

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

**“ESTUDIO DE ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES PARA EL
TECHADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS”**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

DAVID C. PÓMEZ VILLANUEVA

ASESOR: GIANFRANCO OTTAZZI PASINO

Lima, Agosto de 2012

RESUMEN

El presente trabajo consiste en el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de diez pisos, cada uno destinado a oficinas y de un área aproximada de 760 m², ubicado en la ciudad de Lima.

La estructura del edificio consta de dos grandes placas en forma de “C” que albergan las escaleras y ascensores del edificio en la zona central de la planta y columnas cuadradas en el perímetro de la misma. Las placas y las columnas están conectadas por vigas peraltadas.

Un primer paso es el diseño, considerando sólo cargas por gravedad, de cuatro alternativas distintas de techado para las plantas del edificio.

Se presenta el diseño de las cuatro alternativas de techado elegidas para la comparación, las vigas de cada alternativa, las placas, las columnas, la cimentación, las escaleras y la casa de máquinas.

Se realiza el metrado de materiales y se calcula el costo de cada una de las cuatro alternativas diseñadas para, de entre ellas, escoger la más económica.

Hecha la elección de la alternativa de techado a utilizar, se realiza el análisis sísmico de la estructura.

Finalmente, con los resultados del análisis sísmico, se ajusta el diseño de los elementos previamente diseñados y se diseñan los elementos restantes.



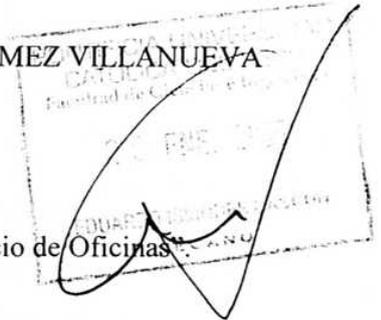
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

- Área de Estructuras -
 Concreto Armado

ALUMNO: DAVID CONSTANTINO PÓMEZ VILLANUEVA
 CÓDIGO: 1998.2121.2.412
 ASESOR: Ing. Gianfranco Ottazzi P.
 TEMA N°: 102



TÍTULO

“Estudio de Alternativas Estructurales para el Techado de un Edificio de Oficinas”

OBJETIVO

Elaborar los planos estructurales completos de un edificio de oficinas de diez pisos ubicado en la ciudad de Lima. Adicionalmente, se estudiarán por lo menos tres alternativas para el techado de los pisos típicos. Las alternativas de techado estudiadas se compararán técnica y económicamente.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La distribución de los ambientes del piso típico se indica en el plano de arquitectura correspondiente. En ese plano se señalan las diversas modificaciones que el alumno deberá considerar. El edificio se diseñará para diez pisos típicos y azotea.

El análisis sísmico se realizará con la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE-030-2003. Se efectuarán análisis dinámicos en traslación pura en las dos direcciones principales del edificio, así como considerando tres grados de libertad por piso. Los resultados de los análisis dinámicos se compararán entre sí y con los resultados del análisis estático de la Norma.

El terreno de cimentación es la grava típica de la ciudad de Lima, con un esfuerzo admisible de 4 kg/cm^2 a 1.50 m de profundidad.

Adicionalmente, se realizará el metrado del concreto y del acero de refuerzo que resulte de la solución de techado elegida, indicando su incidencia en los distintos elementos estructurales del edificio.

PLAN DE TRABAJO

Primera Revisión

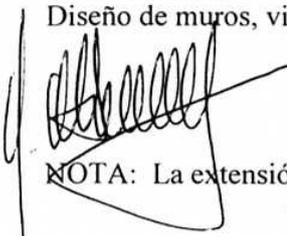
Planos de arquitectura modificados. Estructuración, predimensionamiento de elementos y metrado de cargas. Planteamiento, análisis, diseño y comparación de las diversas soluciones de techado adoptadas.

Segunda Revisión

Análisis de cargas verticales. Análisis sísmico. Comparación de los resultados de los diversos análisis dinámicos y estático realizados.

Tercera Revisión

Diseño de muros, vigas, cimentación y otros elementos.




Lima, 7 de Enero del 2005.



NOTA: La extensión máxima de la memoria escrita será de 100 páginas.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	1
1.1 Objetivo del proyecto.....	1
1.2 Descripción del proyecto.....	1
1.3 Arquitectura del edificio.....	2
1.4 Reglamentos, cargas de diseño y materiales.	2
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO	7
2.1 Objetivos de la estructuración.....	7
2.2 Criterios para estructurar.	7
2.3 Descripción de la estructuración utilizada.	8
CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO	11
3.1 Predimensionamiento de losas aligeradas armadas en una dirección.	11
3.2 Predimensionamiento de losas aligeradas armadas en dos direcciones.	11
3.3 Predimensionamiento de losas macizas armadas en una dirección.	11
3.4 Predimensionamiento de losas macizas armadas en dos direcciones.	12
3.5 Predimensionamiento de la escalera.....	12
3.6 Predimensionamiento de las placas.....	12
3.7 Predimensionamiento de las vigas.....	14
3.8 Predimensionamiento de las columnas.	15
CAPÍTULO 4: DISEÑO DE ALTERNATIVAS DE TECHADO POR CARGAS DE GRAVEDAD	17
4.1 Introducción.....	17
4.2 Diseño por flexión.	18
4.3 Ejemplo de diseño de losa aligerada armada en una dirección.....	19
4.4 Ejemplo de diseño de losa maciza armada en una dirección.	20
4.5 Ejemplo de diseño de losa aligerada armada en dos direcciones.....	22
4.6 Ejemplo de diseño de losa maciza armada en dos direcciones.....	24
4.7 Ejemplo de diseño de vigas por carga vertical.....	27
CAPÍTULO 5: CÁLCULO DEL COSTO DE ALTERNATIVAS DE TECHADO	31
5.1 Introducción.....	31
5.2 Metrado de insumos para cada alternativa.....	31
5.3 Elección de la alternativa de techado a utilizar.	32
CAPÍTULO 6: METRADO DE CARGAS	34
6.1 Introducción.....	34

6.2 Pesos unitarios de los elementos del edificio.	34
6.3 Metrado de elementos verticales del piso típico.	35
6.4 Metrado de elementos verticales de la azotea.....	37
6.5 Resumen del metrado.	39
CAPÍTULO 7: ANÁLISIS SÍSMICO	40
7.1 Objetivos.	40
7.2 Procedimientos de análisis.....	40
7.3 Análisis sísmico: método estático.	41
7.4 Análisis sísmico: método dinámico.....	46
7.5 Descripción del modelo utilizado.....	49
7.6 Análisis sísmico en traslación pura.	51
7.7 Análisis sísmico de tres grados de libertad por piso.....	53
7.8 Resultados del análisis sísmico.	54
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE VIGAS SÍSMICAS	62
8.1 Introducción.....	62
8.2 Ejemplo de diseño de vigas sísmicas.....	62
8.3 Ejemplo de diseño de vigas de acuerdo a la Norma Técnica de Edificaciones E.060 vigente.	66
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE COLUMNAS	70
9.1 Introducción.....	70
9.2 Diseño por flexo compresión.	70
9.3 Diseño por corte.....	70
9.4 Ejemplo de diseño de columnas.	71
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE PLACAS	76
10.1 Introducción.....	76
10.2 Diseño por flexo compresión.	76
10.3 Diseño por corte.....	76
10.4 Ejemplo de diseño de placas.....	77
CAPÍTULO 11: DISEÑO DE CIMENTACIONES	84
11.1 Introducción.....	84
11.2 Criterios de diseño.	84
11.3 Ejemplo de diseño de cimentación.....	84
CAPÍTULO 12: DISEÑO DE LAS ESCALERAS	89
CAPÍTULO 13: DISEÑO DE LA CASA DE MÁQUINAS	90
CONCLUSIONES	92
BIBLIOGRAFÍA	94

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1 Objetivo del proyecto.

La presente tesis tiene por objeto el diseño estructural de un edificio de oficinas de diez pisos con la particularidad de presentarse el diseño de cuatro alternativas distintas para los techos, de entre las cuales se elige la de menor costo directo previo metrado y discusión de las ventajas y desventajas de cada una de ellas.

1.2 Descripción del proyecto.

El proyecto es un edificio de oficinas de diez pisos ubicado en la ciudad de Lima sobre grava de 4.0 Kg/cm^2 con un área techada por piso de 760 m^2 .

Se diseñó considerando únicamente carga vertical cuatro alternativas para los techos del edificio: losa aligerada y losa maciza armadas en una dirección con vigas intermedias y losa aligerada y losa maciza armadas en dos direcciones sin vigas intermedias. El diseño incluyó las vigas de cada una de las alternativas.

Con los resultados de este diseño y para las cuatro alternativas mencionadas, se realizó el metrado del concreto, acero de refuerzo, ladrillo y encofrado, para poder elegir aquella que resultará más económica y, elegida la alternativa, se continuó con el diseño del resto de elementos estructurales del edificio.

