$$
$$2,185 \text{ kgs.}$$

Ubicación : a 1.35 mts. de (4)

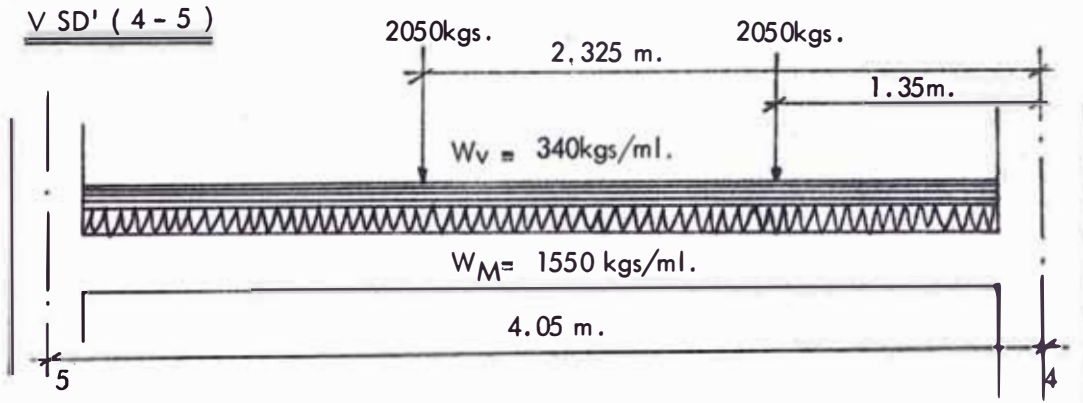
b) Debido a la viga VT 4" (C" - D')

Intensidad: 2185 kgs.

Ubicación: a 2.325 mts. de (4)

Carga Viva Uniformemente Distribuida

ancho de influencia 2.70 mts.
carga viva por losa = $1.00 \times 250 = 250 \text{ kgs/ml.}$
 $W_v = 680 \text{ kgs/ml.}$



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Losa
ancho de influencia: $0.85 - 0.50 = 1.35 \text{ mts.}$
peso de la losa de $0.20 \text{ por m}^2 = 480 \text{ kgs/m}^2$.
peso de losa + piso acabado = 580 Kgs/m^2
carga total de losa : $580 \times 1.35 = 790 \text{ kgs/ml.}$
peso propio : (50×20)
 $0.50 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/ml.}$

carga por muro :
 $H_i = 2.60$
peso de muro : $2.60 \times 1.00 \times 200 = 520 \text{ kgs/ml.}$
 $W_M = 790 + 240 + 520 = 1,550 \text{ kgs/ml.}$

Cargas Muertas Concentradas.

Consideraremos las acciones de las siguientes vigas :

a) Debido a la viga VS4' (C'' - D')

Intensidad :

por carga uniformemente distribuida $\frac{(1280 + 280) 2.5}{2} = 1950 \text{ kgs.}$

por carga concentrada $\frac{335 \times 0.75}{250} = \frac{100 \text{ kgs.}}{2050 \text{ kgs.}}$

Ubicación : a 1.35 mts. de (4)

b) Debido a la viga VS4'' (C'' - D')

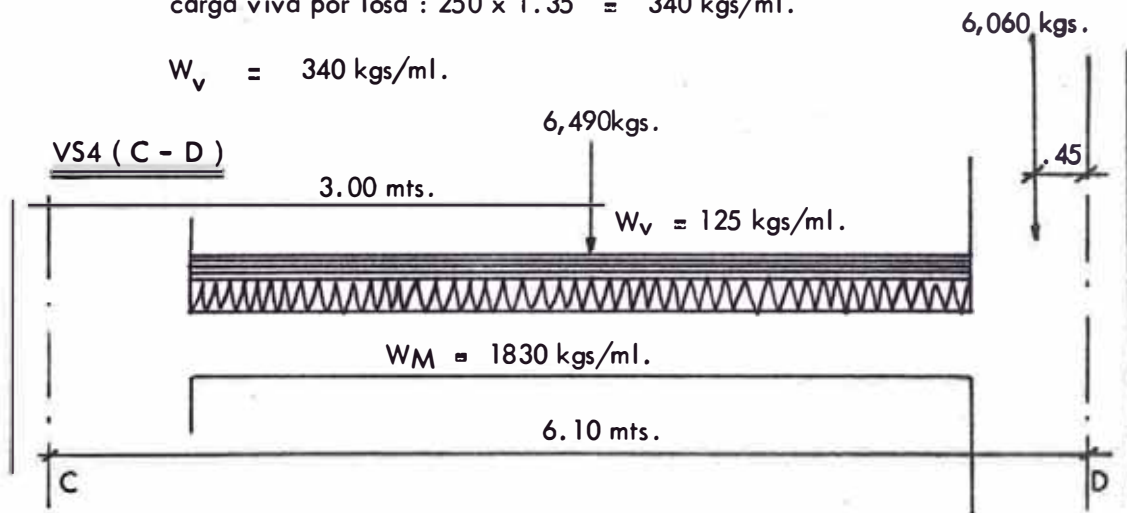
Intensidad : 2050 kgs.

Ubicación : a 2.325 mts. de (4)

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

ancho de influencia 1.35 mts.
carga viva por losa : $250 \times 1.35 = 340 \text{ kgs/ml}$.

$$W_v = 340 \text{ kgs/ml}.$$



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Losa : ancho de influencia $\frac{4.05}{2} = 2.025$

peso de la losa de 0.20 por m^2 480 kgs/m^2

pesa de losa + peso de acabado = 580 kgs/m^2

carga total de losa : $580 \times 2.025 = 1160 \text{ kgs/ml}$

Peso propio (25 x 50)

$$0.25 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400 = 250 \text{ kgs/ml}.$$

carga por muro :

$$H = 2.60$$

peso de muro : $2.60 \times 1.00 \times 200 = 520 \text{ kgs/ml}$.

$$W_M = 1160 + 250 + 520 = 1930 \text{ kgs/ml}.$$

Cargas Muertas Concentradas

Consideraremos las acciones de las siguientes vigas :

a) VSD' (4 - 5)

Intensidad :

por carga dist. ($\frac{1550 + 340}{2}$) $\times 4.05 = 3,820 \text{ kgs}$.

por cargas concent. $\frac{2050 \times 2.70}{4.05} = 1370 \text{ kgs}$.

$$\frac{2050 \times 1.725}{4.05} = \frac{870 \text{ kgs}}{2,240 \text{ kgs.}}$$

carga total debido a VSD' (4 - 5) : 2,240 + 3820 = 6,060 kgs.

Ubicación : a 0.45 mts. de (D)

b) VSC" (4 - 5)

Intensidad :

por carga distribuida: $\frac{(1340 + 680) \times 4.05}{2} = 4,100 \text{ kgs.}$

por carga concentrada $\frac{2185 \times 2.70}{4.05} = 1,450 \text{ kgs.}$

$\frac{2185 \times 1.78}{4.05} = \frac{940 \text{ kgs.}}{2,390 \text{ kgs.}}$

carga total debida a VSC" (4 - 5) : 2390 + 4,100 = 6,490 kgs.

Ubicación : a 3.00 mts. de (C)

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

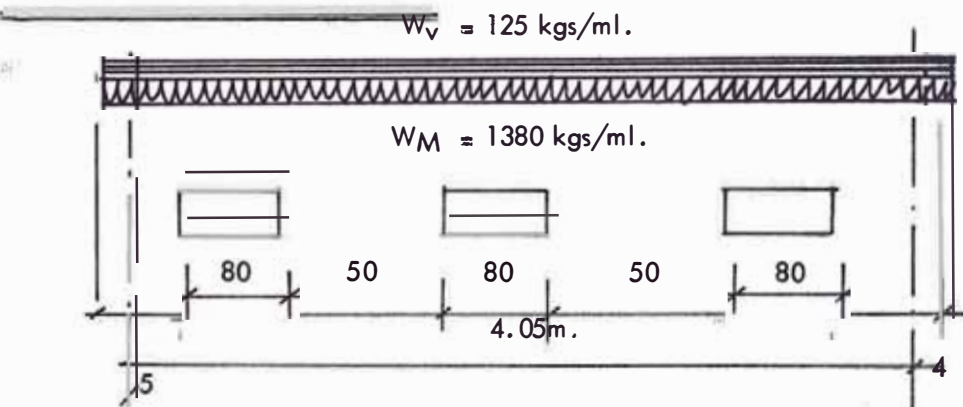
Losa :

ancho de influencia 0.50 mts.

carga viva por losa : 0.50 x 250 = 125 kgs/ml.

$W_v = 125 \text{ kgs/ml.}$

VSC' (5' - 4") y VSD" (5' - 4')



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

Losas

ancho de influencia : 0.50

peso de la losa de 0.20 por m². 480 kgs/m²

peso de la losa + peso acabado 580 kgs/m²

carga de losa: 0.50 x 580 = 290 kgs/ml.

Peso Propio (25 x 25)

$$0.25 \times 0.25 \times 1.00 \times 2,400 = 150 \text{ kgs/ml.}$$

carga de muro

$$H = 2.60$$

$$\text{carga de muro} : 2.60 \times 1.00 \times 360 = 940 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 290 + 150 + 940 = 1380 \text{ kgs/ml.}$$

Carga Viva Uniformemente Distribuida

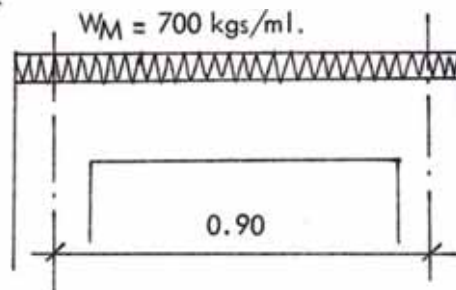
Losas :

$$\text{ancho de influencia} \quad 0.50 \text{ mts.}$$

$$\text{carga viva por losa} : 0.50 \times 250 = 125 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_V = 125 \text{ kgs/ml.}$$

VS2' (C' - D)



Carga Muerta Uniformemente Distribuida

$$\text{ancho de influencia} \quad 0.95 \text{ mts.}$$

$$\text{peso de la losa de } 0.20 \text{ por m}^2 \quad 480 \text{ kgs/m}^2$$

$$\text{carga de losa} = 0.95 \times 480 \quad 460 \text{ kgs/ml.}$$

Peso propio (25 x 40)

$$0.25 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_M = 460 + 240 = 700 \text{ kgs/ml.}$$

CUADRO DE METRADOS DE CARGAS PARA VIGAS

(# 1)

Niveles : Noveno (25.95) y Octavo (23.95)

Designación	Eje	Tramo	Longitud (Luz)	Ancho de Influencia	Cargas Muertas Unif. Distribuidas				Carg. Muer. Concentradas			Carg. Viva Unif. Dist.		
					Aligerados ó losas	Peso propio	Ventanal, muro o baranda.	W _M	Intensidad	Ubicación			Aligerados	W _v
										Dist.	Eje	lado		
V9C(2'-3)	C	2' - 3	5.05	3.05	1220	240		1460				305	305	
V9D(2'-3)	D	2' - 3	2.05-1.50 1.50	3.05	1220	300		1520				305	305	
V92'(C-D)	2'	C - D	3.20-2.90	0.50	200	300		500				50	50	
V8C(2'-3)	C	2' - 3	5.05			240	230	470						
V8D(2'-3')	D	2' - 3'	1.50-1.50	2.475	1190	180	760	2130				2,475	2,475	
V82'(C'-D)	2'	C' - D	2.85	2.52	1210	180	760	2150				2,520	2,520	

CUADRO DE METRADOS DE CARGA PARA VIGAS

(# 2)

Niveles: Azotea (21.90 mts.)

Designación	Eje	Tramo	Longitud (Luz)	Ancho de Influencia	Carg. Muer. Uniformemente Distribuidas			W _M	Carg. Muertas Concentradas			Carg. Viva Unif. Distribuida		
					Aligerados ó losas	Peso propio	Ventanal, muro ó barandas		Intensidad	Ubicación		Aligerados	W _V	
										Dist.	Eje ref.			lado
VAA' (3 - 1)	A'	3 - 1	7.45*	1.15	495	240	25	760				115	115	
VAE' (3 - 1)	E'	3 - 1	7.45*	1.15	495	240	25	760				115	115	
VA2' (C'-D)	2'	C'- D	3.00	1.075	465									
				0.50	215	300	230	1210			160	160		
VAC' (4 - 5)	C'	4 - 5	4.05	1.70	1070	240	25	1335				170	170	
VAD" (4 - 5)	D"	4 - 5	4.05	0.85	540	240	25	805				85	85	
VAC" (4' - 4")	C"	4' - 4"	0.85			120	1000	1120						
VA4' (C"-D')	4'	C"-D'	3.65	1.10	700	120		820	475	1.65	D'	i	110	110
VA4" (C"-D')	4"	C"-D'	3.65	1.10	700	120		820	475	1.65	D'	i	110	110
VA5' (C"-D')	5'	C"-D'	3.65	1.10	700	120		820					110	110
VAD' (4 - 5)	D'	4 - 5	4.05	1.35	850	190		1040	1910	1.35	4	i	135	135
									1910	2.325	4	i		
									1650	1.15	5	d		
									1865	1.35	4	i	261	261
VAC" (4 - 5)	C"	4 - 5	4.05	2.61	1650	200		1850	1865	2.325	4	i		
									1865	1.15	5	d		

- 06 -

cont.

Nivel : Azotea (21.90 mts.) continúa.

VA5 (C' - D'')	5'	C'-D''	1.35-6.10 1.35	0.50	315	240	580	1135	1800	1.35	D	d	50	50
									5300	0.45	D	i		
									7120	2.00	C	d		
									3040	1.35	C	i		
VA4 (C' - D'')	4	C'-D''	1.35-6.10 1.35	1.25	790	270	25	1085	1800	1.35	D	d	125	125
									4930	0.45	D	i		
									6770	2.00	C	d		
									3040	1.35	C	i		
VAC (4 - 3)	C	4-3	3.00	3.05	2210	290	1080	3580					1375	1375
VAD (4 - 3)	D	4-3	3.00	3.05	2210	290	120	2620					1375	1375
VA3 (A'-E')	3	A'-E'	6.10-6.10-3.00 2.30 6.10 y 2.30	0.50	215	300	25	540	3260	2.05	E	d	50	50
									3260	2.05	A	i		
VAI (A'-E')	1	A'-E'	2.30 4 de 6.10 y 2.30	0.50	215	300	25	540	3260	2.05	E	d	50	50
									3260	2.05	A	i		
VA2 (A'-E')	2	A'-E'	2.30 4 de 6.10 y 2.30	1.00	430	300		730	4100	2.05	E	d	100	100
									4100	2.05	A	i		
VAA (3 - 1)	A	3-1	7.45*	4.20	1805	430		2235					420	420
VAE (3 - 1)	E	3-1	7.45*	4.20	1805	430		2235					420	420
VAB (3 - 1)	B	3-1	7.45*	6.10	2620	430		3050					610	610
VAC (3 - 1)	C	3-1	5.25, 2.20 7.45	6.10	2620	430		3050					610	610
VAD (3 - 1)	D	3-1	7.45*	6.10	2620	430		3050	13200	2.20	2	i	610	610
									10600	3.70	2	i		
									7705	5.20	2	i		
									2060	2.30	2	d		

* dos luces de esa dimensión.

CUADRO DE METRADOS DE CARGA PARA VIGAS

(# 3)

Niveles: Piso Típicos (Del 2° al 6° pisos) (18.85 - 15.80 - 12.75 - 9.70 - 6.65) son cinco.