El análisis sísmico se realizó con la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 del 2003. Se realizó análisis dinámicos de traslación pura en las dos direcciones principales del edificio, así como considerando tres grados de libertad por piso. Los resultados de los distintos análisis se compararon entre sí y con los resultados del análisis estático de la misma Norma.

Con los resultados del análisis sísmico se corrigió el diseño de las vigas de la alternativa de techado elegida (no se consideró sismo para efecto de la comparación inicial) y se diseñó el resto de elementos estructurales del edificio, además de la casa de máquinas y las escaleras.

1.3 Arquitectura del edificio.

El edificio está concebido como parte de un “centro empresarial” constituido por cuatro edificios de características arquitectónicas similares destinados a oficinas, cuyos estacionamientos y cisternas se encuentran ubicados en áreas comunes fuera de los edificios.

El primer piso está destinado al ingreso principal y recepción, un área de depósito y cuatro oficinas, cada una de 122 m² aproximadamente con servicios higiénicos propios.

Cada uno de los siguientes nueve pisos tiene la misma distribución arquitectónica de cuatro oficinas, cada una de 158 m² aproximadamente, con servicios higiénicos propios (**Figura 1**).

La altura de piso a piso es de 3.35 m y, salvo en las zonas comunes y baños, se cuenta con un cielo raso para esconder las distintas instalaciones. La altura libre medida desde el piso terminado hasta el fondo del cielo raso es de 2.45 m.

El edificio cuenta con dos escaleras y tres ascensores ubicados en la zona central de la planta. En la azotea se encuentra ubicada la casa de máquinas de los ascensores.

1.4 Reglamentos, cargas de diseño y materiales.

- a) Normas Empleadas.- Las normas empleadas del Reglamento Nacional de Construcciones (R.N.C) son las siguientes:
- Título III Requerimientos Arquitectónicos y de Ocupación.
 - Norma E.020 Cargas.
 - Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.
 - Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2003.
 - Norma E.060 Concreto Armado 1989.
 - Norma E.060 Concreto Armado 2009.

El presente trabajo de tesis se desarrolló utilizando la Norma de Concreto Armado E.060 de 1989 (ININVI), pues la Norma E.060 vigente (SENCICO, 2009) aún no había sido publicada. Sin embargo, para el diseño de algunos elementos se utilizó ambas Normas con el objeto de cuantificar las diferencias en los diseños resultantes.

- b) Cargas de Diseño.- La Norma de Cargas E.020 establece los valores mínimos de las cargas que debe utilizarse en el diseño de cualquier estructura, dependiendo del uso al cual esté destinada la misma. Las cargas a considerar son las cargas muertas, cargas vivas o sobrecarga y cargas de sismo.

Cargas muertas (CM) se consideran a todas aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida útil de la estructura, tales como peso propio, tabiques, parapetos, cielo rasos, acabados y otros elementos soportados por la estructura.

Cargas vivas (CV) se consideran al peso de los ocupantes, equipos, muebles y otros elementos móviles.

Cargas de sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción del sismo sobre la estructura.

Cada elemento de la estructura se diseñó empleando el método de **Diseño por Resistencia**. Este método consiste en amplificar las cargas de servicio mediante factores de carga y reducir la resistencia nominal de los elementos mediante factores de reducción.

Cada elemento debe cumplir con la siguiente relación:

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida

$$\Phi R_n \geq C_1 \times S_1 + C_2 \times S_2 + \dots + C_n \times S_n$$

Donde:

- ΦR_n : Resistencia de Diseño o Resistencia Suministrada o Proporcionada.
- Φ : Factor de Reducción de Resistencia, menor que la unidad.

- R_n : Resistencia Nominal, basada en el f'_c , f_y , dimensiones del elemento, acero de refuerzo colocado, ecuaciones para su cálculo, etc.
- S_1, S_2, S_n : Efecto de las cargas de servicio especificadas (muertas, vivas, sismo, viento, empuje de líquidos o suelos, etc.).
- C_1, C_2, C_n : Factores de Carga o Amplificación.

La Norma de Concreto E.060 1989 establece las combinaciones de cargas de servicio con sus respectivos factores de amplificación, teniendo las siguientes combinaciones básicas:

- $U1 = 1.5CM + 1.8CV$
- $U2 = 1.25 (CM + CV) \pm S$
- $U3 = 0.9CM \pm S$

Se ha utilizado la Norma de Diseño Sismorresistente del año 2003 donde los coeficientes de reducción por fuerza sísmica se redujeron en un 25 % respecto de los valores adoptados por la misma Norma en su versión anterior (año 1997). Este cambio en los factores de reducción implica un incremento en las fuerzas obtenidas de los análisis, fuerzas que en la nueva norma se presentan ya a nivel de diseño por lo que no necesitan de factor de amplificación alguno.

La Norma de Concreto E.060 1989 también establece los factores de reducción de resistencia para los siguientes casos:

- | | |
|---------------------------------|------|
| - Flexión sin fuerza axial | 0.90 |
| - Tracción y flexo tracción | 0.90 |
| - Compresión y flexo compresión | 0.70 |
| - Corte y torsión | 0.85 |

- c) Materiales.- En el diseño se ha considerado los siguientes materiales:

Concreto Armado

Es la mezcla proporcionada del cemento, agua, agregado grueso, agregado fino y aditivos, formando una pasta moldeable en la cual lleva embebida una armadura de acero como refuerzo, de tal manera que en conjunto constituye un único material compuesto, de características propias, capaz de resistir los esfuerzos a los que está sometido el elemento estructural.

Para el presente proyecto se utilizó un concreto con las siguientes características:

- Resistencia a la compresión 280 kg/cm²
- Módulo de Poisson 0.15
- Módulo de Elasticidad 15000 $\sqrt{f'c}$ kg/cm²

Los componentes del concreto armado son:

Cemento Portland: éste debe cumplir con los requisitos impuestos por el ITINTEC para cemento Portland del Perú.

Armadura de acero: constituida por barras de acero con superficie corrugada. El acero es de grado 60 ($f_y = 4200$ kg/cm²) y tiene las siguientes propiedades de acuerdo a la Norma ASTM A615:

- Esfuerzo de fluencia 4200 kg/cm²
- Resistencia mínima a la tracción a la rotura 6300 kg/cm²
- Módulo de Elasticidad 2,000000 kg/cm²

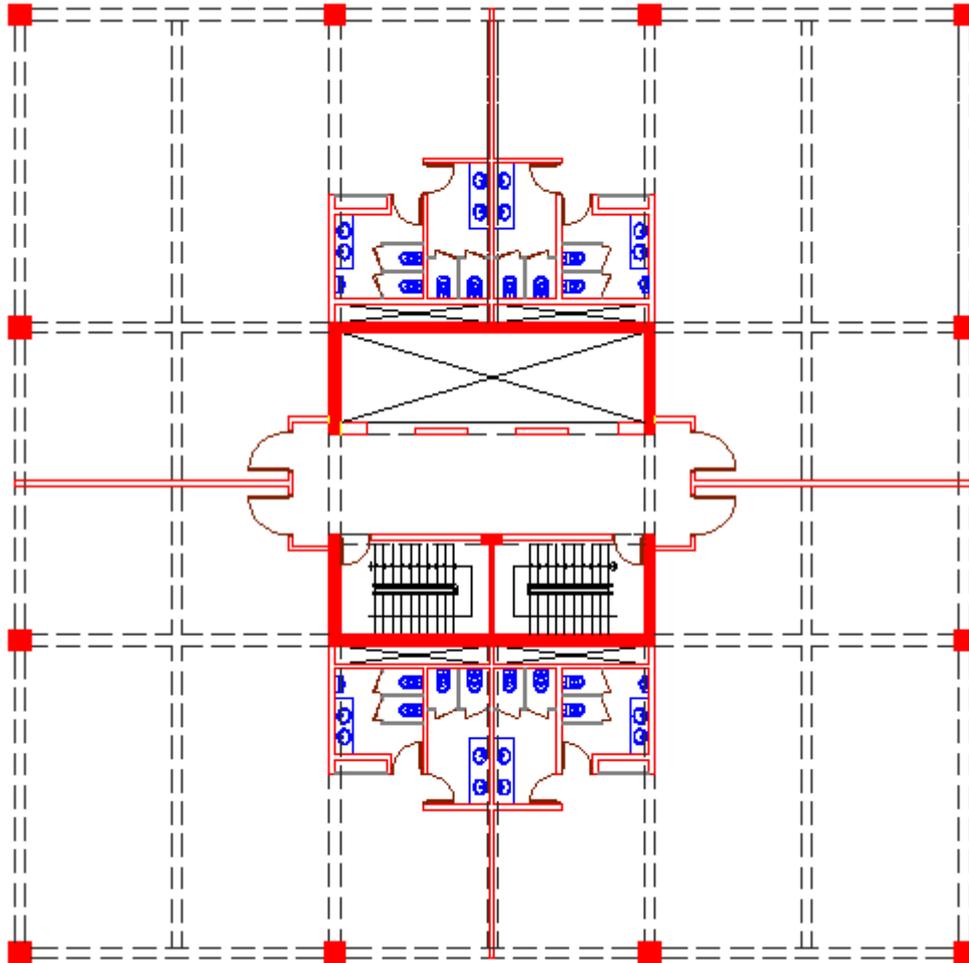


Figura 1 – Planta arquitectónica típica del segundo al noveno piso.

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

2.1 Objetivos de la estructuración.

La estructuración que se adopte debe satisfacer los requerimientos arquitectónicos establecidos para el proyecto así como los requerimientos estructurales definidos por el proyectista, de manera tal que resultado sea un proyecto que otorgue un nivel de seguridad razonable, que respete el concepto arquitectónico original y, por último, que sea económicamente atractivo al público.

2.2 Criterios para estructurar.

a) *Simplicidad y simetría.*

Las estructuras que presentan simplicidad y simetría se comportan mejor ante sollicitaciones sísmicas por las siguientes razones:

- Es posible predecir su comportamiento con un mayor nivel de precisión.
- Los modelos que realizamos de las mismas reproducen con mayor fidelidad lo que sucede en la realidad.
- Se optimiza el proceso constructivo en cuanto la repetición de secciones de elementos (y de sus ubicaciones en planta) y el reuso de encofrados, lo que a su vez contribuye a disminuir la probabilidad de ocurrencia de errores.

Es claro por simple inspección de la planta típica del edificio que la estructura cumple con los dos criterios mencionados.

b) *Resistencia y ductilidad.*

Debe proveerse a la estructura de una adecuada resistencia en las dos direcciones principales a fin de garantizar su estabilidad. Por otro lado, queda definida la necesidad de dotar de ductilidad a la estructura en tanto aceptamos que las fuerzas especificadas por las normas son menores a aquellas correspondientes a las sollicitaciones elásticas, supliendo de alguna manera este déficit de resistencia con ductilidad para así asegurar que se respeten la filosofía y principios del diseño definidos en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

Las dos grandes placas del edificio otorgan una adecuada resistencia y la demanda de ductilidad se satisface mediante el confinamiento de vigas y columnas

c) Uniformidad y continuidad de la estructura.

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, evitando cambios bruscos en la rigidez de los elementos que generen concentraciones no deseadas de esfuerzos.

Al ser típica la planta del edificio que y trabajarse con elementos cuya sección no varía en altura se cumple con ambos criterios.

d) Rigidez lateral.

La estructura del edificio debe ser tal que, para sus dos direcciones principales, permita controlar los desplazamientos generados por la sollicitación sísmica según los límites establecidos por la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, siendo estos desplazamientos los principales causantes de los daños a las estructuras en los sismos (y no las fuerzas asociadas a los mismos), así como del pánico entre los ocupantes de los edificios, otro agente generador de las mencionadas pérdidas.

La rigidez lateral de la estructura del edificio es alta en tanto los desplazamientos obtenidos de los análisis sísmicos realizados son significativamente menores que los máximos definidos en la Norma E.030.

2.3 Descripción de la estructuración utilizada.

La estructuración es la correcta selección de materiales, dimensiones y ubicaciones de los elementos que conforman la estructura para garantizar que ella se comporte de manera satisfactoria frente a las sollicitaciones a que estará expuesta durante su vida útil.

La descripción de la estructura que se da en este capítulo corresponde, en lo relativo al sistema utilizado para el techado de los pisos del edificio, a la alternativa que se demostrará es la de menor costo directo de entre las evaluadas, esta es la de losa aligerada de 20 cm de espesor con vigas intermedias.

El sistema estructural empleado se basa en dos grandes placas (o muros de corte) de concreto armado que forman un núcleo central y que corresponden a la caja de

escaleras y ascensores del edificio. En el perímetro del edificio se tiene columnas cuadradas de concreto armado conectadas entre sí y a las placas del núcleo por vigas de concreto armado. Estos pórticos y placas ubicados tanto en el perímetro como en el interior de la planta, conforman en conjunto el sistema sismorresistente del edificio.

Las vigas descritas en el párrafo anterior, que corresponden a los ejes principales del edificio, dividen la planta en ocho paños cuadrados de nueve metros de lado (**Figura 2**). Para poder emplear una losa aligerada de 20 cm de espesor, se define una serie de vigas intermedias en la dirección paralela a los ejes numéricos (dirección “Y”) apoyadas en las vigas de los ejes principales.

En el centro de la planta se encuentra el hall de ingreso a los ascensores y escaleras. Por estar ubicada entre dos grandes agujeros, se decide emplear para esta zona una losa maciza de 20 cm de espesor independientemente del sistema a utilizar en el resto de la planta, decisión que responde a la necesidad de garantizar el buen desempeño del diafragma rígido.

La tabiquería es de ladrillos macizos de 15 cm y no se ha considerado un detalle especial de aislamiento respecto de la estructura por dos motivos: primero, los tabiques no se ubican en los pórticos por lo que no alteran la rigidez de estos y segundo, no es práctica usual en este tipo de edificios el aislamiento de los tabiques.

Los espesores de las placas son constantes en toda la altura del edificio, lo mismo que las secciones de las columnas del perímetro. Esto se debe a que en este tipo de estructuras las grandes placas pierden rigidez en altura lo cual genera que los mayores valores de momento y cortante en las columnas, por efecto de la sollicitación sísmica, se presenten en los pisos intermedios.

La cimentación del edificio está conformada principalmente por zapatas aisladas y la mayor complejidad en su diseño se presenta en las placas del núcleo, que por las características descritas del edificio presentan grandes valores tanto de momento, cortante y axial debidos a sismo como de axial por cargas de gravedad. El objetivo será entonces definir secciones de zapatas de dimensiones razonables para las cargas actuantes a la vez de transmitir al terreno esfuerzos menores de 4 kg/cm^2 .

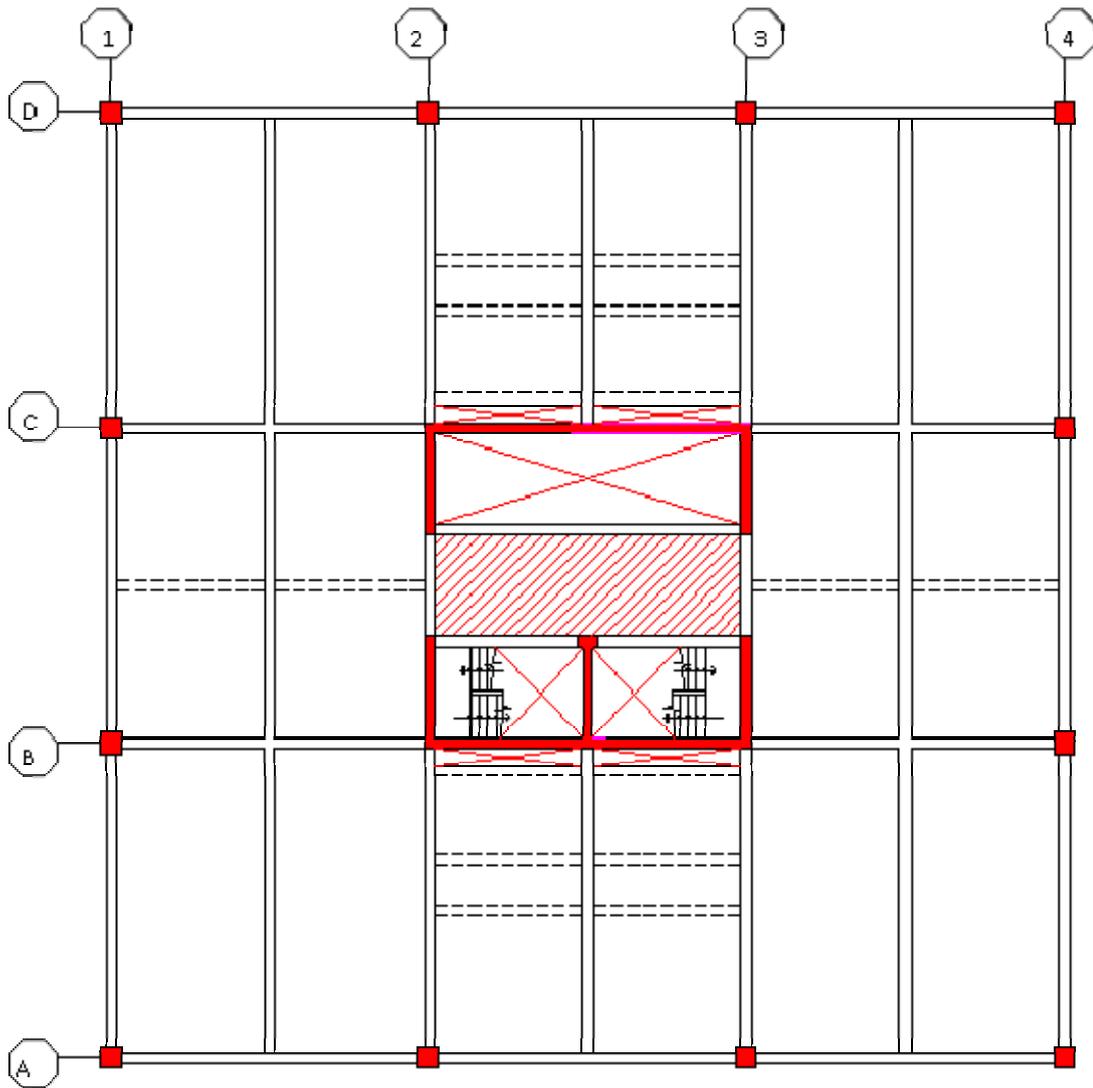


Figura 2 - Planta estructural típica del segundo al noveno piso con vigas intermedias.

CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO

3.1 Predimensionamiento de losas aligeradas armadas en una dirección.

Para el cálculo del espesor de las losas aligeradas armadas en una dirección se empleó, para una luz libre de 4.20 m, el siguiente criterio (**Referencia 5**):

- $\text{Espesor} = \text{Luz Libre} / 25 = 420 / 25 = 17 \text{ cm}$

Se decidió emplear una losa aligerada de 20 cm de espesor, que es la solución convencional para luces de hasta 5 m.

3.2 Predimensionamiento de losas aligeradas armadas en dos direcciones.

Para el cálculo del espesor de las losas aligeradas armadas en dos direcciones se empleó, para un paño cuadrado de 8.70 m de lado, el siguiente criterio (**Referencia 5**):

- $\text{Espesor} = \text{Luz Libre} / 40 = 870 / 40 = 22 \text{ cm.}$
- $\text{Espesor} = \text{Perímetro} / 180 = (4 \times 870) / 180 = 20 \text{ cm.}$

Se decidió emplear una losa aligerada de 25 cm de espesor.

3.3 Predimensionamiento de losas macizas armadas en una dirección.

Para el cálculo del espesor de las losas macizas armadas en una dirección se empleó, para una luz libre de 4.20 m, el siguiente criterio (**Referencia 5**):

- $\text{Espesor} = \text{Luz Libre} / 30 = 420 / 30 = 14 \text{ cm.}$

Se decidió emplear una losa maciza de 15 cm de espesor.

3.4 Predimensionamiento de losas macizas armadas en dos direcciones.

Para el cálculo del espesor de las losas macizas armadas en dos direcciones se empleó, para un paño cuadrado de 8.70 m de lado, el siguiente criterio (**Referencia 5**):

- Espesor = Luz Libre / 40= 870 / 40 = 22 cm.
- Espesor = Perímetro / 180= (4x870) / 180 = 20 cm.

Se decidió emplear una losa maciza de 20 cm de espesor.

3.5 Predimensionamiento de la escalera.

La escalera tiene las siguientes características: dos tramos iguales para cubrir una altura típica de 3.35 m, es decir, diez contrapases de 0.168 m de altura y pasos de 0.25 m de longitud.

Para el dimensionamiento de la garganta de la escalera se empleó, para una luz libre de 4.25 m, el siguiente criterio (**Referencia 5**):

- Espesor = Luz Libre / 25= 425 / 25 = 17 cm.

Se decidió emplear un espesor de garganta de 17 cm.

3.6 Predimensionamiento de las placas.

Para el predimensionamiento de las placas no se cuenta con fórmulas o expresiones que nos sugieran tanto espesores como longitudes de las mismas en función de la altura y/o área de la planta de un edificio.

El procedimiento seguido es el siguiente: dada una dimensión de la placa (longitud y espesor) se asume que su refuerzo horizontal es el mínimo indicado en la Norma E.060 1989 y se calcula su resistencia a fuerza cortante (ΦV). El valor obtenido se compara con el valor que se obtiene del análisis sísmico (V_u) y de esta manera se

determina si la dimensión de la placa es adecuada, sabiéndose que se tiene una reserva considerable de resistencia al haberse partido de una cuantía mínima de refuerzo.

Se verifica también que la estructura satisfaga las exigencias de desplazamiento lateral que exige la Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

A continuación se presenta dos tablas: la primera con los valores de **fuerza cortante en las placas en el primer piso** para las dos direcciones principales de análisis y la segunda con los valores de **resistencia a fuerza cortante** de las mismas placas. En la segunda tabla se presenta por separado el aporte del concreto y del acero a la resistencia al corte.

Dirección	Longitud (m)	Espesor (cm)	Vu (ton)
X	9.30	30	321
Y	3.20	30	98

Dirección	Longitud (m)	Vc (ton)	Vs (ton)	∅ Vn (ton)
X	9.30	198	222	356
Y	3.20	68	76	122

Los valores de cortante (**Vu**) mostrados han sido obtenidos de análisis sísmicos traslacionales puros en las dos direcciones principales del edificio pues no se ha considerado necesario incluir los efectos producto de la excentricidad accidental en la etapa de predimensionamiento. Para el análisis se asumió que la estructura es regular y se utilizó un peso de 760 toneladas por piso sin hacer distingo entre piso típico y azotea.

Los valores de **Vs** mostrados corresponden a la resistencia a cortante asociada a un refuerzo horizontal de dos capas de 3/8" cada 0.20 m, equivalente una cuantía de $2 \times 0.71 \times 5 / 30 / 100 = .0024$, siendo 0.0025 el mínimo que indica la Norma E.060 1989.

Al compararse los valores de Vu y ∅Vn de las tablas mostradas resulta claro que la dimensión de las placas es adecuada para resistir las fuerzas cortantes producto de la sollicitación sísmica.

La estructura cumple satisfactoriamente con las exigencias impuestas por la Norma E.030 en cuanto a desplazamientos laterales, como se verificará con las tablas mostradas en el **capítulo 7** del presente documento (análisis sísmico).

3.7 Predimensionamiento de las vigas.

Las vigas del proyecto presentan las siguientes características:

- **Vigas “principales”**. Coinciden con los ejes de la estructura (**Figura 2**). Trabajan tanto para carga vertical como para carga de sismo y las hay con luces libres de 8.40 y 8.55 m.
- **Vigas intermedias o “secundarias”**. Se apoyan en las vigas principales y/o placas y trabajan únicamente a carga vertical con una luz libre de 8.70 m.

Para el cálculo de las dimensiones de las vigas se empleó los siguientes criterios (**Referencia 5**):

- Peralte = Luz libre / 10 @ Luz libre/12

Para las vigas intermedias: Peralte = $870 / 12 = 72.5$ cm

Se escogió un peralte de 75 cm para las vigas intermedias y para las vigas principales que las soportan, ya que la diferencia entre sus luces libres no justifica un cambio de peralte, por lo demás poco conveniente por motivos arquitectónicos y de proceso constructivo.

- Ancho de vigas = 0.30 @ 0.40 Peralte de la viga

Para una viga de 75 cm de espesor se escogió un ancho de 30 cm.

Otro motivo por el que se escogió este ancho es que coincide con el espesor de las placas, de esta manera aumentamos la rigidez de los pórticos de la estructura, lo que debiera contribuir al control de los desplazamientos laterales.

Para las vigas del perímetro del edificio se optó por un peralte mayor a 75 cm debido a que es contra estas vigas que tendrá que rematar el cielo raso, el peralte elegido es de 90 cm.

Resumiendo, la sección de las vigas del edificio es de 30 x 75 cm con excepción de las ubicadas en el perímetro de la planta, de 30 x 90 cm.

3.8 Predimensionamiento de las columnas.

Las columnas del edificio presentan las siguientes características:

- Tienen áreas tributarias importantes y, en consecuencia, cargas verticales igualmente importantes.
- Al tener el edificio un núcleo de placas de gran dimensión, estas toman la mayor parte de las fuerzas de sismo, por lo que es razonable considerar que el predimensionamiento de las columnas sólo sea por carga vertical.
- Por las razones expuestas en el **capítulo 2.3** del presente documento, las secciones de las columnas se mantienen inalterables en toda la altura del edificio.

Para dimensionar las columnas se empleó el siguiente criterio (**Referencia 5**):

- Área bruta = Carga en servicio / 0.45 f'c

La forma en que se usa esta expresión es la siguiente: se asume un tamaño inicial para las columnas y se verifica que, para la carga actuante y el área asumida, la columna trabaje con un valor de esfuerzo de compresión menor o igual al 45% de f'c.

Para la columna de la intersección de los ejes 1 con C:

- Área tributaria = 4.65 x 9 = 41.85 m².
- Carga en servicio = Área tributaria x número de pisos x 1 ton / m²
- Carga en servicio = 41.85 x 10 x 1 = 419 ton.
- Esfuerzo en la columna = Carga en servicio / Área bruta = 419000 / 3600 = 116 kg/cm²

El valor de esfuerzo obtenido representa el 55% de f'_c para un concreto de 210 kg/cm^2 . Se opta entonces por emplear un concreto de 280 kg/cm^2 para el cual el esfuerzo calculado representa un 41 % de su resistencia a la compresión.