Designación	Eje	Tramo	Longitud (Luz)	Ancho de Influencia	Carg. Muer. Uniformemente Distribuidas				Carg. Muertas Concentradas			Carg. Viva Unif. Distribuída		
					Aligerados ó losas	Peso propio	Ventanal, muro ó barandas	W _M	Intensidad	Ubicación			Aligerados	W _V
										Dist.	Eje ref.	lado		
VTA' (3-1)	A'	3-1	7.45*	1.15	520	240	1030	1790					400	400
VTE' (3-1)	E'	3-1	7.45*	1.15	520	240	1030	1790					400	400
VT2' (C-C')	2	C-C'	1.15	1.075	485	240	escalera secundaria 1060	1785					375 + 375 (escalera)	750
VT2' (C'-D)	2'	C'-D	3.00	1.075	485 225	240		950					380 175	555
VTC' (4-5)	C'	4-5	4.05	1.70	1070	240	1000	2310					425	425
VTD" (4-5)	D"	4-5	4.05	0.85	540	240	1780	2560					210	210
VTC" (4'-4)	C"	4'-4"	0.85			120	540	660						
VT4' (C"-D')	4'	C"-D'	3.65	1.10	695	120	540	1355	280	1.65	D'	i	280	280
VT4" (C"-D')	4"	C"-D'	3.65	1.10	695	120	540	1355	280	1.65	D'	i	280	280
VT5' (C"-D')	5'	C"-D'	3.65	1.10	695	120	540	1355					280	280
VTD' (4-5)	D'	4-5	4.05	1.35	850	240		1090	3155 3155 3000	1.35 2.325 1.15	4 4 5	i i d	340	340
VTC" (4-5)	C"	4-5	4.05	2.61	1650	240	540	2430	3130 3130 3000	1.35 2.325 1.15	4 4 5	i i d	650	650

- 92 -

cont.

Niveles : Piso Típicos . (continuación)

VT5 (C'-D'')	5	C'-D''	1.35-6.10 y 1.35	0.50	315	240	540	1095	5500 8130 11250 5500	1.35 0.45 2.00 1.35	D D C C	d i i d	125	125
VT4 (C'-D'')	4	C'-D''	1.35-6.10 1.35	1.25	790	300	540	1630	4000 7420 10540 5500	1.35 0.45 2.00 1.35	D D C C	d i i i	315	315
VTC (4-3)	C	4-3	3.00	3.05	2210	290	990	3490					1375	1375
VTD (4-3)	D	4-3	3.00	3.05	2210	290	165	2665					1375	1375
VT3 (A'-E')	3	A'-E'	2.30-6.10 6.10-3.00 6.10-2.30	0.50	225	300	125 290	940	8150 8150	2.05 2.05	E A	d i	175	175
VT1 (A'-E')	1	A'-E'	2.3, 4 de 6.10 2.30	0.50	225	300	125 290	940	8150 8150	2.05 2.05	E A	d i	175	175
VT2 (A'-E')	2	A'-E'	2.3, 4 de 6.10 y 2.30	1.00	450	300		750	10200 10200	2.05 2.05	E A	d i	350	350
VTA (3 - 1)	A	3-1	7.45*	4.20	1890	430		2320					1470 (1)	1470 (1)
VTE (3 - 1)	E	3-1	7.45*	4.20	1890	430		2320					1470 (1)	1470 (1)
VTB (3 - 1)	B	3-1	7.45*	6.10	2740	430	(inc. 10%)	3500					2140 (1)	2140 (1)
VTC (3 - 2)	C	3-2'	7.45	3.55	1600	430	490 1170	3690	1267	2.30	2	i	1250 (1)	1250 (1)
VTC (2' - 2)	C	2'-2	2.35	4.05	1820	430		2250					1420	1420
VTC (2 - 1)	C	2-1	7.45	6.10	2740	430		3170					2140 (1)	2140 (1)
VTD (3 - 2)	D	3-2	7.45	4.50	2000	430	490	2920	2260	2.3	2	d	1580 (1)	1580 (1)
VTD (2 - 1)	D	2-1	7.45	6.10	2740	430	(inc. 10%)	3500					2140 (1)	2140 (1)

(1) s/c. que han sido reducidas.

CUADRO DE METRADOS DE CARGA PARA VIGAS

(# 4)

Nivel: Primer Piso (3.60 m.)

Designación	Eje	Tramo	Longitud (Luz)	Ancho de Influencia	Carg. Muer. Uniformemente Distribuías				Carg. Muertas Concentradas			Carg. Viva Unif. Distribuída		
					Aligerados ó losas	Peso propio	Ventanal, muro ó barandas	W _M	Intensidad	Ubicación			Aligerados	W _V
										Dist.	Eje ref.	lado		
VIA' (3-1)	A'	3-1	7.45*	1.15	520	510	970	2000					400	400
VIE' (3-1)	E'	3-1	7.45*	1.15	520	510	970	2000					400	400
V12' (C'-D)	2'	C'-D	3.00	1.075	485	240							380	
				0.50	225		950					175	555	
VIC' (4-5)	C'	4-5	4.05	1.70	1070	420	970	2460					425	425
VID" (4-5)	D"	4-5	4.05	0.85	540	420	970	1930					212	212
VIC" (4'-4")	C"	4'-4"	0.85			120	540	660						
V14' (C"-D')	4'	C"-D'	3.65	1.10	695	120	540	1355	280	1.65	D'	i	280	280
V14" (C"-D')	4"	C"-D'	3.65	1.10	695	120	540	1355	280	1.65	D'	i	280	280
V15' (C"-D')	5'	C"-D'	3.65	1.10	695	120	540	1355					280	280
V1D' (4-5)	D'	4-5	4.05	1.35	850	240	540	1090	3155	1.35	4	i	340	340
								3155	2.325	4	i			
								3000	1.15	5	d			
VIC" (4-5)	C"	4-5	4.05	2.61	1650	240	540	2430	3130	1.35	4	i	650	650
								3130	2.325	4	i			
								3000	1.15	5	d			
V15 (C'-D")	5	C'-D"	1.35 - 6.10y 1.35	0.50	315	240	540	1095	4000	1.35	D	d	125	125
								8130	0.45	D	i			
								11250	2.00	C	d			
								5500	1.35	C	i			

- 94 -

cont.

Nivel Primer Piso (continuación)

VI4 (C'-D'')	4	C'-D''	1.35-6.10 1.35	1.25	790	300	540	1630	4000 7420 10540 5500	1.35 0.45 2.00 1.35	D D C C	d i d i	315	315
VIC (4-3)	C	4-3	3.00	3.05	2210	290	990	3490					1375	1375
VID (4-3)	D	4-3	3.00	3.05	2210	505	140	2859					1375	1375
VI3 (A'-C)	3	A'-C	2.30-6.1 6.10	0.50	225	505	125 290	1145	8950	2.05	A	i	175	175
VI3 (C'-D)	3	C'-D	3.00	0.50 0.50	290 225	290		805					350	350
VI3 (D-E')	3	D-E'	6.10-2.30	0.50	225	505	125 290	1145	8950	2.05	E	d	175	175
VII (A'-E')	1	A'-E'	2.30-6.10 6.10-6.10 6.10-2.30	0.50	225	505	125 290	1145	8950 8950	2.05 2.05	A E	i d	175	175
VI2 (A'-E')	2	A'-E'	2.30-6.10 6.10-6.10 6.10-2.30	1.00	450	300		750	11200 11200	2.05 2.05	A E	i d	350	350
VIA (3-1)	A	3-1	7.45*	4.20	1890	430		2320					1470 (1)	1470 (1)
VIE (3-1)	E	3-1	7.45*	4.20	1890	430		2320					1470 (1)	1470 (1)
VIB (3-1)	B	3-1	7.45*	6.10	2740	430	(inc. 10%	3500					2140 (1)	2140 (1)
VIC (3-2)	C	3'-2	7.45*	4.05	1820	430		2250	1267	2.30	2	i	1420	1420
VIC (2-1)	C	2-1	7.45	6.10	2740	430		3170					2140 (1)	2140 (1)
VID (3-2)	D	3-2	7.45	4.50	2000	430	490	2920					1580 (1)	1580 (1)
VID (2-1)	D	2-1	7.45	6.10	2740	430		3170					2140 (1)	2140 (1)
VI2' (C-G)	2'	C-C,	1.15	1.075	485	240		1785					375	750
								esc.1060					375	
VID''(4-3)	D''	4-3	2.875	0.675	280	250	530							

CUADRO DE METRADOS DE CARGA PARA VIGAS

(# 5)

Nivel: Sótano (0.55)

Designación	Eje	Tramo	Longitud (Luz)	Ancho de Influencia	Carg. Muer. Uniformemente Distribuidas				Carg. Muertas Concentradas			Carg. Viva Unif. Distribuida		
					Aligerados o losas	Peso propio	Ventana, muro o barandas	W _M	Intensidad	Ubicación			Aligerados	W _V
										Dist.	Eje ref.	lado		
VSC' (4'-4")	C'	4'-4"	1.05			120	520	640						
VS4' (C"-D')	4'	C"-D'	2.50	1.10	640	120	520	1280	335	0.75	C"	d	280	280
VS4" (C"-D')	4"	C"-D'	2.50	1.10	640	120	520	1280	335	0.75	C"	d	280	280
VSC"(4-5)	C"	4-5	4.05	1.00	580	240	520	1340	2185	1.35	4	i	250	250
VSD' (4-5)	D'	4-5	4.05	1.35	790	240	520	1550	2050	1.35	4	i	340	340
									2050	2.325	4	i		
VS4 (C-D)	4	C-D	6.10	2.025	1160	250	520	1930	6060	0.45	D	i	125	125
									6490	3.00	C	d		
VSC' (5'-4')	C'	5'-4'	0.80-.80	0.50	290	150	940	1380					125	125
VSD" (5'-4")	D"	5'-4'	0.80-0.80	0.50	290	150	940	1380					125	125
VS2' (C'-D)	2'	C'-D	0.90	0.95	460	240		700						
VSC (4 - 3)	C	4-3	3.00	3.05	2210	290	990	3490					1375	1375

REDUCCION DE SOBRECARGAS EN VIGAS

Reglas a seguir:

- Solo será válido como criterio para vigas
- La sobrecarga de diseño de cualquier elemento sobre el que inciden 13.5 m^2 o más, puede reducirse a razón de 0.9% por cada m^2 de área soportada por el elemento. La reducción no excederá el 60% ni el valor R dado por la fórmula

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{D}{L}\right)$$

R \rightarrow reducción en %

D \rightarrow peso muerto en kgs/m^2 de área soportada por el elemento

L \rightarrow sobrecarga en kgs/m^2 de área soportada por el elemento

- No se reducirán sobrecargas mayores de $500 \text{ kgs}/\text{m}^2$.

Según esto hemos considerado hacer reducción de sobrecarga en las siguientes vigas:

VT A (3 - 1) y VT E (3 - 1) tramos (3 - 2) y (2 - 1)
VI A (3 - 1) y VI E (3 - 1)

Area de Influencia : $7.45 \times 4.20 = 31.2 \text{ m}^2 > 13.5 \text{ m}^2$

$$R = 31.2 \times 0.9 = 28 \%$$

$$W_L = 1470 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_L R = 1470 \times 0.72 = 1060 \text{ kgs/ml.}$$

VT B (3 - 1) y VI B (3 - 1) tramos (3 - 2) y (3 - 1)

Area de influencia: $7.45 \times 6.10 = 45.5 \text{ m}^2 > 13.5 \text{ m}^2$

$$R = 45.5 \times 0.9 = 41 \%$$

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{3500}{2140}\right) = 23.1 (1 + 1.63) = 61. \%$$

$$W_L = 2140 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_L R = 2140 \times 0.59 = 1270 \text{ kgs/ml.}$$

VT C (3 - 2)

$$\text{Area de influencia: } 5.10 \times 3.55 = 18.1 \text{ m}^2 > 13.5 \text{ m}^2$$

$$R = 18.1 \times 0.9 = 16.3 \%$$

$$W_L = 1250 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_L R = 1250 \times 83.7 = 1050 \text{ kgs/ml.}$$

VT C (2 - 1) y VI C (2 - 1)

$$\text{Area de influencia: } 7.45 \times 6.10 = 45.5 \text{ m}^2 > 13.5 \text{ m}^2$$

$$R = 45.5 \times 0.9 = 41 \%$$

$$W_L = 2,140 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_L R = 2,140 \times .59 = 1270 \text{ kgs/ml.}$$

VT D (3 - 2) y VI D (3 - 2)

$$\text{Area de influencia: } 7.45 \times 4.50 = 33.5 \text{ m}^2 > 13.5 \text{ m}^2$$

$$R = 33.5 \times 0.9 = 30 \%$$

$$W_L = 1580 \text{ kgs/ml.}$$

$$W_L R = 1580 \times .70 = 1110 \text{ kgs/ml.}$$

VT D (2 - 1) y VI D (2 - 1)

Al igual que VT C (2 - 1)

$$W_L R = 1270 \text{ kgs/ml.}$$

CORRECCION DEL METRADO DE CARGAS DE LA VIGA DEL PORTICO

Principal : VA D (3 - 1)

Nota : En esta viga actuarán como cargas concentradas las cargas de las columnas D - 2',
D - 2" y D - 3'.

Las cargas deducidas de los metrados son las siguientes;

D - 2' :

$$P_T = 12,200 + 1000 = 13,200 \text{ kgs}$$

Ubicación: a 2.20 de (2) i

D - 2" :

$$P_r = 9,660 + 1000 = 10,660 \text{ kgs}$$

Ubicación: a 3.70 de (2) i

D - 3' :

$$P_r = 3,255 + 1600 + 1850 + 1000 = 7,705 \text{ kgs}$$

Ubicación: a 5.20 de (2) i

METRADO DE CARGAS PARA COLUMNAS

COLUMNA D - 2

Area de influencia : $1.30 \times 0.75 = 0.975 \text{ m}^2$

Nivel : + 25.95 mts.

Cargas Permanentes:

- por viga V9 2' (C' - D) : 725 kgs
- por viga V9 D (2' - 2'') : 1,140 kgs
- peso propio de columna : _____

$$P_M = 1,865 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- sobrecarga acumulada en el piso
- por viga V9 2' (C' - D) : 75 kgs
- por viga V9 D (2' - 2'') : 230 kgs

$$P_V = 305 \text{ kgs}$$

$$P_T = P_M + P_V = 1865 + 305 = 2,170 \text{ kgs}$$

Nivel : + 23.30 mts.

Cargas Permanentes:

- carga transmitida por el nivel anterior: 2,170 kgs
- por viga V8 2' (C' - D) : 3,000 kgs
- por viga V8 D (2' - 3) : 1,600 kgs
- peso propio de columna : _____

$$P_M = 6,770 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- sobrecarga acumuladas al nivel del piso:
- por viga V8 2' (C' - D) : 3,600 kgs
- por viga V8 D (2' - 3) : 1,850 kgs

$$5,450 \text{ kgs}$$

$$P_T = 6,770 + 5,450 = 12,220 \text{ kgs}$$

pasado a rotura

$$P'_T = 1.65 \times 12,220 = 20,200 \text{ kgs}$$

Por flexión:

Carga axial equivalente :

$$3 P'_T = 3 \times 20,200 = 60,600 \text{ kgs}$$

$$P = 0.85 A_g (0.25 f'_c + f_s \rho'_g) \quad (1)$$

Escojamos los siguientes datos:

$$\rho'_g = 1.0 \%$$

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

$$f_y = 2,800 \text{ kgs/cm}^2$$

Reemplazando en (1)

$$60,600 = 0.85 A_g (0.25 \times 175 + 2,800 \times 0.01)$$

$$60,600 = 0.85 A_g (43.75 + 28)$$

$$60,600 = 61 A_g$$

$$A_g = 995 \text{ cm}^2$$

Consideremos una columna de : 25 x 40 cms

Peso de una columna de (25 x 40) = 0.25 x 0.4 x 1.00 x 2,400 = 240 kgs/ml.