La elección del concreto de 280 kg/cm^2 será para todos los elementos de la estructura.



CAPÍTULO 4: DISEÑO DE ALTERNATIVAS DE TECHADO POR CARGAS DE GRAVEDAD

4.1 Introducción.

Las cargas que se consideró para el diseño de las alternativas de techado desarrolladas en el proyecto fueron las siguientes:

a) Peso propio.

- Losa aligerada $h = 20 \text{ cm} \rightarrow P = 300 \text{ kg/m}^2$
- Losa maciza $h = 15 \text{ cm} \rightarrow P = 2400 \times 15 = 360 \text{ kg/m}^2$
- Losa aligerada $h = 25 \text{ cm}$ en dos en direcciones $\rightarrow P = 420 \text{ kg/m}^2$
- Losa maciza $h = 20 \text{ cm} \rightarrow P = 2400 \times 20 = 480 \text{ kg/m}^2$

b) Piso terminado.

Se consideró un piso terminado de peso 100 kg/m^2 .

c) Cielo raso.

Se consideró un cielo raso de peso 5 kg/m^2 .

d) Carga viva o sobrecarga.

Se utilizó los siguientes valores de sobrecarga que figuran en la Norma de Cargas E.020:

- 250 kg/m^2 para las oficinas más 50 kg/m^2 correspondientes a tabiquería móvil.
- 100 kg/m^2 para el último piso o azotea.
- 400 kg/m^2 para los corredores y escaleras.

Habiendo enumerando las cargas y utilizando los factores de amplificación citados en el **capítulo 1.4**, se obtuvo los siguientes valores de carga última para cada una de las alternativas de techado:

	Carga última (kg/m^2)
Losa aligerada $h = 20 \text{ cm}$	1,150
Losa maciza $h = 15 \text{ cm}$	1,240
Losa aligerada $h = 25 \text{ cm}$	1,330
Losa maciza $h = 20 \text{ cm}$	1,420

Tabla 1. Carga última para diseño.

Para losas en que la relación entre su mayor y menor dimensión es menor que dos, la transmisión de las cargas en ellas aplicadas se da a través de flexión en dos sentidos. Esto significa que estas losas presentan curvatura en las dos direcciones principales y, puesto que los momentos son proporcionales a las curvaturas, existirán momentos en ambas direcciones. Para estas losas con curvatura en dos sentidos se plantea las alternativas de losa maciza de 20 cm y losa aligerada de 25 cm.

Cuando la relación entre la mayor y menor dimensión de las losas es mayor a dos, la mayor curvatura se presenta claramente paralela a la menor dimensión y, por ende, el momento asociado a esta curvatura es el que se considera para el diseño. Para estas losas con curvatura en un solo sentido se plantea las alternativas de losa maciza de 15 cm y losa aligerada de 20 cm.

4.2 Diseño por flexión.

El diseño de las losas macizas se hace considerando una sección rectangular de ancho un metro y espesor constante.

Para el diseño de las losas aligeradas se considera una sección tipo “te” cuya alma tiene 10 cm de ancho, altura igual al peralte de la losa y cuya ala tiene un ancho de 40 cm (es función de la modulación de las viguetas) y un espesor de 5 cm.

Para el cálculo del acero se trabaja con un peralte efectivo igual al espesor total de la losa menos tres centímetros.

Para el cálculo de los momentos actuantes en las losas con curvatura en dos sentidos se decide emplear las tablas de Kalmanok (**Referencia 7**) y comparar estos valores con los obtenidos utilizando las tablas de la Norma Peruana E-060 1989, construidas sobre la base del método de coeficientes.

A continuación se presenta la planta típica del edificio en que se puede observar los paños típicos para las alternativas de losa (maciza y aligerada) armada en dos direcciones.

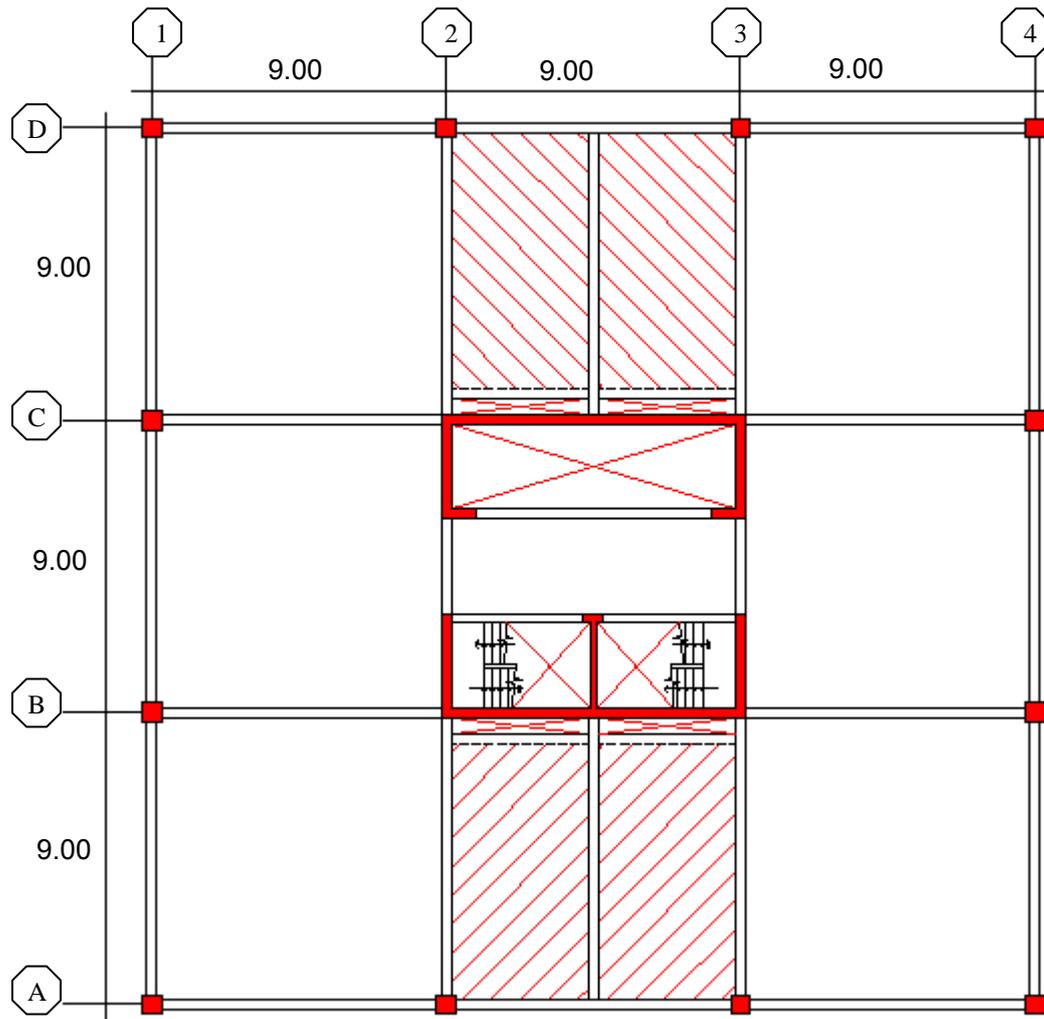


Figura 3 - Planta estructural típica del segundo al noveno piso sin vigas intermedias.

4.3 Ejemplo de diseño de losa aligerada armada en una dirección.

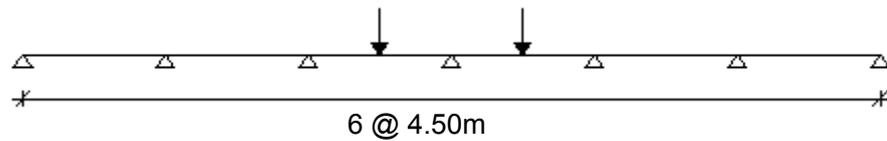
La losa aligerada cuyo diseño se presenta tiene un espesor de 20 cm, se ubica entre los ejes C y D (**Figura 2**) y está formada por seis tramos continuos, los dos centrales ubicados en zonas de servicios higiénicos y los restantes zonas de oficinas. En los dos tramos centrales se tiene cargas concentradas que provienen de tabiques colocados de manera perpendicular a las viguetas del aligerado.

Metrado para una vigueta:

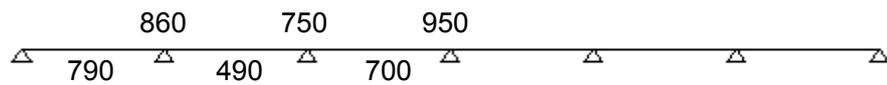
De la **Tabla 1** → $w_u = 0.4 \times 1,150 = 460 \text{ kg/m...}$ con sobrecarga.
 $w_u = 245 \text{ kg/m...}$ sin sobrecarga.

Tabiques (h= 3.15 m.) → $P_u = .04 \times (1.5 \times 1,400 \times .15 \times 3.15) = 397 \text{ kg}$

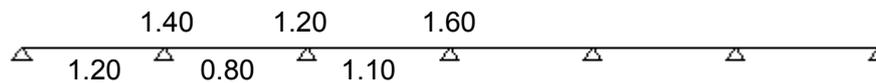
Considerando alternancia de sobrecarga se obtiene los siguientes resultados:



Vigueta modelada



Mu (kg x m)



Área de acero requerida (cm²)

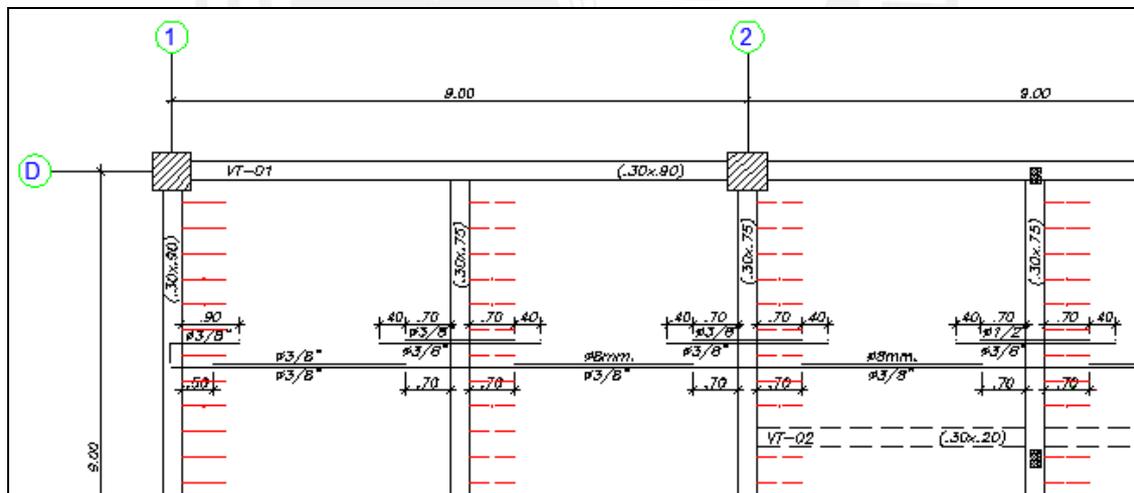


Figura 4 – Armadura de losa aligerada armada en una dirección.

4.4 Ejemplo de diseño de losa maciza armada en una dirección.

La losa maciza cuyo diseño se presenta tiene un espesor de 15 cm y corresponde a la zona del techo cuyo diseño se presentó en ejemplo de losa aligerada del **capítulo 4.3**.

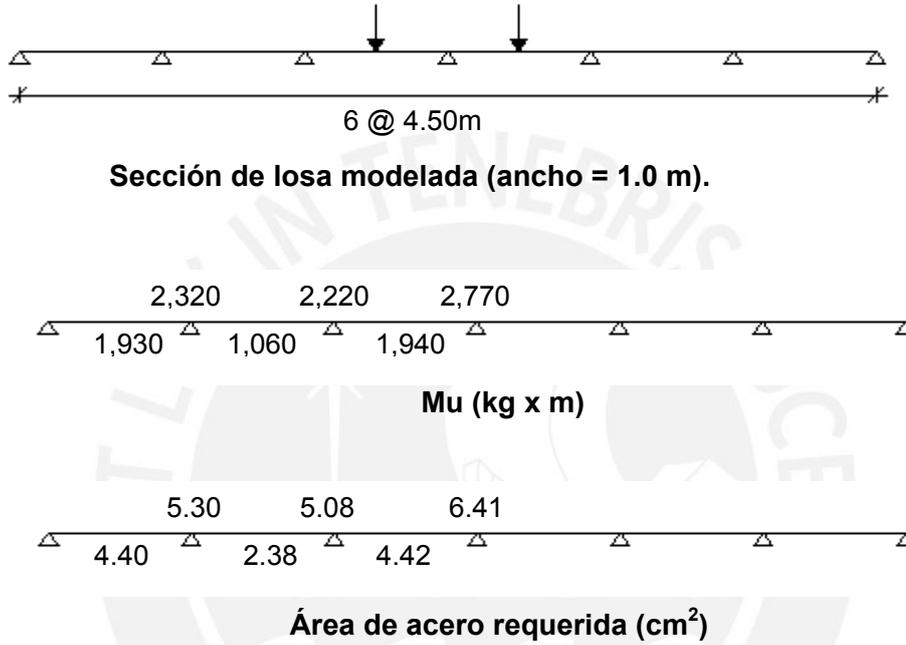
Metrado para un metro de ancho:

De la **Tabla 1** → $w_u = 1.0 \times 1,240 = 1,240 \text{ kg/m...}$ con sobrecarga.

$w_u = 700 \text{ kg/m...}$ sin sobrecarga.

Tabiques (h= 3.15 m.) → $P_u = 1.5 \times 1,400 \times .15 \times 3.15 = 993 \text{ kg}$

Considerando alternancia de sobrecarga se obtiene los siguientes resultados:



En la **Figura 5** se aprecia una armadura dispuesta de manera perpendicular a la calculada, esta ha sido colocada para controlar los esfuerzos generados por contracción y temperatura según se establece en el artículo 7.10 de la Norma E.060 1989.

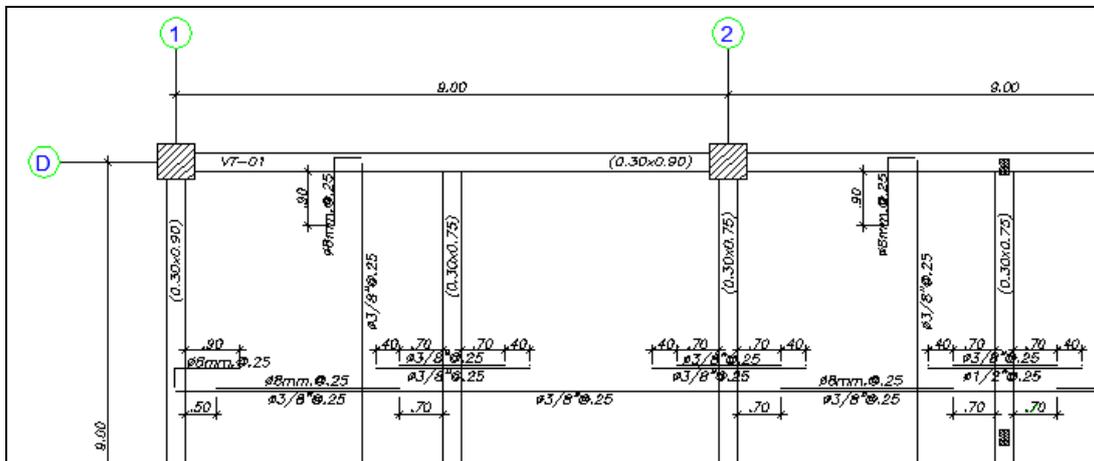


Figura 5 – Armadura de losa maciza armada en una dirección.

4.5 Ejemplo de diseño de losa aligerada armada en dos direcciones.

Cálculo de momentos flectores utilizando las tablas de Kalmanok

Es un método análogo al de los coeficientes que figura en la Norma de Concreto Armado E.060 y, como éste, se basa en unas tablas donde se puede identificar una serie de casos en función a las condiciones de borde del paño de losa que se analice.

Los momentos flectores para cada dirección de análisis vienen dados por:

- $M_a = C_a W_u A^2$
- $M_b = C_b W_u A^2$

Donde:

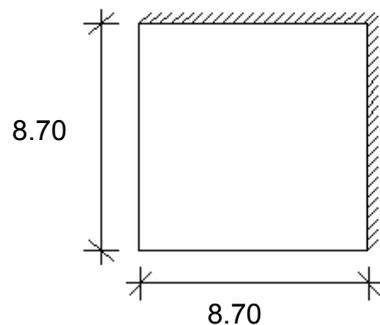
- M_a : Momento flector en la dirección A.
- M_b : Momento flector en la dirección B.
- C_a, C_b : Coeficientes de momentos obtenidos de las tablas.
- A: Luz libre del lado corto.
- B: Luz libre del lado largo.
- W_u : Carga uniformemente repartida por unidad de área en la losa.

El paño de losa aligerada cuyo diseño se presenta tiene un espesor de 25 cm y se ubica entre los ejes 1-2 y C-D (**Figura 3**).

Carga por metro cuadrado:

De la **Tabla 1** → $w_u = 1,330 \text{ kg/m}^2$... con sobrecarga.

$$A = B = 8.70 \rightarrow A/B = 1$$



Ambas dimensiones son iguales, por lo que solamente se calculará un momento negativo y uno positivo.