Hasta el nivel 21.85 : 4.15 x 240 = 1000 kgs

Peso de la columna en rotura : 1.65 x 1000 = 1,650 kgs

$$P_T = 60,600 + 1,650 = 62,250 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{62,250}{61} = 1020 \text{ cm}^2$$

Consideraremos 25 x 40 cms

COLUMNA D - 2"

Nivel : + 25.95 mts.

Cargas Permanentes:

- por viga V9 D (2' - 3') : 2,300 kgs
- peso propio de columna :

$$P_M = \underline{2,300 \text{ kgs}}$$

Cargas Accidentales

- por viga V9 D (2' - 3) : 460 kgs

$$P_T = 2,300 + 460 = 2,760 \text{ kgs}$$

Nivel : + 23.30 mts.

Cargas Permanentes:

- carga transmitida por el nivel anterior 2,760 kgs
- por viga V8 D (2' - 3) : 3,200 kgs
- peso propio de la columna :

$$P_M = \underline{5,960 \text{ kgs}}$$

Cargas Accidentales:

- sobrecargas acumuladas al nivel del piso:
- por viga V8 D (2' - 3) : 3,700 kgs

$$P_T = 3,700 + 5,960 = 9,660 \text{ kgs}$$

pasado a rotura

$$P'_T = 1.65 \times 9,660 = 16,000 \text{ kgs}$$

Por flexión:

$$\text{Carga axial eq.} = 1.5 P'_T = 1.5 \times 16,000 = 24,000 \text{ kgs}$$

$$P = 0.85 A_g (0.25 f'_c + f_s \phi_g)$$

Reemplazando

$$24,000 = 61 A_g$$

$$A_g = 394 \text{ cm}^2$$

tendríamos que escoger la dimensión mínima de $25 \times 25 \text{ cm}^2$

Por uniformizar con la anterior podríamos tomar 25×40

Peso de una columna de $(25 \times 40) = 0.25 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kgs/ml}$.

Hasta el nivel 21.85 : $4.15 \times 240 = 1000 \text{ kgs}$

Peso de la columna en rotura : $1.65 \times 1000 = 1650 \text{ kgs}$

$$P_T = 24,000 + 1650 = 25,650 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{25,650}{61} = 480 \text{ cm}^2$$

Mantenemos la sección de : $25 \times 40 \text{ cms}$

COLUMNA D - 3'

Nivel : † 25.95 mts.

Carga Permanente:

- por viga V9 D (2' - 3') : $1.78 \times 1520 = 2,710 \text{ kgs}$
- peso propio de columna :

$$P_M = 2,710 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por viga V9 D (2' - 3') : 545 kgs

$$P_T = 2,710 + 545 = 3,255 \text{ kgs.}$$

por flexión:

carga axial equiv. = $1.5 \times 3,255 = 4,900 \text{ kgs}$

Nivel : † 23.30 mts.

Carga Permanente:

- carga transm. por el nivel anterior: $4,900 \text{ kgs}$
 - por viga V8 D (2' - 3') : $1,600 \text{ kgs}$
- $$6,500 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por viga V8 D (2' - 3') : 1,850 kgs

$$P_T = 6,500 + 1850 = 8,350 \text{ kgs}$$

por flexión:

carga axial equiv.: $3.00 \times 8,350 = 25,000 \text{ kgs}$

pasando a rotura : $1.65 \times 25,000 = 41,150 \text{ kgs}$

$$A_g = \frac{41,150}{61} = 680 \text{ cm}^2$$

Por uniformizar con las otras columnas adoptaremos 25 x 40 cms

Peso propio de la columna : 1,650 kgs

$$P_T = 41,150 + 1,650 = 42,800 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{42,800}{61} = 700 \text{ cm}^2$$

Mantenemos 25 x 40 cms

COLUMNA C' - 2'

Nivel : + 25.95 mts.

Cargas Permanentes:

- por viga V9 2' (C' - D) 1,520 kgs

- peso propio de la columna :

$$P_M = \underline{1,520 \text{ kgs}}$$

Cargas Accidentales:

- por viga V9 2' (C - D) 150 kgs

$$P_T = 1,520 + 150 = 1,670 \text{ kgs}$$

Nivel : + 23.30 mts.

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior: 1,670 kgs
- por viga V8 2' (C' - D) : 3,080 kgs
- peso propio de la columna :
4,750 kgs

Cargas Accidentales:

- sobrecarga acum. al nivel del piso:
- por viga V8 2' (C' - D) : 3,600 kgs

$$P_T = 4,750 + 3,600 = 8,350 \text{ kgs}$$

pasando a rotura

$$P'_T = 1.65 \times 8,350 = 13,800 \text{ kgs}$$

Por consideraciones de flexión:

$$\text{carga axial equiv.} : 1.5 P'_T = 1.5 \times 13,800 \cong 21,000 \text{ kgs}$$

Aplicando la fórmula (1)

$$A_g = \frac{21,000}{61} = 345 \text{ cm}^2$$

Por uniformizar con las otra columnas usaremos: 25 x 40 cms

Peso propio de la columna: 1,000 kgs

$$A_g = \frac{22,000}{61} = 360 \text{ cm}^2$$

Mantenemos: 25 x 40 cms.

COLUMNA C - 2'

Nivel : + 25.95 mts.

Cargas Permanentes:

- por viga V9 C (2' - 3) : 2,880 kgs
- por viga V9 2' (C - D) : 800 kgs
- peso propio de la columna :

$$P_M = 3,680 \text{ kgs.}$$

Cargas Accidentales:

- por viga V9 C (2' - 3) :	620 kgs
- por viga V9 2' (C - D) :	80 kgs
	<hr/>
	700 kgs

$$P_T = 3,680 + 700 = 4,380 \text{ kgs}$$

Pasando a rotura : $1.65 \times 4,380 = 7,230 \text{ kgs}$

Por consideraciones de flexión existente:

Carga axial equiv. : $3 \times 7,230 = 22,000 \text{ kgs}$

Aplicando la fórmula (1)

$$A_g = \frac{22,000}{61} = 360 \text{ cm}^2$$

Usaremos sección de : $25 \times 40 \text{ cms}$

Peso propio de la columna : $2.65 \times 240 = 640 \text{ kgs}$

$$A_g = \frac{22,640}{61} = 370 \text{ cm}^2$$

Mantendremos : $25 \times 40 \text{ cms.}$

METRADO DE CARGAS SOBRE COLUMNAS DEL TANQUE

Nivel superior del tanque : 25.95 mts.

Nivel inferior del tanque : 24.25 mts.

Dimensionamiento previo del tanque.

Para dimensionamiento

$$L_1 = 3.00 \text{ mts.}$$

$$L_2 = 6.00 \text{ mts.}$$

$$3 L \leq e \leq 5 L$$

Tapa: e_3

$$0.09 \leq e_3 \leq 0.15$$

Fondo:

$$0.18 \leq e_2 \leq 0.30$$

Tomaremos:

$e_1 = 0.25$ para uniformizar con placa de ascensores.

$$e_2 = 0.20$$

$$e_3 = 0.15$$

- o -

COLUMNA D - 3

Nivel : + 25.95 mts.

Cargas Permanentes:

- peso por tapa:
 $1.50 \times 1.50 \times 0.15 \times 2400 :$ 810 kgs
- peso de agua:
 $1.50 \times 1.50 \times 1.40 \times 1000 :$ 3,150 kgs
- peso de muro en eje 3:
 $1.50 \times 2.45 \times 0.25 \times 2400 :$ 2,200 kgs
- peso del piso:
 $1.50 \times 1.50 \times 0.20 \times 2400 :$ 1,070 kgs
- peso del muro en eje D:
 $1.50 \times 2.05 \times 0.25 \times 2400$ 1,850 kgs
- peso por viga V9 D (2' - 3) 1,550 kgs
- parte de p.m. del nivel 9 :
 $1.50 \times 0.50 \times 350$ 260 kgs
- peso propio de la columna:

$$P_M = 10,890 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por techo del tanque:	
1.50 x 1.50 x 100	225 kgs
- peso por viga V9 D (2' - 3) :	310 kgs
- parte sobrecarga del nivel 9:	
1.50 x 0.5 x 100 :	75 kgs
	<hr/>
	610 kgs

$$P_T = 10,890 + 610 = 11,500 \text{ kgs}$$

Nivel : 24.25 mts.

Cargas Permanentes:

- carga transm. por el nivel anterior:	11,500 kgs.
- parte de la losa 8° piso	
1.50 x 1.80 x 480 :	1,300 kgs
- peso propio de la columna :	
	<hr/>
	$P_M = 12,800 \text{ kgs}$

Cargas Accidentales:

- parte sobrecarga losa 8° piso	
1.50 x 1.80 x 1000 :	2,700 kgs.

$$P_T = 12,800 + 2,700 = 15,500 \text{ kgs}$$

$$\text{Pasando a Rotura: } 1.65 \times 15,500 = 26,000 \text{ kgs}$$

Por flexión:

$$\text{Carga axial equiv.: } 3 P_T = 3 \times 26,000 = 78,000 \text{ kgs}$$

Por ser la estructura, un tanque de agua, y estar sujeta a fuertes acciones sísmicas, con sideraré un coeficiente adicional de amplificación de 1.5.

$$P' = 1.5 \times 78,000 = 115,000 \text{ kgs}$$

Aplicando la fórmula (1)

$$A_g = \frac{115,000}{61} = 1900 \text{ cm}^2$$

Probaremos una sección de : 40 x 60 cms

Peso propio de la columna:

$$4.05 \times 0.40 \times 0.60 \times 2400 = 2,400 \text{ kgs}$$

$$P' = 115,000 + 2,400 = 117,400 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{117,400}{61} = 1950 \text{ cm}^2$$

Mantendremos la sección: 40 x 60 cms

- o -

COLUMNA C = 4

Nivel : + 25.95 mts.

Cargas Permanentes:

- peso por tapa:

$$1.50 \times 3.05 \times 0.15 \times 2,400 : \quad 1,650 \text{ kgs}$$

- peso de agua

$$1.50 \times 3.05 \times 1.40 \times 1000 : \quad 6,400 \text{ kgs}$$

- peso de muro en el eje 4

$$3.05 \times 2.00 \times 0.25 \times 2,400 : \quad 3,650 \text{ kgs}$$

- peso de muro en el eje C

$$1.50 \times 2.30 \times 0.25 \times 2,400 : \quad 2,070 \text{ kgs}$$

- peso del piso

$$1.50 \times 3.05 \times 0.20 \times 2,400 : \quad 2,200 \text{ kgs}$$

- peso propio de la columna :

$$15,970 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por techo del tanque:

$$1.50 \times 3.05 \times 100 : \quad 460 \text{ kgs}$$

$$P_T = 15,970 + 460 = 16,430 \text{ kgs}$$

Nivel : + 24.25 mts.

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior:	16,430 kgs
- peso propio de la columna	
	<hr/>
	16,439 kgs

Cargas Accidentales:

No consideraremos

$$P_T = 16,430 \text{ kgs}$$

Pasando a rotura : $1.65 \times 16,430 = 27,000 \text{ kgs}$

Por flexión: carga axial equiv.: $3 P'_T = 3 \times 27,000 = 81,000 \text{ kgs.}$

Por idéntica consideración que la anterior amplificaremos esta carga por 1.5

$$P' = 1.5 \times 81,000 = 120,000$$

Aplicando la fórmula (1) $Ag = \frac{120,000}{61} = 1,970 \text{ cm}^2$

Por razón de Arquitectura se exige que esta columna vaya escondida dentro de un muro de 25 cms. de espesor, lo que nos obligaría a mantener esta dimensión para la columna.

Probaremos una sección de : 25 x 100 cms.

Peso propio de la columna : $4.05 \times 0.25 \times 1.00 \times 2,400 = 2,400 \text{ kgs.}$

Pasando a rotura : $1.65 \times 2,400 = 3,960 \text{ kgs.}$

Considerando la flexión : $3 \times 3,960 = 12,000 \text{ kgs.}$

$$P_1 = 120,000 + 12,000 = 132,000 \text{ kgs}$$

$$Ag = \frac{132,000}{61} = 2,170 \text{ cm}^2$$

Mantendremos : 25 x 100 cms.

COLUMNA D - 4

Igual que la columna C - 4

25 x 100 cms.

COLUMNA A - 1

Nivel : + 21.90 mts.

Cargas Permanentes:

- por viga VA 1 (A' - E') : 6,150 kgs
- por viga VA A (1 - 3) : 8,350 kgs
- peso propio de la columna :

$$P_M = \underline{14,500 \text{ kgs}}$$

Cargas Accidentales:

- por viga VA 1 (A' - E') : 250 kgs
- por viga VA A (1 - 3) : 1,570 kgs

$$P_V = \underline{1,820 \text{ kgs}}$$

$$P_T = 14,500 + 1,820 = 16,320 \text{ kgs}$$

Nivel : + 18.85 mts.

Cargas Permanentes:

- carga transm. por el nivel anterior: 16,320 kgs
- por viga VT 1 (A' - E): 13,150 kgs
- por viga VT A (1 - 3) : 9,000 kgs
- peso propio de la columna :

$$P_M = \underline{38,470 \text{ kgs}}$$

Cargas Accidentales:

- por viga VT 1 (A' - E') : 940 kgs
- por viga VT A (1 - 3) : 3,940 kgs

$$P_V = \underline{4,880 \text{ kgs}}$$

$$P_T = 38,470 + 4,880 = 43,350 \text{ kgs}$$

Nivel : + 15.80 mts.

Cargas Permanentes:

- carga transm. por el nivel anterior : 43,350 kgs
- por piso típico : 22,150 kgs

$$P_M = 65,500 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por piso típico $P_V = 4,880$ kgs

$$P_T = 65,500 + 4,880 = 70,380 \text{ kgs.}$$

Pasando dicha carga a rotura:

$$P'_T = 1.65 \times 70,380 = 116,000 \text{ kgs.}$$

Por flexión:

$$\text{Carga axial equiv.: } 1.5 P'_T = 1.5 \times 116,000 = 174,000 \text{ kgs}$$

Aplicando la fórmula # (1) $f'_c = 175$ kgs/cm²

$$A_g = \frac{174,000}{61} = 2,850 \text{ cm}^2$$

Probaremos columnas de 50 x 70 cms

$$\text{Peso propio de las columnas : } 0.50 \times 0.70 \times 9.15 \times 2,400 = 7,700 \text{ kgs}$$

$$\text{Pasando a rotura : } 1.65 \times 7,700 = 12,700 \text{ kgs}$$

$$\text{Considerando la flexión : } 1.5 \times 12,700 = 19,000 \text{ kgs}$$

$$P'_T = 174,000 + 19,000 = 193,000 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{193,000}{61} = 3,180 \text{ cm}^2$$

Usaremos 50 x 70 cms.

COLUMNA B - 1

Nivel : + 21.90

Cargas Permanentes:

- por viga VA 1 (A' - E') 3,300 kgs

- por viga VA B (3 - 1) 11,400 kgs

- peso propio de la columna

$$P_M = \underline{\hspace{2cm}} = 14,700 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por viga VA 1 (A' - E')	310 kgs
- por viga VA B (3 - 1)	2,300 kgs
	<hr/>
$P_V =$	2,610 kgs

$$P_T = 14,700 + 2,610 = 17,310 \text{ kgs}$$

Nivel : + 18.85

Cargas Permanentes:

- carga transm. por el nivel anterior	17,310 kgs
- por viga VT 1 (A' - E)	5,700 kgs
- por viga VT B (3 - 1)	13,000 kgs
	<hr/>
$P_M =$	36,010 kgs

Cargas Accidentales:

- por viga VT 1 (A' - E)	1,070 kgs
- por viga VT B (3 - 1)	4,500 kgs
	<hr/>
$P_V =$	5,570 kgs

$$P_T = 36,010 + 5,570 = 41,580 \text{ kgs}$$

Nivel : + 15.80

Cargas Permanentes:

- carga transm. por el nivel anterior	41,580 kgs
- por piso típico	18,700 kgs
	<hr/>
$P_M =$	60,280 kgs

Cargas Accidentales:

- por piso típico	$P_V =$ 5,570 kgs
-------------------	-------------------

$$P_T = 60,280 + 5,570 = 65,850 \text{ kgs}$$

Pasando esta carga a rotura:

$$P'_T = 1.65 \times 65,850 = 109,000 \text{ kgs}$$

Por flexión:

$$\text{carga axial equiv.} : 1.5 P'_T = 1.5 \times 109,000 = 163,000 \text{ kgs}$$

$$\text{Aplicando la fórmula (1)} \quad f'_c = 175 \text{ kgs/cm}^2$$

$$A_g = \frac{163,000}{61} = 2,800 \text{ cm}^2$$

Probamos columnas de 50 x 70 cms:

$$\text{Peso propio de las columnas} : 7,700 \text{ kgs}$$

$$\text{Pasando a rotura} : 1.65 \times 7,700 = 12,700 \text{ kgs}$$

$$\text{Considerando la flexión} : 1.5 \times 12,700 = 19,000 \text{ kgs}$$

$$P'_T = 163,000 + 19,000 = 182,000 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{182,000}{61} = 3,000 \text{ cm}^2$$

Por uniformizar mantenemos 50 x 70 cms

COLUMNA C - 1

Nivel : + 21.90

Cargas Permanentes:

- por viga VA 1 (A' - E')	3,300 kgs
- por viga VA C (3 - 1)	11,400 kgs
- peso propio de la columna	
	<hr/>
$P_M =$	14,700 kgs

Cargas Accidentales:

- por viga VA 1 (A' - E')	310 kgs
- por viga VA C (3 - 1)	2,300 kgs
	<hr/>
$P_V =$	2,610 kgs

$$P_T = 14,700 + 2,610 = 17,310 \text{ kgs}$$

Nivel : + 18.85

Cargas Permanentes:

- cargas transm. por nivel anterior	17,310 kgs
- por viga VT 1 (A' - E')	5,700 kgs
- por viga VT C (3 - 1)	11,800 kgs
	<hr/>
$P_M =$	34,810 kgs

Cargas Accidentales:

- por viga VT 1 (A' - E')	1,070 kgs
- por viga VT C (3 - 1)	4,700 kgs
	<hr/>
$P_V =$	5,770 kgs

$$P_T = 34,180 + 5,770 = 39,950 \text{ kgs}$$

Nivel : + 15.80

Cargas Permanentes:

- cargas transm. por el nivel anterior	39,950 kgs
- por piso típico	17,500 kgs
	<hr/>
$P_M =$	57,450 kgs

Cargas Accidentales:

- por piso típico	$P_V =$ 5,770 kgs
-------------------	-------------------

$$P_T = 57,450 + 5,770 = 63,220 \text{ kgs}$$

Pasando a rotura:

$$P'_T = 1.65 \times 63,220 = 104,000 \text{ kgs}$$

Por flexión:

$$\text{carga concentrada equiv. : } 1.5 P'_T = 1.5 \times 104,000 = 157,000 \text{ kgs}$$

$$\text{Aplicando la fórmula (1) : } f'_c = 175 \text{ kgs/cm}^2$$

$$A_g = \frac{157,000}{61} = 2,600 \text{ cm}^2$$

Probaremos columnas de 50 x 70 cms:

Peso propio de las columnas : 7,700 kgs

Pasando a rotura : 12,700 kgs

Considerando afectado por flexión : 19,000 kgs

$$P'_T = 157,000 + 19,000 = 176,000 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{176,000}{61} = 2,900 \text{ cm}^2$$

Por uniformizar mantendremos 50 x 70 cms

COLUMNA D - 1

Al igual que la columna B - 1, consideraremos 50 x 70 cms

COLUMNA E - 1

Al igual que la columna A - 1, consideraremos 50 x 70 cms

COLUMNA A - 2

Nivel : + 21.90

Cargas Permanentes:

- por viga VA 2 (A' - E') 8,000 kgs
- por viga VA A (3 - 1) 16,600 kgs
- peso propio de la columna

$$P_M = \underline{\underline{24,600 \text{ kgs}}}$$

Cargas Accidentales:

- por viga VA 2 (A' - E') 530 kgs
- por viga VA A (3 - 1) 3,130 kgs

$$P_V = \underline{\underline{3,660 \text{ kgs}}}$$

$$P_T = 24,600 + 3,660 = 28,260 \text{ kgs}$$

Nivel : + 18.85

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	28,260 kgs
- por viga VT 2 (A' - E')	14,200 kgs
- por viga VT A (3 - 1)	16,600 kgs
	<hr/>
$P_M =$	59,060 kgs

Cargas Accidentales:

- por viga VT 2 (A' - E')	1,870 kgs
- por viga VT B (3 - 1)	9,480 kgs
	<hr/>
$P_V =$	11,350 kgs

$$P_T = 59,060 + 11,350 = 70,410 \text{ kgs}$$

Nivel : + 15.80

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	70,410 kgs
- por piso típico	30,800 kgs
	<hr/>
$P_M =$	101,210 kgs

Cargas Accidentales:

- por piso típico	$P_V =$ 11,350 kgs
-------------------	--------------------

$$P_T = 101,210 + 11,350 = 111,560 \text{ kgs}$$

Pasando a rotura:

$$P'_T = 1.65 \times 111,560 = 184,000 \text{ kgs}$$

Por flexión:

$$\text{carga concentrada equiv.: } 1.25 P'_T = 1.25 \times 184,000 = 230,000 \text{ kgs}$$

Aplicando la fórmula (1) : $f'_c = 175 \text{ kgs/cm}^2$

$$A_g = \frac{230,000}{61} = 3,750 \text{ cm}^2$$

Propondremos columnas de 50 x 70 cms., que aunque proporcionan una menor área, siempre nos quedaría la posibilidad de aumentar la cuantía. Mantenemos esa área por uniformidad.

Peso propio de las columnas : 7,700 kgs

Pasando a rotura : 12,700 kgs

Considerandolo afectado por flexión : 19,000 kgs

$$P'_T = 230,000 + 19,000 = 249,000 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{249,000}{61} = 3,900 \text{ cm}^2$$

En razón a lo anteriormente expuesto mantengo la sección de : 50 x 70 cms.

COLUMNA B - 2

Nivel : + 21.90

Cargas Permanentes:

- por viga VA 2 (A' - E') 4,450 kgs
- por viga VA B (3 - 1) 22,700 kgs
- peso propio de la columna

$$P_M = 27,150 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por viga VA 2 (A' - E') 610 kgs
- por viga VA B (3 - 1) 4,550 kgs

$$P_V = 5,160 \text{ kgs}$$

$$P_T = 27,150 + 5,160 = 32,310 \text{ kgs}$$

Nivel : + 18.85

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 32,130 kgs
- por viga VT 2 (A' - E') 4,580 kgs
- por viga VT B (3 - 1) 26,000 kgs

$$P_M = 62,710 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por viga VT 2 (A' - E') 2,140 kgs
 - por viga VT B (3 - 1) 9,480 kgs
- $P_V = 11,620$ kgs

$$P_T = 62,710 + 11,620 = 74,330 \text{ kgs.}$$

Nivel : + 15.80

Cargas Permanentes:

- carga transm.por el nivel anterior 74,330 kgs
 - por piso típico 30,580 kgs
- $P_M = 104,910$ kgs

Cargas Accidentales:

- por piso típico $P_V = 11,620$ kgs

$$P_T = 104,910 + 11,620 = 116,530 \text{ kgs}$$

Pasando a rotura : $1.65 \times 116,530 = 192,000$ kgs

Por flexión:

carga axial equiv.: $1.25 \times 192,000 = 240,000$ kgs

Aplicando la fórmula (1) $f'_c = 175$ kgs/cm²

$$A_g = \frac{240,000}{61} = 3,940 \text{ cm}^2$$

Propondremos columnas de 50 x 70 cms., que aunque proporcionan una menor área, siempre nos quedará la posibilidad de aumentar la cuantía. Mantendremos esa área por uniformidad.

Peso propio de las columnas : 7,700 kgs

Pasando a rotura : 12,700 kgs

Considerándolo afectado por flexión : 19,000 kgs

$$P'_T = 240,000 + 19,000 = 259,000 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{259,000}{61} = 4,250 \text{ cm}^2$$

En razón a lo anteriormente expuesto, mantengo la sección de 50 x 70 cms .

COLUMNA C - 2

Nivel : 21.90

Cargas Permanentes:

- por viga VA 2 (A' - E')	4,450 kgs
- por viga VA C (3 - 1)	14,700 kgs
peso propio de la columna	
	<hr/>
$P_M =$	19,150 kgs

Cargas Accidentales:

por viga VA 2 (A' - E')	610 kgs
por viga VA C (3 - 1)	4,550 kgs
$P_V =$	5,160 kgs

$$P_T = 19,150 + 5,160 = 24,310 \text{ kgs}$$

Nivel : + 18.85

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	24,130 kgs
- por viga VT 2 (A' - E')	4,580 kgs
- por viga VT C (3 - 1)	16,230 kgs
$P_M =$	44,940 kgs

Cargas Accidentales:

- por viga VT 2 (A' - E')	2,140 kgs
- por viga VT C (3 - 1)	5,490 kgs
	7,630 kgs

$$P_T = 44,940 + 7,630 = 52,570 \text{ kgs}$$

Nivel : + 15.80

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 52,570 kgs
 - por piso típico 20,810 kgs
- $$P_M = 73,380 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por piso típico $P_V = 7,630 \text{ kgs}$

$$P_T = 73,380 + 7,630 = 81,010 \text{ kgs}$$

Pasando a rotura : $1.65 \times 81,010 = 134,000 \text{ kgs}$

Por flexión:

carga axial equiv.: $1.25 \times 134,000 = 168,000 \text{ kgs}$

Aplicando la fórmula (1) $f'_c = 175 \text{ kgs/cm}^2$

$$A_g = \frac{168,000}{61} = 2,760 \text{ cm}^2$$

Por uniformizar propondremos columnas de $50 \times 70 \text{ cms.}$

Peso propio de las columnas : 7,700 kgs

Pasando a rotura : 12,700 kgs

Considerándolo afectado por flexión : 19,000 kgs

$$P'_T = 168,000 + 19,000 = 177,000 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{177,000}{61} = 2,900 \text{ cm}^2$$

Mantenemos la sección de : $50 \times 70 \text{ cms.}$

COLUMNA D - 2

Nivel : + 21.90

Cargas Permanentes:

- por viga VA 2 (A' - E') 4,450 kgs
- por viga VA D (3 - 1) 42,170 kgs
- peso propio de la columna

$$P_M = 46,620 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por viga VA 2 (A' - E')	610 kgs
- por viga VA D (3 - 1)	4,550 kgs
	<hr/>
$P_V =$	5,160 kgs

$$P_T = 46,620 + 5,160 = 51,780 \text{ kgs}$$

Nivel : + 18.85

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	51,780 kgs
- por viga VT 2 (A' - E')	4,580 kgs
- por viga VT D (3 - 1)	25,510 kgs
	<hr/>
$P_M =$	81,870 kgs

Cargas Accidentales:

- por viga VT 2 (A' - E')	2,140 kgs
- por viga VT D (3 - 1)	8,860 kgs
	<hr/>
$P_V =$	11,000 kgs

$$P_T = 81,870 + 11,000 = 92,870 \text{ kgs}$$

Nivel : + 15.80

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	92,870 kgs
- por piso típico	30,090 kgs
	<hr/>
$P_M =$	122,960 kgs

Cargas Accidentales:

- por piso típico	$P_V =$ 11,000 kgs
-------------------	--------------------

$$P_T = 122,960 + 11,000 = 133,960 \text{ kgs}$$

Pasando a rotura: $133,960 \times 1.65 = 222,000 \text{ kgs}$

Por flexión:

$$1.25 P_T = 1.25 \times 222,000 = 276,000 \text{ kgs}$$

Aplicando la fórmula (1) $f_c = 175 \text{ kgs/cm}^2$

$$A_g = \frac{276,000}{61} = 4,550 \text{ cms}^2$$

Propondremos columnas de 50 x 70 cms., que aunque proporcionan una menor área, siempre nos quedará la posibilidad de aumentar la cuantía. Mantenemos esa área por uniformidad.

Peso propio de la columna : 7,700 kgs

Pasando a rotura : 12,700 kgs

Considerándola afectada por flexión : 19,000 kgs

$$P_T = 276,000 + 19,000 = 295,000 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{295,000}{61} = 4,800 \text{ cm}^2$$

Mantenemos : 50 x 70 cms

COLUMNA E - 2

Al igual que la A - 2, usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA A - 3

Al igual que la A - 1, usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA B - 3

Al igual que la B - 1, usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA D - 3

Nivel : + 21.90

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	17,900 kgs
- por viga VA 3 (A' - E')	2,460 kgs
- por viga VA D (3 - 1)	26,560 kgs
- por viga VA D (4 - 3)	<u>3,940 kgs</u>
$P_M =$	50,860 kgs

Cargas Accidentales:

- por viga VA 3 (A' - E')	230 kgs
- por viga VA D (3 - 1)	2,270 kgs
- por viga VA D (4 - 3)	<u>1,050 kgs</u>
$P_V =$	3,550 kgs

$$P_T = 50,860 + 3,550 = 54,410 \text{ kgs}$$

Nivel : + 18.85

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	54,410 kgs
- por viga VT 3 (A' - E')	4,300 kgs
- por viga VT D (3 - 1)	11,600 kgs
- por viga VT D (4 - 3)	<u>4,000 kgs</u>
$P_M =$	74,310 kgs

Cargas Accidentales:

- por viga VT 3 (A' - E')	800 kgs
- por viga VT D (3 - 1)	4,130 kgs
- por viga VT D (4 - 3)	<u>2,070 kgs</u>
$P_V =$	7,000 kgs

$$P_T = 74,310 + 7,000 = 81,310 \text{ kgs}$$

Nivel : + 15.80

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	81,310 kgs
- por piso típico	<u>19,900 kgs</u>
$P_M =$	101,210 kgs

Cargas Accidentales:

- por piso típico $P_V = 7,000$ kgs

$$P_T = 101,210 + 7,000 = 108,210 \text{ kgs}$$

Pasando a rotura : $1.65 \times 108,210 = 178,000$ kgs

Por flexión:

carga axial equiv.: $1.25 P'_T = 1.25 \times 178,000 = 222,000$ kgs

Aplicando la fórmula (1) $f'_c = 175$ kgs/cm²

$$A_g = \frac{222,000}{61} = 3,650 \text{ cm}^2$$

Proponemos columnas de 50 x 70 cms

Peso propio de la columna : 7,700 kgs

Pasando a rotura : 12,700 kgs

Considerándola afectada por flexión : 19,000 kgs

$$P'_T = 222,000 + 19,000 = 241,000 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{241,000}{61} = 3,950 \text{ cm}^2$$

Mantenemos : 50 x 70 cms.

COLUMNA E - 3

Al igual que E - 1, usaremos 50 x 70 cms.