Momento Negativo:

$$C_a = 0.0677 \rightarrow M_a = 0.0677 \times 1,330 \times 8.70^2 = 6,815 \text{ kg x m/m.}$$

Momento Positivo:

$$C_a = 0.0234 \rightarrow M_a = 0.0234 \times 1,330 \times 8.70^2 = 2,355 \text{ kg x m/m.}$$

Los valores de momento que se obtiene utilizando el método de coeficientes que figura en la Norma E.060 1989 son los siguientes:

Momento Negativo: $M_a = 5,030 \text{ kg x m/m.}$

Momento Positivo: $M_a = 2,910 \text{ kg x m/m}$

La diferencia en los resultados obtenidos se debe a que uno de los métodos, el de Kalmanok, presenta los valores pico de momentos en la losa mientras que el otro método, el de coeficientes de la Norma E.060 1989, presenta valores promedio de momentos.

Queda a criterio del proyectista el procedimiento de análisis a utilizar para el cálculo sabiendo de la gran capacidad de redistribución de momentos que tienen las losas armadas en dos direcciones.

Los momentos obtenidos del paso anterior corresponden a una franja losa de un metro de ancho, por lo que deben ser multiplicados por 0.40 para obtener los valores a usar para el cálculo del acero de las viguetas del aligerado.

- $M_a^- = 6,815 \times 0.4 = 2,726 \text{ kg x m.} \rightarrow A_s = 3.88 \text{ cm}^2 (2 \phi 5/8")$
- $M_a^+ = 2,355 \times 0.4 = 942 \text{ kg x m.} \rightarrow A_s = 1.15 \text{ cm}^2 (1 \phi 1/2" + 1 \phi 3/8")$

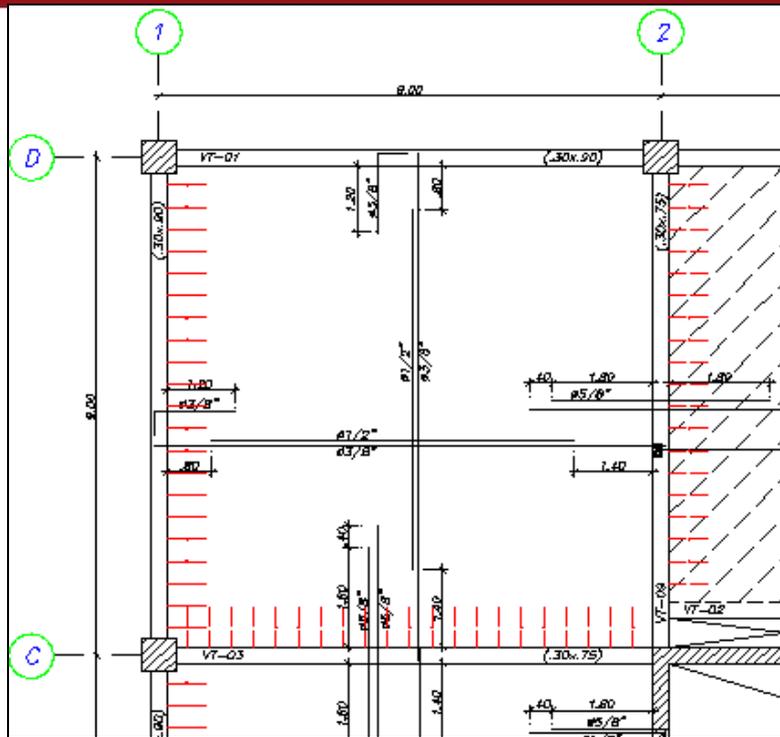


Figura 6 – Armadura de losa aligerada armada en dos direcciones.

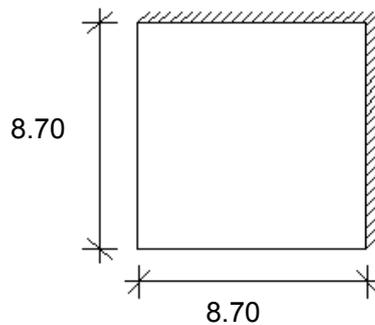
4.6 Ejemplo de diseño de losa maciza armada en dos direcciones.

Se presenta el diseño del mismo paño que fue diseñado como losa aligerada de 25 cm de espesor en el capítulo 4.5. Para su diseño como losa maciza se considera un espesor de 20 cm.

Carga por metro cuadrado:

De la **Tabla 1** → $w_u = 1,420 \text{ kg/m}^2 \dots$ con sobrecarga.

$A = B = 8.70 \rightarrow A/B = 1$



Se calcula los momentos usando las tablas de Kalmanok (**Referencia 7**) teniendo en cuenta que en este caso no es necesario multiplicar los valores obtenidos ya que el cálculo del acero de la losa se hace por metro de ancho.

Momento Negativo:

$$Ca = 0.0677 \rightarrow \quad Ma = 0.0677 \times 1,420 \times 8.70^2 = 7,277 \text{ kg x m/m.}$$
$$As = 12.09 \text{ cm}^2 (\phi 1/2" @ 20\text{cm} + \phi 1/2" @ 20\text{cm})$$

Momento Positivo:

$$Ca = 0.0234 \rightarrow \quad Ma = 0.0234 \times 1,420 \times 8.70^2 = 2,515 \text{ kg x m/m.}$$
$$As = 4.01 \text{ cm}^2 (\phi 3/8" @ 20\text{cm} + \phi 3/8" @ 40\text{cm})$$

Utilizando los coeficientes de la Norma E.060 se obtiene:

Momento Negativo: $Ma = 5,370 \text{ kg x m/m.}$

Momento Positivo: $Ma = 3,100 \text{ kg x m/m.}$

Si bien el momento positivo es mayor, la armadura escogida ($\phi 3/8" @ 20\text{cm} + \phi 3/8" @ 40\text{cm}$) es suficiente para satisfacer el incremento en la demanda de resistencia.

Para el momento negativo en cambio podría considerarse una reducción de la armadura escogida, si consideramos el valor obtenido utilizando los coeficientes de la Norma E.060 1989 y la posibilidad de redistribución de momentos que la misma Norma permite. Se opta sin embargo por no cambiar la armadura escogida respetando los momentos obtenidos del análisis elástico.

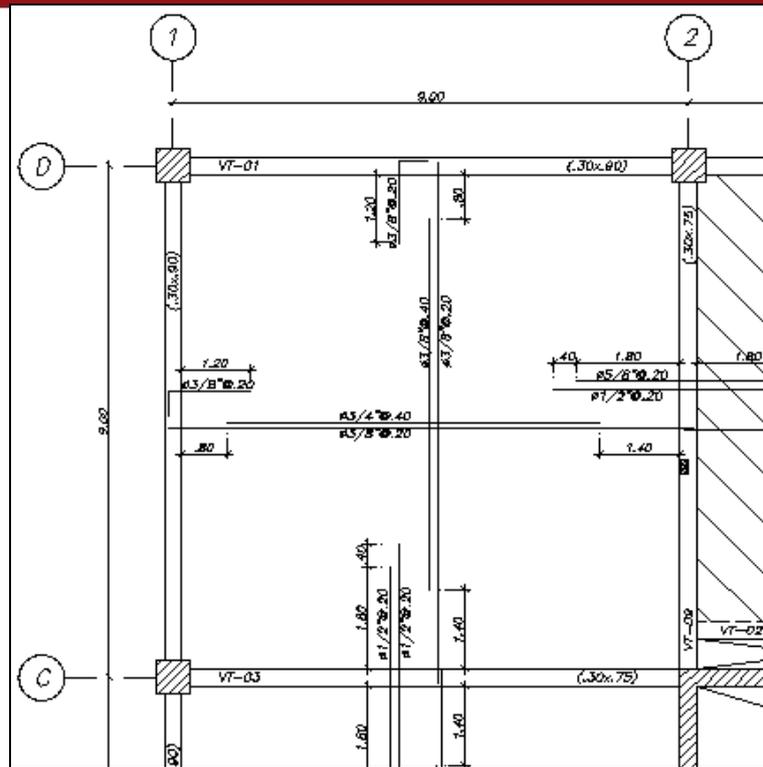
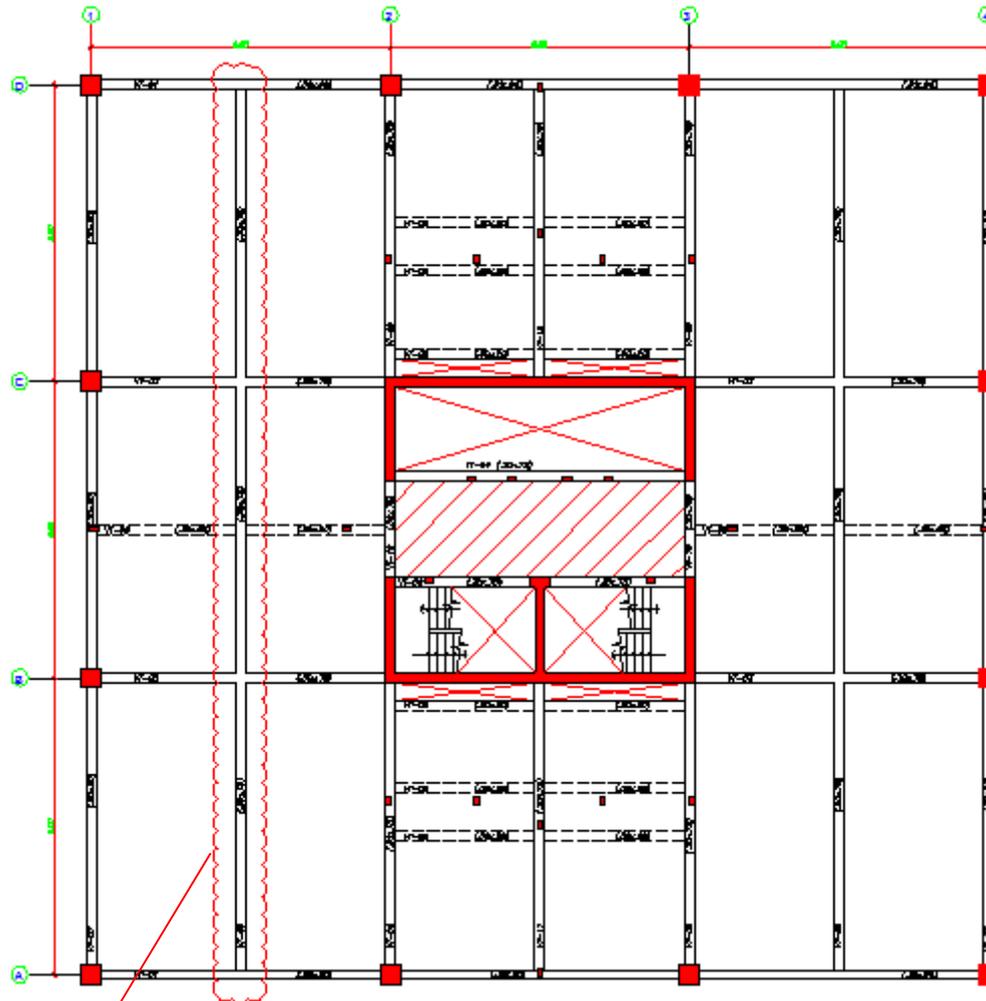