COLUMNA C - 4

Nivel : + 21.90

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 18,830 kgs
- por viga VA 4 (C' - D'') 12,370 kgs
- por viga VA C (3 - 4) 5,370 kgs
- peso propio de la columna

$$P_M = 36,570 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por viga VA 4 (C' - D'')	550 kgs
- por viga VA C (3 - 4)	2,060 kgs
	<hr/>
$P_V =$	2,610 kgs

$$P_T = 36,570 + 2,610 = 39,180 \text{ kgs}$$

Nivel : + 18.85

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	39,180 kgs
- por viga VT 4 (C' - D'')	19,800 kgs
- por viga VT C (3 - 4)	5,250 kgs
	<hr/>
$P_M =$	64,230 kgs

Cargas Accidentales:

- por viga VT 4 (C' - D'')	1,390 kgs
- por viga VT C (3 - 4)	2,060 kgs
	<hr/>
$P_V =$	4,450 kgs

$$P_T = 64,230 + 4,450 = 68,680 \text{ kgs}$$

Nivel : + 15.80

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	68,680 kgs
- por piso típico	25,050 kgs
	<hr/>
$P_M =$	93,730 kgs

Cargas Accidentales:

- por piso típico	$P_V =$ 4,450 kgs
-------------------	-------------------

$$P_T = 93,730 + 4,450 = 98,180 \text{ kgs}$$

Pasando a rotura : $1.65 \times 98,180 = 162,000 \text{ kgs}$

Por flexión:

carga axial equiv.: $1.25 \times 162,000 = 203,000 \text{ kgs}$

Aplicando la fórmula (1) $f'_c = 175 \text{ kgs/cm}^2$

$$A_g = \frac{203,000}{61} = 3,320 \text{ cm}^2$$

Por arquitectura se desea que esta columna sea escondida en el muro, o sea que una de sus dimensiones sea 0.25. En el otro sentido escojamos 1 mt.

Peso propio de la columna : 2,400 kgs

Pasando a rotura : 3,960 kgs

Considerando la flexión : 5,000 kgs

$$P'_T = 203,000 + 5,000 = 208,000 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{208,000}{61} = 3,400 \text{ cm}^2$$

Mantenemos las columnas de 100 x 25, que aunque no llegan al área requerida, pueden satisfacerla aumentando un poco la cuantía supuesta de 1% que es muy baja. Esto lo hacemos por uniformizar con las columnas de los niveles octavo y noveno (del tanque e levado). Usaremos : 25 x 100 cms

COLUMNA D - 4

Nivel : + 21.90

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	18,830 kgs
- por viga VA 4 (C' - D'')	13,950 kgs
- por viga VA D (4 - 3)	3,930 kgs
- peso propio de la columna	

$$P_M = 36,710 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por viga VA 4 (C' - D'')	550 kgs
- por viga VA D (4 - 3)	2,060 kgs

$$P_V = 2,610 \text{ kgs}$$

$$P_T = 36,710 + 2,610 = 39,320 \text{ kgs}$$

Nivel : + 18.85

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	39,320 kgs
- por viga VT 4 (C' - D'')	22,400 kgs
- por viga VT D (4 - 3)	4,000 kgs

$$P_M = 65,720 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por viga VT 4 (C' - D')	1,390 kgs
- por viga VT D (4 - 3)	2,060 kgs
	<hr/>
$P_V =$	3,450 kgs

$$P_T = 65,720 + 3,450 = 69,170 \text{ kgs}$$

Nivel : + 15.80

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	69,170 kgs
- por piso típico	26,400 kgs
	<hr/>
$P_M =$	95,570 kgs

Cargas Accidentales:

- por piso típico	$P_V =$ 3,450 kgs
-------------------	-------------------

$$P_T = 95,570 + 3,450 = 99,020 \text{ kgs}$$

Pasando a rotura : $1.65 \times 99,020 = 164,000 \text{ kgs}$

Por flexión:

$$\text{carga axial equiv.} : 1.25 P_T = 1.25 \times 164,000 = 205,000 \text{ kgs}$$

Aplicando la fórmula (1) $f'_c = 175 \text{ kgs/cm}^2$

$$A_g = \frac{205,000}{61} = 3,380 \text{ cm}^2$$

Propondremos una sección de 25 x 100 (a pesar de ser menor, ver motivo en la columna anterior)

Peso propio de la columna : 2,400 kgs

Pasando a rotura : 3,960 kgs

Considerando la flexión : 5,000 kgs

$$P_T = 205,000 + 5,000 = 210,000 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{210,000}{61} = 3,450 \text{ cm}^2$$

Usaremos : 25 x 100 cms

COLUMNNA C - 5

Nivel : + 21.90

Cargas Permanentes:

- por viga VA 5 (C' - D'')	12,840 kgs
- peso propio de la columna	<u> </u>
	$P_M = 12,840 \text{ kgs}$

Cargas Accidentales:

- por viga VA 5 (C' - D'')	$P_V = 220 \text{ kgs}$
----------------------------	-------------------------

$$P_T = 12,840 + 220 = 13,060 \text{ kgs}$$

Nivel : + 18.85

Cargas Permanentes:

- carga transm. por el nivel anterior	13,060 kgs
- por viga VT 5 (C' - D'')	17,900 kgs
	<u> </u>
	$P_M = 30,960 \text{ kgs}$

Cargas Accidentales:

- por viga VT 5 (C' - D'')	$P_V = 550 \text{ kgs}$
----------------------------	-------------------------

$$P_T = 30,960 + 550 = 31,510 \text{ kgs}$$

Nivel : + 15.80

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	31,510 kgs
- por piso típico	17,900 kgs
	<u> </u>
	$P_M = 49,400 \text{ kgs}$

Cargas Accidentales:

- por piso típico	$P_V = 550 \text{ kgs}$
-------------------	-------------------------

$$P_T = 49,400 + 550 = 49,950 \text{ kgs}$$

Pasando a rotura: $1.65 \times 49,950 = 82,500 \text{ kgs}$

Por flexión:

carga axial equiv. : $1.5 \times 82,500 = 124,000$ kgs

Aplicando la fórmula (1) : $f'_c = 175$ kgs/cm²

$$A_g = \frac{124,000}{61} = 2,040 \text{ cm}^2$$

Proponemos columnas de 25 x 100 cms.

Peso propio de la columna : 2,400 kgs.

Pasando a rotura : 3,960 kgs

Considerando la flexión : 6,000 kgs

$$P'_T = 124,000 + 6,000 = 130,000 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{130,000}{61} = 2,140 \text{ cm}^2$$

Usamos : 25 x 100 cms.

COLUMNA D - 5

Nivel : + 21.90

Cargas Permanentes:

- por viga VA 5 (C' - D'') 12,100 kgs

- peso propio de la columna

$$P_M = \underline{12,100 \text{ kgs}}$$

Cargas Accidentales:

- por viga VA 5 (C' - D'') $P_V = 220$ kgs

$$P_T = 12,100 + 220 = 12,320 \text{ kgs}$$

Nivel : + 18.85

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 12,320 kgs

- por viga VT 5 (C' - D'') 22,130 kgs

$$P_M = 34,450 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por viga VT 5 (C' - D'') $P_V = 550$ kgs

$$P_T = 34,450 + 550 = 34,950 \text{ kgs}$$

Nivel : + 15.80

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 34,950 kgs

- por piso típico 22,130 kgs

$$P_M = 57,080 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por piso típico $P_V = 550$ kgs

$$P_T = 57,080 + 550 = 57,630 \text{ kgs}$$

Pasando a rotura : $1.65 \times 57,630 = 95,000 \text{ kgs}$

Por flexión:

carga axial equiv.: $1.5 \times 95,000 = 142,000 \text{ kgs}$

Aplicando la fórmula (1) : $f'_c = 175 \text{ kgs/cm}^2$

$$A_g = \frac{142,000}{61} = 2,340 \text{ cm}^2$$

Proporcionemos columnas de 25×100

Peso propio de la columna : $2,400 \text{ kgs}$

Pasando a rotura : $3,960 \text{ kgs}$

Considerando por flexión : $6,000 \text{ kgs}$

$$P'_T = 142,000 + 6,000 = 148,000 \text{ kgs}$$

$$A_g = \frac{148,000}{61} = 2,420 \text{ cm}^2$$

Usaremos : 25×100

- o -

Para el dimensionamiento de columnas del nivel 12.75 hacia abajo voy a usar el método de los diagramas de interacción, por encontrarse más del lado de la seguridad que el método de carga axial equivalente, que da ya unos coeficientes muy pequeños para los pisos inferiores.

Criterios a adoptar en el diseño

- El factor de seguridad a la rotura a usar en el dimensionamiento será de 1.65.
- La reducción de sobrecargas se ha hecho basándose en los coeficientes de reducción de la suma total de sobrecargas dada por la Reglamentación Española.
- La excentricidad de las columnas estará dada por $0.025 h$.
- La excentricidad de las columnas exteriores estará dada por la siguiente fórmula:

$$e_{ext} = \frac{P_{u_{int}} \times e_{int}}{P_{u_{ext}}}$$

COLUMNA A - 1

Nivel : 12.75

Carga Permanente:

- carga transm. por nivel anterior	73,200 kgs
- carga de piso típico	22,150 kgs
	<hr/>
$P_M =$	95,350 kgs

Carga Accidental:

- sobrecarga acumulada al nivel del piso $W_V \times \text{coef. red.}$	
$4,880 \times 0.95$	$P_V = 4,650 \text{ kgs}$

$$P_T = 95,350 + 4,650 = 100,000 \text{ kgs}$$

Nivel : + 9.70 mts.

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	100,000 kgs
- carga de piso típico	22,150 kgs
	<hr/>
$P_M =$	122,150 kgs

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:	
$0.88 \times 4,880$	$P_V = 4,300 \text{ kgs}$

$$P_T = 122,150 + 4,300 = 126,450 \text{ kgs}$$

Nivel : + 6.65 mts.

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	126,450 kgs
- carga por piso típico	22,150 kgs
	<hr/>
$P_M =$	148,600 kgs

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso	
$0.80 \times 4,880$	$P_V = 3,900 \text{ kgs}$

$$P_T = 148,600 + 3,900 = 152,500 \text{ kgs}$$

Supongamos columnas de 50 x 70 cms:

Peso de una columna por nivel : $0.50 \times 0.70 \times 3.05 \times 2,400 = 2,560$ kgs

Peso de la columna en los 3 niveles : $3 \times 2,560 = 7,700$ kgs

$$P_T = 152,500 + 7,700 = 160,200 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 160,000 = 264,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 1.5^* \times 0.025 \times 2.55 = 0.096 \text{ m.}$$

$$p_t = 0.01$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{2,800}{0.85 \times 210} = 15.68$$

$$p_t m = 0.157$$

Entrando al gráfico

$$b \times t = \frac{P_U}{\phi K f'_c} = \frac{264,000}{0.7 \times 0.43 \times 210} = 4,200 \text{ cm}^2$$

$$e/t = 0.192$$

$$K = 0.43$$

Usemos : $f'_c = 280 \text{ kgs/cm}^2$

$$P_U = 264,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 0.096 \text{ mts}$$

$$p_t = 0.01$$

$$e/t = 0.137$$

Entrando al gráfico $K = 0.50$

$$b \times t = \frac{P_U}{\phi K f'_c} = \frac{264,000}{0.7 \times 0.50 \times 280} = 2,700 \text{ cm}^2$$

Usaremos : $50 \times 70 \text{ cms.}$

COLUMNA B - 1

Nivel : 12.75

Carga Permanente:

- carga transm. por nivel anterior 72,860 kgs

- carga de piso típico 18,700 kgs

$$P_M = 91,560 \text{ kgs}$$

* 1.5 es generalmente la relación observada entre : $\frac{P_{U \text{ int}}}{P_{U \text{ ext}}}$

Carga Accidental:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$5,570 \times 0.95$$

$$P_V = 5,300 \text{ kgs}$$

$$P_T = 91,560 + 5,300 = 96,860 \text{ kgs}$$

Nivel : + 9.70 mts.

Carga Permanente:

- carga transm. por nivel anterior 96,860 kgs
- carga de piso típico 18,700 kgs

$$P_M = 115,560 \text{ kgs}$$

Carga Accidental:

- s/c acumulada al nivel del piso

$$5,570 \times 0.88$$

$$P_V = 4,850 \text{ kgs}$$

$$P_T = 115,560 + 4,850 = 120,410 \text{ kgs}$$

Nivel : + 6.65 mts.

Carga Permanente:

- carga transm. por nivel anterior 120,410 kgs
- carga de piso típico 18,700 kgs

$$P_M = 139,110 \text{ kgs}$$

Carga Accidental:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$5,570 \times 0.80$$

$$P_V = 4,450 \text{ kgs}$$

$$P_T = 139,110 + 4,450 = 143,560 \text{ kgs}$$

Supondremos columnas de 50 x 70 cms.:

Peso de una columna por nivel : 2,560 kgs

Peso de la columna en los 3 niveles : 7,700 kgs

$$P_T = 143,560 + 7,700 = 151,260 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 151,260 = 250,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 1.5 \times 0.025 \times 2.55 = 0.096 \text{ mts.}$$

$$P_t = 0.01$$

$$e/t = 0.137$$

Entrando al gráfico $K = 50$:

$$b \times t = \frac{250,000}{0.7 \times 0.50 \times 280} = 2,550 \text{ cm}^2$$

Usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA C - 1

Nivel : + 12.75

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 70,920 kgs
- carga de piso típico 17,500 kgs

$$P_M = 88,420 \text{ kgs}$$

Carga Accidental:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$5,770 \times 0.95 \quad P_V = 5,500 \text{ kgs}$$

$$P_T = 88,420 + 5,500 = 93,920 \text{ kgs}$$

Nivel : + 9.70

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 93,200 kgs
- carga de piso típico 17,500 kgs

$$P_M = 110,700 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$5,770 \times 0.88 \quad P_V = 5,100 \text{ kgs}$$

$$P_T = 110,700 + 5,100 = 115,800 \text{ kgs}$$

Nivel : + 6.65

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	115,800 kgs
- carga de piso típico	17,500 kgs
	<hr/>
$P_M =$	133,300 kgs

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:	
5,770 x 0.80	$P_V =$ 4,700 kgs

$$P_T = 133,300 + 4,700 = 138,000 \text{ kgs}$$

Supondremos columnas de 50 x 70 cms:

Peso de una columna por nivel : 2,560 kgs

Peso de la columna en los 3 niveles: 7,700 kgs

$$P_T = 138,000 + 7,700 = 145,700 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 145,700 = 240,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 1.5 \times 0.025 \times 2.55 = 0.096 \text{ mts}$$

$$P_t = 0.01$$

$$e/t = 0.137$$

$$\text{Entrando al gráfico } K = 0.50 \quad b \times t = \frac{240,000}{0.7 \times 0.50 \times 280} = 2,450 \text{ cm}^2$$

Por uniformizar mantenemos : 50 x 70 cms.

COLUMNA D - 1

Al igual que la columna B - 1, consideraremos : 50 x 70 cms

COLUMNA E - 1

Al igual que la columna A - 1, usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA A - 2

Nivel : 12.75

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 120,260 kgs
 - carga de piso típico 30,800 kgs
-
- $P_M = 151,060$ kgs

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:
 $11,350 \times 0.95$ $P_V = 10,750$ kgs

$$P_T = 151,060 + 10,750 = 161,810 \text{ kgs}$$

Nivel : + 9.70

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 161,810 kgs
 - carga de piso típico 30,800 kgs
-
- $P_M = 192,610$ kgs

Carga Accidental:

- s/c acumulada al nivel del piso:
 $11,350 \times 0.88$ $P_V = 10,000$ kgs

$$P_T = 192,610 + 10,000 = 202,610 \text{ kgs}$$

Nivel : 6.65

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 202,610 kgs
 - por piso típico 30,800 kgs
-
- $P_M = 233,410$ kgs

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:
 $11,350 \times 0.80$ $P_V = 9,100$ kgs

$$P_T = 233,410 + 9,100 = 242,510 \text{ kgs}$$

Supondremos columnas de 50 x 70 cms.:

Peso de una columna por nivel : 2,560 kgs

Peso de la columna en los 3 niveles : 7,700 kgs

$$P_T = 242,510 + 7,700 = 250,210 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 250,210 = 415,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 0.025 \times 2.55 = 0.064 \text{ mts.}$$

$$P_f = 0.01$$

$$e/t = 0.091$$

Entrando al gráfico $K = 0.54$ $b \times t = \frac{415,000}{0.7 \times 0.54 \times 280} = 3,900 \text{ cm}^2$

A pesar de necesitar un poco más de área, voy a mantener 50 x 70 por razón de uniformidad; además subiendo la cuantía podemos bajar el área necesaria.

Usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA B - 2

Nivel : 12.75

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 124,230 kgs

- carga de piso típico 30,580 kgs

$$P_M = 154,810 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$11,620 \times 0.95 \quad P_V = 11,000 \text{ kgs}$$

$$P_T = 154,810 + 11,000 = 165,810 \text{ kgs}$$

Nivel : + 9.70

Cargas Permanentes:

- cargas transm. por nivel anterior 165,810 kgs

- carga de piso típico 30,580 kgs

$$P_M = 196,390 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$11,620 \times 0.88 \quad P_V = 10,250 \text{ kgs}$$

$$P_T = 196,390 + 10,250 = 206,640 \text{ kgs}$$

Nivel : + 6.65

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 206,640 kgs
- carga de piso típico 30,580 kgs

$$P_M = 237,220 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$11,620 \times 0.80$$

$$P_V = 9,300 \text{ kgs}$$

$$P_T = 237,220 + 9,300 = 246,520 \text{ kgs}$$

Supondremos columnas de 50 x 70 cms.:

Peso de una columna por nivel : 2,560 kgs

Peso de la columna en los 3 niveles : 7,700 kgs

$$P_T = 246,520 + 7,700 = 254,220 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 254,220 = 420,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 0.025 \times 2.55 = 0.064 \text{ mts.}$$

$$p_f = 0.01$$

$$e/t = 0.091$$

Entrando al gráfico $K = 0.54$ $b \times t = \frac{420,000}{0.7 \times 0.54 \times 280} = 3,960 \text{ cm}^2$

Por la misma razón mantendremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA C - 2

Nivel : + 12.75

Cargas Permanentes:

- carga transmitida por nivel anterior 88,710 kgs
- carga por piso típico 20,810 kgs

$$P_M = 109,520 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$7,630 \times 0.95 \quad P_V = 7,250 \text{ kgs}$$

$$P_T = 109,520 + 7,250 = 116,770 \text{ kgs}$$

Nivel : + 9.70

Cargas Permanentes:

- cargas transm. por nivel anterior 116,770 kgs
- carga por piso típico 20,810 kgs

$$P_M = 137,580 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$7,630 \times 0.88 \quad P_V = 6,700 \text{ kgs}$$

$$P_T = 137,580 + 6,700 = 144,280 \text{ kgs}$$

Nivel : + 6.65

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 144,280 kgs
- carga por piso típico 20,810 kgs

$$P_M = 165,090 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$7,630 \times 0.80 \quad P_V = 6,100 \text{ kgs}$$

$$P_T = 165,090 + 6,100 = 171,190 \text{ kgs}$$

Supondremos columnas de 50 x 70 cms:

Peso de una columna por nivel : 2,560 kgs

Peso de la columna en bs 3 niveles : 7,700 kgs

$$P_T = 171,190 + 7,700 = 178,890 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 178,890 = 294,000 \text{ kgs}$$

$$e^t = 0.064$$

$$p_t = 0.01$$

$$e/t = 0.091$$

Entrando al gráfico $K = 0.54$ $b \times t = \frac{294,000}{0.70 \times 0.54 \times 280} = 2,800 \text{ cm}^2$

Usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA D -2

Nivel : + 12.75

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 141,660 kgs

- carga por piso típico 30,090 kgs

$$P_M = 171,750 \text{ kgs}$$

Carga Accidental:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$11,000 \times 0.95 \quad P_V = 10,450 \text{ kgs}$$

$$P_T = 171,750 + 10,450 = 182,200 \text{ kgs}$$

Nivel : + 9.70

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 182,200 kgs

- carga por piso típico 30,090 kgs

$$P_M = 212,290 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$11,000 \times 0.88 \quad P_V = 9,700 \text{ kgs}$$

$$P_T = 212,290 + 9,700 = 221,990 \text{ kgs}$$

Nivel : + 6.65

Carga Permanente:

$$\begin{aligned} &= \text{carga transm. por nivel anterior} && 221,990 \text{ kgs} \\ &= \text{carga por piso típico} && 30,090 \text{ kgs} \\ &&& \hline P_M &= 252,080 \text{ kgs} \end{aligned}$$

Cargas Accidentales:

$$\begin{aligned} &= \text{s/e acumulada al nivel del piso:} \\ &11,000 \times 0.80 && P_V = 8,700 \text{ kgs} \end{aligned}$$

$$P_T = 252,080 + 8,700 = 260,780 \text{ kgs}$$

Supondremos columnas de 50 x 70 cms:

Peso de una columna por nivel : 2,560 kgs

Peso de la columna en los 3 niveles : 7,700 kgs

$$P_T = 260,780 + 7,700 = 268,480 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 268,480 = 440,000 \text{ kgs}$$

$$e^l = 0.064 \text{ mts.}$$

$$e/t = 0.091$$

$$\text{Entrando al gráfico } K = 0.54 \quad b \times t = \frac{440,000}{0.7 \times 0.54 \times 280} = 4,100 \text{ cm}^2$$

Por uniformizar, mantenemos : 50 x 70 cms

COLUMNA E - 2

Al igual que A - 2, usaremos: 50 x 70 cms.

COLUMNA A - 3

Al igual que A - 1, usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA B - 3

Al igual que B - 1, usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA D - 3

Nivel : + 12.75

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 115,910 kgs
- carga por piso típico 19,900 kgs

$$P_M = 135,810 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$7,000 \times 0.95 \quad P_V = 6,650 \text{ kgs}$$

$$P_T = 135,810 + 6,650 = 142,460 \text{ kgs}$$

Nivel : + 9.70

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 142,460 kgs
- carga por piso típico 19,900 kgs

$$P_M = 162,360 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$7,000 \times 0.88 \quad P_V = 6,150 \text{ kgs}$$

$$P_T = 162,360 + 6,150 = 168,510 \text{ kgs}$$

Nivel : + 6.65

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 168,510 kgs
- carga por piso típico 19,900 kgs

$$P_M = 188,410 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$7,000 \times 0.80 \quad P_V = 5,600 \text{ kgs}$$

$$P_T = 188,410 + 5,600 = 194,010 \text{ kgs}$$

Suponemos columnas de 50 x 70 cms:

Peso de una columna por nivel : 2,560 kgs

Peso de la columna en los 3 niveles : 7,700 kgs

$$P_T = 194,010 + 7,700 = 201,710 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 201,710 = 332,000 \text{ kgs}$$

$$e^t = 0.064$$

$$p_f = 0.01$$

$$e/t = 0.091$$

Entrando al gráfico $K = 0.54$ $b \times t = \frac{332,000}{0.70 \times 0.54 \times 280} = 3,140 \text{ cm}^2$

Usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA E - 3

Al igual que E - 1, usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA C - 4

Nivel : + 12.75

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 105,880 kgs

- carga por piso típico 25,050 kgs

$$P_M = 130,930 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$4,450 \times 0.95$$

$$P_V = 4,230 \text{ kgs}$$

$$P_T = 130,930 + 4,230 = 135,160 \text{ kgs}$$

Nivel: + 9.70

Cargas Permanentes:

- carga transmitida por nivel anterior 135,160 kgs

- carga por piso típico 25,050 kgs

$$P_M = 160,210 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales :

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$4,450 \times 0.88 \quad P_V = 3,920 \text{ kgs}$$

$$P_T = 160,210 + 3,920 = 164,130 \text{ kgs}$$

Nivel : + 6.65

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 164,130 kgs

- carga por piso típico 25,050 kgs

$$P_M = 189,180 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$4,450 \times 0.80 \quad P_V = 3,560 \text{ kgs}$$

$$P_T = 189,180 + 3,560 = 192,740 \text{ kgs}$$

Supondremos columnas de 25 x 100 cms.

$$\text{Peso de una columna por nivel : } 0.25 \times 1.00 \times 3.05 \times 2,400 = 1,830 \text{ kgs}$$

$$\text{Peso de la columna en los tres niveles : } 3 \times 1,830 = 5,490 \text{ kgs}$$

$$P_T = 192,740 + 5,490 = 198,230 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 198,230 = 327,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 0.025 \times 2.55 = 0.064 \text{ mts.}$$

$$e/t = 0.064$$

$$P_f = 0.01$$

$$\text{Entrando al gráfico } K = 0.58 \quad b \times t = \frac{327,000}{0.7 \times 0.58 \times 280} = 2,880 \text{ cm}^2$$

Mantenemos : 25 x 100 cms.

COLUMNA D - 4

Nivel : + 12.75

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 106,720 kgs
- carga por piso típico 26,400 kgs

$$P_M = 133,120 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:
3,450 x 0.95 $P_V = 3,280 \text{ kgs}$

$$P_T = 133,120 + 3,280 = 136,400 \text{ kgs}$$

Nivel : + 9.70

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 136,400 kgs
- carga por piso típico 26,400 kgs

$$P_M = 162,800 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:
3,450 x 0.88 $P_V = 3,040 \text{ kgs}$

$$P_T = 162,800 + 3,040 = 165,840 \text{ kgs}$$

Nivel : + 6.65

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 165,840 kgs
- carga por piso típico 26,400 kgs

$$P_M = 192,240 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:
3,450 x 0.80 $P_V = 2,760 \text{ kgs}$

$$P_T = 192,240 + 2,760 = 195,000 \text{ kgs}$$

Supondremos columnas de 25 x 100 cms .

Peso de una columna por nivel : 1,830 kgs

Peso de la columna en los 3 niveles : 5,490 kgs

$$P_T = 195,000 + 5,490 = 200,490 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 200,490 = 330,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 0.064 \text{ mts.}$$

$$e/t = 0.064$$

$$p_t = 0.01$$

Entrando al gráfico $K = 0.58$

$$b \times t = \frac{330,000}{0.7 \times 0.58 \times 280} = 2,900 \text{ cm}^2$$

Mantenemos : 25 x 100 cms .

COLUMNA C - 5

Nivel : + 12.75

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 57,650 kgs

- carga por piso típico 17,900 kgs

$$P_M = 72,550 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso: $P_V = 550 \text{ kgs}$

$$P_T = 72,550 + 550 = 76,100 \text{ kgs}$$

Nivel : + 9.70

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 76,100 kgs

- carga por piso típico 17,900 kgs

$$P_M = 94,000 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso: $P_V = 550 \text{ kgs}$

$$P_T = 94,000 + 550 = 94,550 \text{ kgs}$$

Nivel : + 16.65

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 94,550 kgs

- carga por piso típico 17,900 kgs

$$P_M = 112,450 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso: $P_V = 550 \text{ kgs}$

$$P_T = 112,450 + 550 = 113,000 \text{ kgs}$$

Suponemos columnas de 25 x 100 cms

Peso de una columna por nivel : 1,830 kgs

Peso de la columna en 3 niveles : 5,490 kgs

$$P_T = 113,000 + 5,490 = 118,490 \text{ kgs}$$

$$F_U = 1.65 \times 118,490 = 195,000 \text{ kgs}$$

$$e^s = 1.5 \times 0.064 = 0.096 \text{ m.}$$

$$e/t = 0.096$$

$$p_f = 0.01$$

Entrando al gráfico K = 0.54 $b \times t = \frac{195,000}{0.7 \times 0.54 \times 280} = 1,850 \text{ cm}^2$

Mantenemos : 25 x 100 cms

COLUMNA D = 5

Nivel : + 12.75

Cargas Permanentes:

= carga transm. por nivel anterior 65,330 kgs

= carga por piso típico 22,130 kgs

$$P_M = 87,460 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

= s/c acumulada al nivel del piso: $P_V = 550 \text{ kgs}$

$$P_T = 87,460 + 550 = 88,010 \text{ kgs}$$

Nivel : + 9.70

Cargas Permanentes:

= carga transm. por nivel anterior 88,010 kgs

= carga por piso típico 22,130 kgs

$$P_M = 110,140 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales

- s/c acumulada al nivel del piso: $P_V = 550$ kgs

$$P_T = 110,140 + 550 = 110,690 \text{ kgs}$$

Nivel : + 6.65

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 110,690 kgs

- carga por piso típico 22,130 kgs

$$P_M = 132,820 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso: $P_V = 550$ kgs

$$P_T = 132,820 + 550 = 133,370 \text{ kgs}$$

Supondremos columnas de 25 x 100 :

Peso de una columna por nivel : 1,830 kgs

Peso de la columna en los 3 niveles : 5,490 kgs

$$P_T = 133,370 + 5,490 = 138,860 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 138,860 = 230,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 1.5 \times 0.064 = 0.096 \text{ m.}$$

$$e'/t = 0.096$$

$$P_t = 0.01 \quad f'_c = 280 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\text{Entrando al gráfico } K = 0.54 \quad b \times t = \frac{230,000}{0.7 \times 0.54 \times 280} = 2,170 \text{ cm}^2$$

Mantenemos : 25 x 100 cms.

$$\underline{f'_c = 350 \text{ kgs/cm}^2}$$

COLUMNA A - 1

Nivel : + 3.60

Cargas Permanentes:

= carga transm. por nivel ant. 160,200 kgs

= carga por primer piso 22,150 kgs

$P_M = 182,350 \text{ kgs}$

Cargas Accidentales:

= s/c acumulada al nivel del

piso: $4,880 \times 0,74$ $P_V = 3,620 \text{ kgs}$

$P_T = 182,350 + 3,620 = 185,970 \text{ kgs}$

Supongamos columnas de $50 \times 70 \text{ cms.}$

Peso de una columna por nivel : $0.50 \times 0.70 \times 4.00 \times 2400 = 3,360 \text{ kgs}$

$P_T = 185,970 + 3,360 = 189,330 \text{ kgs}$

$P_U = 189,330 \times 1.65 = 312,000 \text{ kgs}$

$e^t = 1.5 \times 0.025 \times 290 = 0.109$

$e^t/t = 0.155$

$f_c^t = 350 \text{ kgs/cm}^2$

Entrando al gráfico $K = 0.45$

$b \times t = \frac{312,000}{0.7 \times 0.45 \times 350} = 2,840 \text{ cm}^2$

Usaremos : $50 \times 70 \text{ cms.}$

COLUMNA B - 1

Nivel : ± 3.60

Cargas Permanentes:

= carga transm. por nivel anterior 151,260 kgs

= carga por primer piso 20,000 kgs

$P_M = 171,260 \text{ kgs}$

Cargas Accidentales:

= s/c acumulada al nivel del piso:

$5,570 \times 0.74$ $P_V = 4,100 \text{ kgs}$

$$P_T = 171,260 + 4,100 = 175,360 \text{ kgs}$$

Supongamos columnas de 50 x 70 cms.

$$\text{Peso de una columna por nivel ;} \quad 3,360 \text{ kgs}$$

$$P_T = 175,360 + 3,360 = 178,720 \text{ kgs}$$

$$P_U = 178,720 \times 1.65 = 295,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 0.109$$

$$e'/t = 0.155$$

$$f'_c = 350 \text{ kgs/cm}^2$$

Entrando al gráfico $K = 0.45$

$$b \times t = \frac{295,000}{0.7 \times 0.45 \times 350} = 2,690 \text{ cm}^2$$

Usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA C - 1

Nivel : + 3.60

Cargas Permanentes:

$$\text{- carga transm. por nivel anterior} \quad 145,700 \text{ kgs}$$

$$\text{- carga por primer piso} \quad 20,000 \text{ kgs}$$

$$P_M = 165,700 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$6,000 \times 0.74 \quad P_V = 4,450 \text{ kgs}$$

$$P_T = 165,700 + 4,450 = 170,150 \text{ kgs}$$

Supongamos columnas de 50 x 70 cms.:

$$\text{Peso de una columna por nivel :} \quad 3,360 \text{ kgs}$$

$$P_T = 170,150 + 3,360 = 173,510 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 173,510 = 286,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 0.109 \text{ mts.}$$

$$e'/t = 0.155$$

$$f'_c = 350 \text{ kgs/cm}^2$$

Entrando al gráfico $K = 0.45$

$$b \times t = \frac{286,000}{0.7 \times 0.45 \times 350} = 2,600 \text{ cm}^2$$

Usaremos ; 50 x 70 cms.

COLUMNA D - 1

Al igual que la columna B - 1, consideraremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA E - 1

Al igual que la columna A - 1, consideraremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA A - 2

Nivel ; + 3.60

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 250,210 kgs
- carga por primer piso 31,500 kgs

$$P_M = 281,710 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulado al nivel del piso:

$$0.74 \times 12,000$$

$$P_V = 8,900 \text{ kgs}$$

$$P_T = 281,710 + 8,900 = 290,610 \text{ kgs}$$

Supongamos columnas de 50 x 70 cms:

$$\text{Peso de una columna por nivel : } 3,360 \text{ kgs}$$

$$P_T = 290,610 + 3,360 = 293,970 \text{ kgs}$$

$$P_U = 293,970 \times 1.65 = 485,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 0.025 \times 2.90 = 0.0725 \text{ mts.}$$

$$e'/t = 0.104$$

$$f'_c = 350 \text{ kgs/cm}^2$$

Entrando al gráfico $K = 0.52$

$$b \times t = \frac{485,000}{0.7 \times 0.52 \times 350} = 3,800 \text{ cm}^2$$

Por uniformizar y ser poca la diferencia, teniendo en cuenta que podríamos aumentar la cuantía; mantendremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA B - 2

Nivel : + 3.60

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 254,220 kgs

- carga por primer piso 30,580 kgs

$$P_M = 284,800 \text{ kgs}$$

Cargas Accidenciales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$0.74 \times 11,620$$

$$P_V = 8,600 \text{ kgs}$$

$$P_T = 284,800 + 8,600 = 293,400 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 293,400 = 484,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 0.0725 \text{ mts.}$$

$$e'/t = 0.104$$

$$f'_c = 350 \text{ kgs/cm}^2$$

Entrando al gráfico $K = 0.52$

$$b \times t = \frac{484,000}{0.7 \times 0.52 \times 350} = 3,790 \text{ cms}^2$$

Mantendremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA C - 2

Nivel : + 3.60

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	178,890 kgs
- carga por primer piso	<u>20,810 kgs</u>
	$P_M = 199,700 \text{ kgs}$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:	
0.74 x 7,630	$P_V = 5,650 \text{ kgs}$

$$P_T = 199,700 + 5,650 = 205,350 \text{ kgs}$$

Supongamos columnas de 50 x 70 cms.

Peso de una columna por nivel : 3,360 kgs

$$P_T = 205,350 + 3,360 = 208,710 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 208,710 = 345,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 0.0725 \text{ mts.}$$

$$e'/t = 0.104$$

$$f'_c = 350 \text{ kgs/cm}^2$$

Entrando al gráfico $K = 0.52$ $b \times t = \frac{345,000}{0.7 \times 0.52 \times 350} = 2,700 \text{ cm}^2$

Usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA E - 2

Al igual que la A - 2, usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA A - 3

Al igual que la A - 1, usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA B - 3

Al igual que la B - 1, usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA E - 3

Al igual que la E - 1, usaremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA D - 2

Nivel : + 3.60

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	268,480 kgs
- carga por primer piso	30,090 kgs
	<hr/>
	$P_M = 298,570$ kgs

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:	
$0.74 \times 11,000$	$P_V = 8,150$ kgs

$$P_T = 298,570 + 8,150 = 306,720 \text{ kgs}$$

Nivel : + 0.55

Cargas Permanentes:

- peso propio de la columna

Supondremos columnas de 50 x 70 cms.

$$\text{Peso de una columna } (3.60 - 0.55) : 0.50 \times 0.70 \times 3.05 \times 2,400 = 2,560 \text{ kgs}$$

$$\text{Peso de la columna } (0.55 - 2.60) : 0.50 \times 0.70 \times 3.15 \times 2,400 = 2,650 \text{ kgs}$$

$$5,210 \text{ kgs}$$

$$P_T = 306,720 + 5,210 = 311,930 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 311,930 = 514,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 0.025 \times 2.55 = 0.064 \text{ m.}$$

$$e'/t = 0.091$$

$$f'_c = 350 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\text{Entrando al gráfico } K = 0.53 \quad b \times t = \frac{514,000}{0.7 \times 0.53 \times 350} = 3,960 \text{ cm}^2$$

Por uniformidad mantendremos : 50 x 70 cms.

COLUMNA D - 3

Nivel : + 3.60

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 201,710 kgs
- carga por primer piso 21,000 kgs

$$P_M = 222,710 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:
7,500 x 0.74 $P_V = 5,650 \text{ kgs}$

$$P_T = 222,710 + 5,650 = 228,360 \text{ kgs}$$

Nivel : + 0.55

Cargas Permanentes:

- peso propio de la columna

Supondremos columnas de 50 x 70 cms

$$\text{Peso de una columna (3.60 - 0.55): } 2,560 \text{ kgs}$$

$$\text{Peso de una columna (0.55 - 2.60): } \underline{2,650 \text{ kgs}}$$

$$5,210 \text{ kgs}$$

$$P_T = 228,360 + 5,210 = 233,570 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 233,570 = 384,500$$

$$e' = 1.5 \times 0.025 \times 2.55 = 0.096 \text{ m.}$$

$$e'/t = 0.137$$

$$f'_c = 350 \text{ kgs/cm}^2$$

$$P_t = 0.01$$

Entrando al gráfico K = 0.49

$$b \times t = \frac{384,500}{0.7 \times 0.49 \times 350} = 3,200 \text{ cm}^2$$

Usaremos : 50 x 70 cms .

COLUMNA C - 4

Nivel : + 3.60

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	198,230 kgs
- carga por primer piso	26,000 kgs
	<hr/>
$P_M =$	224,230 kgs

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:	
0.74 x 4,600	$P_V =$ 3,400 kgs

$$P_T = 224,230 + 3,400 = 227,630 \text{ kgs}$$

Nivel : + 0.55

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	227,630 kgs
- por viga VI C (3 - 4)	5,250 kgs
- por viga VS 4 (C - D)	8,900 kgs
	<hr/>
$P_M =$	241,780 kgs

Cargas Accidentales:

- por viga VI C (3 - 4)	2,060 kgs
- por viga VS 4 (C - D)	760 kgs
	<hr/>
$P_V =$	2,820 kgs

$$P_T = 241,780 + 2,820 = 244,600 \text{ kgs}$$

Supondremos columnas de 25 x 100 cms.

$$\text{Peso de una columna (3.60 - 0.55) : } 0.25 \times 1.00 \times 3.05 \times 2,400 = 1,830 \text{ kgs}$$

$$\text{Peso de una columna (0.55 - -2.30) : } 0.25 \times 1.00 \times 2.85 \times 2,400 = 1,700 \text{ kgs}$$

$$\underline{3,530 \text{ kgs}}$$

$$P_T = 244,600 + 3,530 = 248,130 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 248,130 = 410,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 0.064 \text{ m.}$$

$$e'/t = 0.064$$

$$f'_c = 350 \text{ kgs/cm}^2$$

$$p_f = 0.01$$

Entrando al gráfico $K = 0.58$

$$b \times t = \frac{410,000}{0.7 \times 0.58 \times 350} = 2,880 \text{ cm}^2$$

Mantendremos : 25 x 100 cms .

COLUMNA D - 4

Nivel : + 3.60

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 200,490 kgs
- carga transm. por primer piso 26,400 kgs

$$P_M = 226,890 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- s/c acumulada al nivel del piso:

$$0.74 \times 3,500$$

$$P_V = 2,600 \text{ kgs}$$

$$P_T = 226,890 + 2,600 = 229,490 \text{ kgs}$$

Nivel : + 0.55

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 229,490 kgs
- por viga V1 D (4 - 3) 4,000 kgs
- por viga VS 4 (C - D) 14,860 kgs

$$P_M = 248,350 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales:

- por viga V1 D (4 - 3) 2,060 kgs
- por viga VS 4 (C - D) 760 kgs

$$P_V = 2,820 \text{ kgs}$$

$$P_T = 248,350 + 2,820 = 251,170 \text{ kgs}$$

Supondremos columnas de 25 x 100 cms .

Peso de una columna (3.60 - 0.55) :	1,830 kgs
Peso de una columna (0.55 - 2.30) :	1,700 kgs
	<u>3,530 kgs</u>

$$P_T = 251,170 + 3,530 = 254,700 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 254,700 = 420,000 \text{ kgs}$$

$$e^c = 0.064 \text{ m.}$$

$$e^t/t = 0.064$$

$$P_f = 0.01$$

$$f_c^t = 350 \text{ kgs/cm}^2$$

Entrando al gráfico $K = 0.58$

$$b \times t = \frac{420,000}{0.7 \times 0.58 \times 350} = 2,950 \text{ cm}^2$$

Mantendremos : 25 x 100 cms.

COLUMNA C - 5

Nivel : + 3.60

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 118,490 kgs
- carga por primer piso 18,500 kgs

$$P_M = 136,990 \text{ kgs}$$

Carga Accidental:

- s/c acumulada al nivel del piso: $P_V = 550 \text{ kgs}$

$$P_T = 136,990 + 550 = 137,540 \text{ kgs}$$

Nivel: + 0.55

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior 137,540 kgs
- carga por inf. de losa 2,000 kgs

$$P_M = 139,540 \text{ kgs}$$

Cargas Accidentales: (no consideraremos)

$$P_T = 139,540 \text{ kgs}$$

Supondremos columnas de 25 x 100 cms.

Peso de una columna (3.60 - 0.55) :	1,830 kgs
Peso de una columna (0.55 - -2.30) :	1,700 kgs
	<hr/>
	3,530 kgs

$$P_T = 139,540 + 3,530 = 143,070 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 143,070 = 236,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 0.096 \text{ m.}$$

$$e'/t = 0.096$$

$$P_f = 0.01$$

$$f'_c = 350 \text{ kgs/cm}^2$$

Entrando al gráfico $K = 0.58$

$$b \times t = \frac{236,000}{0.7 \times 0.58 \times 350} = 1,700 \text{ cm}^2$$

Usaremos : 25 x 100 cms.

COLUMNA D - 5

Nivel : + 3.60

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	138,860 kgs
- carga por primer piso	24,000 kgs
	<hr/>

$$P_M = 162,860 \text{ kgs}$$

Carga Accidental:

- s/c acumulada al nivel del piso: $P_V =$	550 kgs
--	---------

$$P_T = 162,860 + 550 = 163,410 \text{ kgs}$$

Nivel : + 0.55

Cargas Permanentes:

- carga transm. por nivel anterior	163,410 kgs
- por viga VS D' (4 - 5)	5,010 kgs
	<hr/>
$P_M =$	168,420 kgs

Cargas Accidentales:

- por viga VS D' (4 - 5)	$P_V =$ 510 kgs
--------------------------	-----------------

$$P_T = 168,420 + 510 = 168,930 \text{ kgs}$$

Supondremos columnas de 25 x 100 cms.

Peso de una columna (3.60 - 0.55)	1,830 kgs
Peso de una columna (0.55 - -2.30)	1,700 kgs
	<hr/>
	3,530 kgs

$$P_T = 168,930 + 3,530 = 172,460 \text{ kgs}$$

$$P_U = 1.65 \times 172,460 = 284,000 \text{ kgs}$$

$$e' = 0.096 \text{ m.}$$

$$e'/t = 0.096$$

$$p_f = 0.01$$

$$f'_c = 350 \text{ kgs/cm}^2$$

Entrando al gráfico $K = 0.58$

$$b \times t = \frac{284,000}{0.7 \times 0.58 \times 350} = 2,000 \text{ cm}^2$$

Usaremos : 25 x 100 cms.

CUADRO DE METRADOS DE CARGAS DE COLUMNAS

Tipo de Columna	Tipo de Cargas	Cargas en los Niveles										
		25.95	24.25	23.30	21.90	18.85	15.80	12.75	9.70	6.65	3.60	0.55*
D - 2'	Permanentes	2,905		8,420								
	Accidentales	305		5,450								
D - 2"	Permanentes	3,340		7,610								
	Accidentales	460		3,700								
D - 3'	Permanentes	3,750		8,150								
	Accidentales	545		1,850								
C' - 2'	Permanentes	2,560		6,400								
	Accidentales	150		3,600								
C - 2'	Permanentes	4,320										
	Accidentales	700										
D - 3	Permanentes	11,830	15,200		53,420	79,430	108,910	138,370	167,480	196,110	225,270	227,920
	Accidentales	610	2,700		3,550	7,000	7,000	6,650	6,150	5,600	5,650	5,650
C - 4	Permanentes	16,910	18,830		39,130	69,350	101,430	132,760	163,870	194,670	226,060	245,310
	Accidentales	460			2,610	4,450	4,450	4,230	3,920	3,560	3,400	2,820
D - 4	Permanentes	16,910	18,830		39,270	70,840	103,270	134,950	166,460	197,730	228,720	251,880
	Accidentales	460			2,610	3,450	3,450	3,280	3,040	2,760	2,600	2,820

* Corresponde al sótano y puede ser 0.55 ó 0.00.

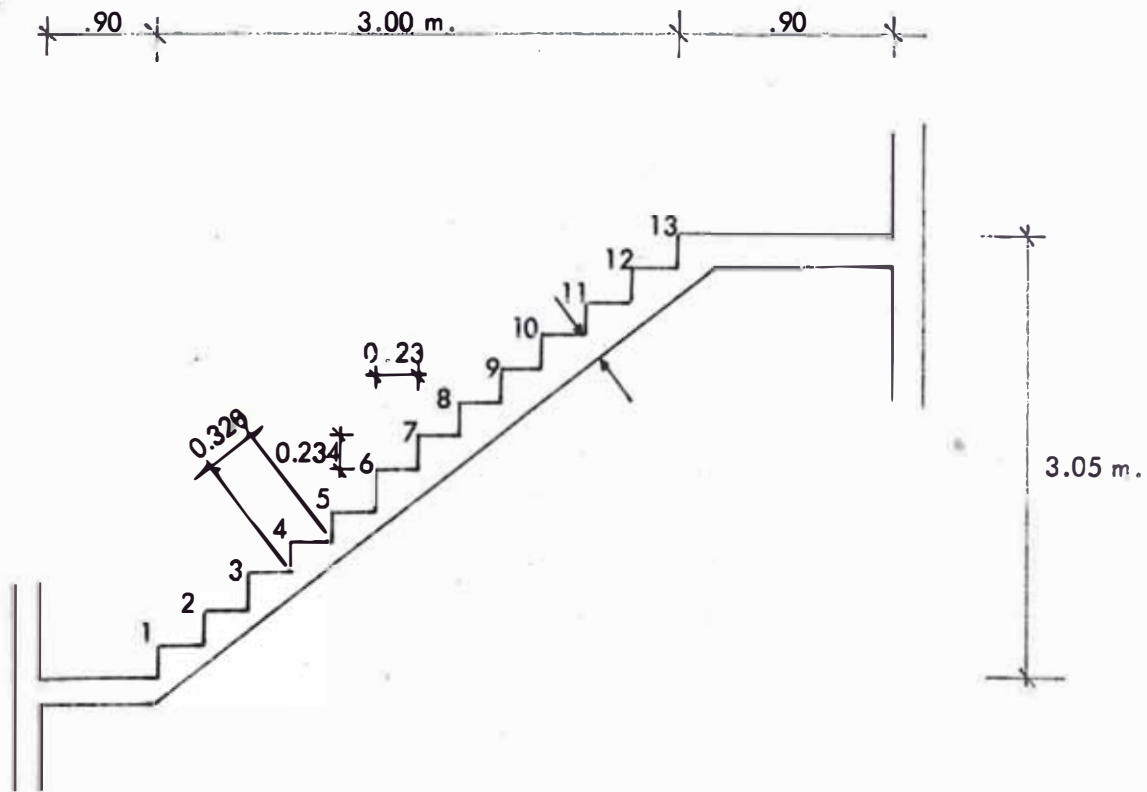
Tipo de Columna	Tipo de Cargas	Cargas en los Niveles										
		25.95	24.25	23.30	21.90	18.85	15.80	12.75	9.70	6.65	3.60	0.55
C - 5	Permanentes				15,400	36,080	57,100	77,380	97,660	117,940	138,820	143,070
	Accidentales				220	550	550	550	550	550	550	550
D - 5	Permanentes				14,660	39,570	64,780	89,290	113,800	138,310	164,690	171,950
	Accidentales				220	550	550	550	550	550	550	550
A - 1	Permanentes				17,060	43,590	73,200	97,910	127,270	156,300	185,710	
	Accidentales				1,820	4,880	4,880	4,650	4,300	3,900	3,620	
B - 1	Permanentes				17,260	41,130	67,980	94,120	120,680	146,810	174,620	
	Accidentales				2,610	5,570	5,570	5,300	4,850	4,450	4,100	
C - 1	Permanentes				17,260	39,930	65,150	90,980	115,820	141,000	169,060	
	Accidentales				2,610	5,770	5,770	5,500	5,100	4,700	4,450	
D - 1	Permanentes				17,260	41,130	67,980	94,120	120,680	146,810	174,620	
	Accidentales				2,610	5,570	5,570	5,300	4,850	4,450	4,100	
E - 1	Permanentes				17,060	43,590	73,200	97,910	127,270	156,300	185,710	
	Accidentales				1,820	4,880	4,880	4,650	4,300	3,900	3,620	
A - 2	Permanentes				27,160	64,180	108,910	153,620	197,730	241,110	285,070	
	Accidentales				3,660	11,350	11,350	10,750	10,000	9,100	8,900	

Tipo de Columna	Tipo de Cargas	Cargas en los Niveles										
		25.95	24.95	23.30	21.90	18.85	15.80	12.75	9.70	6.65	3.60	0.55
B - 2	Permanentes				29,710	67,830	112,610	157,370	201,510	244,920	288,160	
	Accidentales				5,160	11,620	11,620	11,000	10,250	9,300	8,600	
C - 2	Permanentes				21,710	50,060	81,080	112,080	142,700	172,790	203,060	
	Accidentales				5,160	7,630	7,630	7,250	6,700	6,100	5,650	
D - 2	Permanentes				49,180	86,990	130,660	174,310	217,410	259,780	301,130	303,720
	Accidentales				5,160	11,000	11,000	10,450	9,700	8,700	8,150	8,150
E - 2	Permanentes				27,160	64,180	108,910	153,620	197,730	241,110	285,070	
	Accidentales				3,660	11,350	11,350	10,750	10,000	9,100	8,900	
A - 3	Permanentes				17,060	43,590	73,200	97,910	127,270	156,300	185,710	
	Accidentales				1,820	4,880	4,880	4,650	4,300	3,900	3,620	
B - 3	Permanentes				17,260	41,130	67,980	94,120	120,680	146,810	174,620	
	Accidentales				2,610	5,570	5,570	5,300	4,850	4,450	4,100	
E - 3	Permanentes				17,060	43,590	73,200	97,910	127,270	156,300	185,710	
	Accidentales				1,820	4,880	4,880	4,650	4,300	3,900	3,620	

METRADOS DE CARGAS PARA LA CAJA DEL ASCENSOR

Perímetro : 10.70 mts.

Metrado de cargas de la Escalera Secundaria



$$\sqrt{23.4^2 + 23^2} = 32.8 \text{ cms.}$$

Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

- Losa : Usaremos una losa de 0.15 mts. de espesor.
- Peso de la escalera: Escogeremos un espesor de 0.15 para la escalera.

$$x = \frac{32.8}{23} \times 15 = 21.4 \text{ cms.}$$

$$\frac{23.4}{2} = 11.7 \text{ cms.}$$

- Peso :

$$(0.0117 + 0.214) 1.00 \times 1.00 \times 2,400 = 795 \text{ kgs/m}^2$$

Consideremos 50 kgs/m^2 por algún acabado.

$$\text{Peso : } 795 + 50 = 845 \sim 850 \text{ kgs/m}^2$$

Ancho de influencia : 2.50 mts.

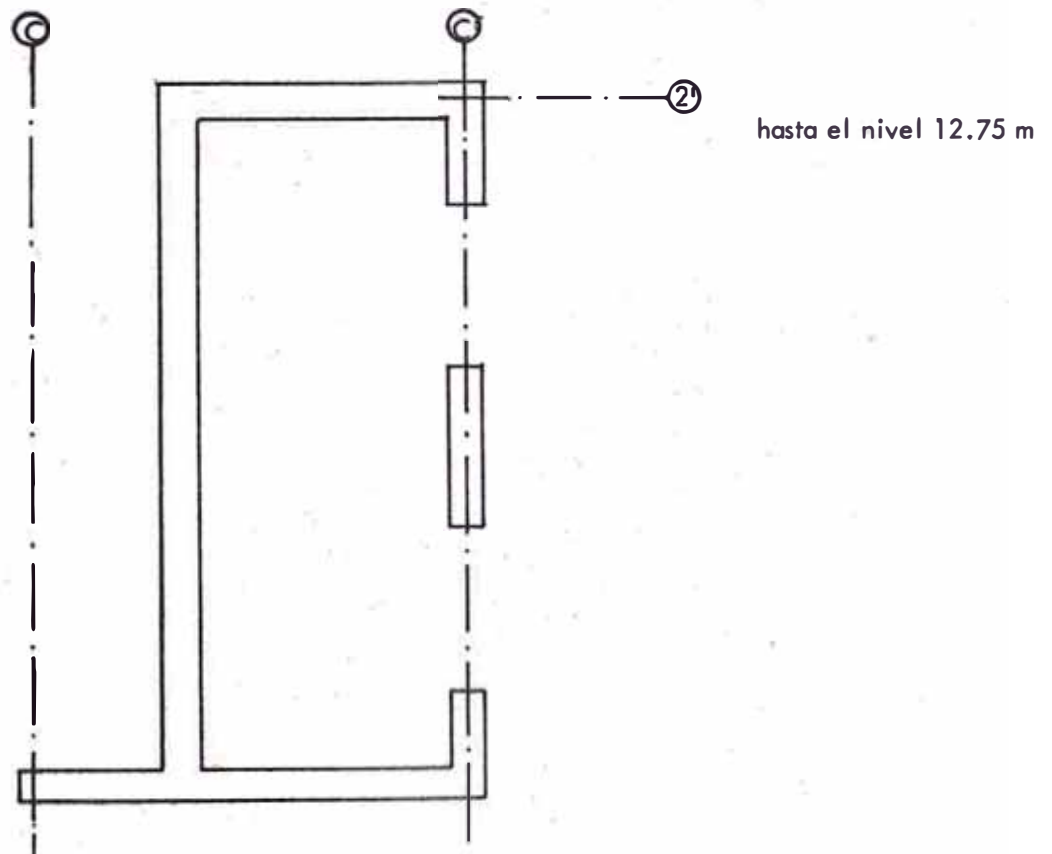
$$850 \times 2.50 = 2,120 \text{ kgs/ml.}$$

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas

Para escalera secundaria 300 kgs/m^2

$$300 \times 2.50 = 750 \text{ kgs/ml.}$$

Metrado de Cargas para la Caja del Ascensor



Nivel : 25.95

Cargas concentradas:

- por columna C' - 2'	2,710 kgs
- por columna C - 2'	<u>5,020 kgs</u>
	7,730 kgs

Nivel : 23.30

Cargas concentradas :

- por viga V8 2' (C' - D)	6,600 kgs
- por viga V8 C : (2' - 3)	<u>2,380 kgs</u> (1/2 @ lado)
	8,980 kgs

Nivel : + 21.90

Cargas concentradas:

- por viga VA C (3 - 1)	(2')	14,200 kgs
- por viga VA C (3 - 1)	(3)	10,580 kgs
- por viga VA C (4 - 3)	(3)	7,700 kgs
- por viga VA 2' (C' - D)	(2')	2,060 kgs
- por viga VA 3 (A' - E')	(3')	900 kgs
		<u>35,440 kgs</u>

Nivel : + 18.85

Cargas concentradas:

- por viga VT C (3 - 2')	(2')	12,100 kgs
- por viga VT C (2' - 2)	(2')	4,350 kgs
- por viga VT C (3 - 2)	(3)	12,100 kgs
- por viga VT C (4 - 3)	(3)	7,350 kgs
- por viga VT 2' (C' - D)	(2')	2,300 kgs
- por viga VT 3 (A' - E')	(3')	<u>1,670 kgs</u>
		39,870 kgs

Nivel : + 15.80

Cargas concentradas:

por piso típico	39,870 kgs
-----------------	------------

Total de cargas concentradas:

$$7,730 + 8,980 + 35,440 + 39,870 + 39,870 = 131,890 \text{ kgs}$$

Perímetro efectivo : 10.70 mts.

$$\text{Carga distribuída equivalente : } \frac{131,890}{10.70} = 12,300 \text{ kgs/ml.}$$

Cargas distribuidas en el lado más desfavorable

El lado de la caja del ascensor que es más desfavorable es la pared, cuyo eje es (2').

Nivel : 21.90

- por escalera secundaria	2,870 kgs/ml.
- por aligerado AC' (2 - 2')	1,140 kgs/ml.
	<hr/>
	4,010 kgs/ml.

Nivel : + 18.85

- carga transm. por nivel anterior	4,010 kgs/ml.
- por escalera secundaria	2,870 kgs/ml.
- por aligerado AC' (2 - 2')	1,720 kgs/ml.
	<hr/>
	8,600 kgs/ml.

Nivel : + 15.80

- carga transm. por nivel anterior	8,600 kgs/ml.
- por piso típico	4,590 kgs/ml.
	<hr/>
	13,190 kgs/ml.

Asumimos un espesor de muro : $t = 0.25$ mts.

Peso propio del muro : $0.25 \times (23.30 - 12.75) \times 1.00 \times 2,400 = 6,340$ kgs/ml.

Carga Uniformemente Distribuída:

$$12,300 + 13,190 + 6,340 = 31,830 \text{ kgs/ml.}$$

Cálculo del esfuerzo permisible

$$f_c = 0.255 f'_c \left[1 - \left(\frac{h}{40 t} \right)^3 \right]$$

$$h = 3.05 \text{ m}$$

$$t = 0.25$$

$$1 - \left(\frac{h}{40 t} \right)^3 = 0.9616$$

$$\frac{h}{40 t} = \frac{3.05}{10} = 0.305$$

$$f_c = 0.255 \times 140 \times 0.9616 = 34.2 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\left(\frac{h}{40 t} \right)^3 = 0.0384$$

$$f_c = \frac{P_{\text{muro}}}{100 \times 100 e_{\text{mts}}} = \frac{31,830}{2,500} = 12.7 \text{ kgs/cm}^2$$

como 12.7 kgs/cm^2 34.2 kgs/cm^2

Desde el Nivel : + 12.75 hasta + 3.60

Cargas Concentradas

Nivel : 12.75

Por piso típico 39,870 kgs

Nivel : 9.70

Por piso típico 39,870 kgs

Nivel : + 6.65

Por piso típico 39,870 kgs

Total de cargas concentradas ; 3 (39,870) = 119,610 kgs

Perímetro efectivo : 10.70 mts.

Carga distribuída equivalente : $\frac{119,610}{10.70} = 11,200 \text{ kgs/ml.}$

Cargas Distribuidas en el lado más desfavorable

Nivel : + 12.75

Por piso típico 4,590 kgs/ml.

Nivel : + 9.70

Carga transm. por el nivel anterior 4,590 kgs/ml.

Por piso típico 4,590 kgs/ml.

9,180 kgs/ml.

Nivel : † 6.65

Carga transm. por el nivel anterior	9,180 kgs/ml.
Por piso típico	4,590 kgs/ml.
	<hr/>
	13,770 kgs/ml.

Mantenemos el espesor de muro de : $t = 0.25$ mts.

Peso propio del muro : $0.25 \times (12.75 - 3.60) \times 1.00 \times 2,400 = 5,500$ kgs/ml.

Carga Uniformemente Distribuida

De los niveles anteriores	29,580 kgs/ml.
Proced. de carga concentrada	11,200 kgs/ml.
Proced. de carga distribuida	13,770 kgs/ml.
Por peso propio del muro	5,500 kgs/ml.
	<hr/>
	60,050 kgs/ml.

Esfuerzo permisible para $f'_c = 140$ kgs/cm² $f_c = 34.2$ kgs/cm²

$$f_{c-real} = \frac{P_{muro}}{10,000 \text{ e mts}} = \frac{60,050}{2,500} = 24.0 \text{ kgs/cm}^2$$

como $24.0 < 34.2$ kgs/cm²

Desde el nivel : † 3.60 hasta el nivel (- 2.75)

Cargas Concentradas

Nivel : † 3.60

Por viga V1 C (2' - 2)	(2')	4,300 kgs
Por viga V1 2' (C - C')	(2')	2,300 kgs
Por viga V1 2' (C' - D)	(2')	2,260 kgs
Por viga V1 3 (4' - C)	(3)	4,030 kgs
Por viga V1 3 (C' - D)	(3)	1,730 kgs
Por viga V1 C (4 - 3)	(3)	7,300 kgs
		<hr/>
		21,920 kgs

Nivel : † 0.55

Por viga VS C (4 - 3)	(3)	7,300 kgs
-----------------------	-----	-----------

Total de cargas concentradas : $21,920 + 7,300 = 29,220$ kgs

Perímetro efectivo: 10.70 mts.

Carga distribuída equivalente : $\frac{29,220}{10.70} = 2,740$ kgs/ml.

Cargas Distribuídas en el lado más desfavorable

Nivel ; + 3.60

Por primer piso 4,590 kgs/ml.

Mantenemos el espesor del muro : $t = 0.25$ mts

Peso propio del muro : $0.25 (3.60 + 2.75) \times 1.00 \times 2,400 = 3,800$ kgs/ml.

Carga Uniformemente Distribuída

De los niveles anteriores 60,050 kgs/ml.

Proced. de carga concentrada 2,740 kgs/ml.

Proced. de carga distribuída 4,590 kgs/ml.

Por peso propio del muro 3,800 kgs/ml.

71,180 kgs/ml.

Esfuerzo permisible para $f'_c = 140$ kgs/cm² $f_c = 34.2$ kgs/cm²

$$f_{\text{real}} = \frac{P_{\text{muro}}}{10,000 e_{\text{mts}}} = \frac{71,180}{2,500} = 28.65 \text{ kgs/cm}^2$$

como $28.65 \text{ kgs/cm}^2 < 34.2 \text{ kgs/cm}^2$

Según la especificación (e) del artículo 2202 del Reglamento ACI-63:

"Los muros de carga de concreto reforzado usados en edificios tendrán un espesor no menor de 15 cms., para los 4.5 superiores, y por cada 7.5 mts. hacia abajo o fracción, el espesor mínimo se aumentará en 2.5 cms. Los muros de carga de concreto reforzado usados en habitaciones de dos pisos podrán ser de 15 cms. a través de toda su altura".

Según esto:

Altura del muro de carga $23.30 + 2.75 = 26.05$ mts.

$26.05 - 4.5 = 21.55$ con 15 cms. 4.5

Habrá que agregar ; $21.55/7.5 \times 2.5 = 7.2$ cms.

Espesor mínimo (según el reglamento) : $15 + 7.2 = 22.2$ cms

$22.2 \text{ cms} < 25 \text{ cms}$