Figura 6 - Armadura de losa maciza armada en dos direcciones.

En la **Figura 7** se aprecia que la armadura negativa colocada en la dirección paralela a los ejes de letras es $\phi 1/2'' @ 20 \text{ cm} + \phi 5/8'' @ 20 \text{ cm}$, que es mayor que la obtenida de los cálculos mostrados ($\phi 1/2'' @ 20 \text{ cm} + \phi 1/2'' @ 20 \text{ cm}$). Esto se debe a que el paño ubicado hacia el otro lado de la viga del eje 2 tiene un espesor de 15 cm en lugar de los 20 cm del paño esquinero, lo cual ocasiona que sea necesario aumentar la armadura para no perder capacidad al reducir el espesor de la losa.

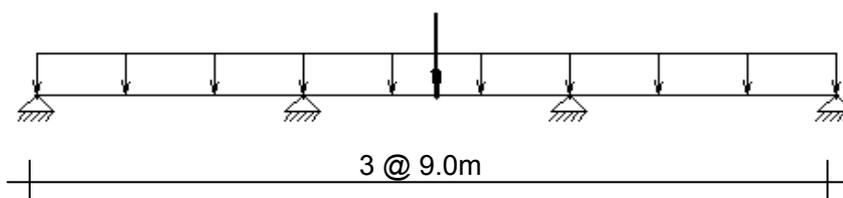
4.7 Ejemplo de diseño de vigas por carga vertical.

Se muestra el diseño de una de las vigas secundarias del encofrado del piso típico (viga VT-08) para la opción de losa aligerada armada en una dirección de 20 cm de espesor. Esta viga es de sección 30 x 75 cm, tiene tres tramos de igual longitud y se apoya en las vigas de los ejes A, B, C y D (**Figura 8**).



Viga VT-08

Figura 7 - Viga secundaria VT-08.



Modelo de viga VT-08.

Metrado de viga VT-08:

- Peso propio = $2,400 \times .30 \times .75 + 30 = 570 \text{ kg/m}$
- Aligerado + piso terminado + cielo raso = $405 \times 4.20 = 1,700 \text{ kg/m}$
- Sobrecarga + tabiquería móvil = $300 \times (4.20 + 0.30) = 1,350 \text{ kg/m}$

La carga en rotura para el análisis considerando alternancia es:

- $W_u = 5,840 \text{ kg/m}$ (con sobrecarga)
- $W_u = 3,400 \text{ kg/m}$ (sin sobrecarga)

En el segundo tramo se tiene una viga chata (0.30 x 0.20) que carga un tabique y que se apoya en la viga VT-08, la carga concentrada será:

- Peso de viga = $2,400 \times 0.30 \times 0.20 = 174 \text{ kg/m}$
- Peso de tabique = $1,400 \times .15 \times 3.15 = 660 \text{ kg/m}$
- $P_d = (174 + 660) \times 4.50 = 3,750 \text{ kg}$.

Diseño por Flexión

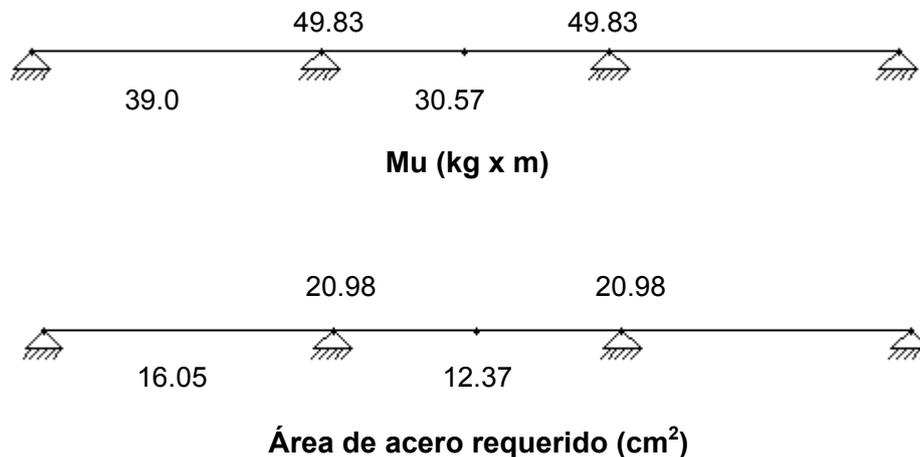
Para el cálculo del acero se trabaja con un peralte efectivo igual al peralte total de la viga menos seis centímetros.

El área de acero mínimo exigido por la Norma E.060 1989, para secciones rectangulares, viene dada por la fórmula:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd$$

Reemplazando en la fórmula anterior, con $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $b = 30 \text{ cm}$ y $d = 69 \text{ cm}$, se obtiene un área mínima de 5.80 cm^2 .

Los resultados del análisis, con alternancia de sobrecarga, son los siguientes:



Por curiosidad comparemos los resultados de momento flector (ton x m) mostrados con los que se obtiene utilizando el método de los coeficientes de la Norma E.060 1989 (**capítulo 9.3.2**):

- $W_u = 5.840 \text{ ton / m}$
- $M_u \text{ negativo} = 5.84 \times 8.70 \times 8.70 / 10 = 44.20 \text{ ton x m}$
- $M_u \text{ positivo} = 5.84 \times 8.70 \times 8.70 / 11 = 40.18 \text{ ton x m}$ (primer y tercer tramo).
- $M_u \text{ positivo} = 5.84 \times 8.70 \times 8.70 / 16 = 27.62 \text{ ton x m}$ (segundo tramo).

Se comprueba que los momentos obtenidos del análisis de la viga considerando alternancia son muy similares a los obtenidos utilizando coeficientes.

Diseño por Cortante

Ecuaciones a utilizar:

- $V_u \leq \phi V_n$ (En todas las secciones de la viga).
- $V_n = V_c + V_s$ (Aporte del concreto más aporte del acero).
- $V_u \leq \phi(V_c + V_s)$ (Condición de diseño por resistencia).
- $V_c = 0.53 \circ \sqrt{f'c} \circ bw \circ d$ (Aporte del concreto).
- $2.1 \circ \sqrt{f'c} \circ bw \circ d$ (Valor máximo permitido para el aporte del acero).

Reemplazando:

- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 30 \times 69 / 1000 = 15.60 \text{ ton}$
- $V_u = 28.02 \text{ ton}$ (Cortante a "d" de la cara).
- $V_s = (V_u - \phi V_c) / 0.85 = 14.61 \text{ ton.}$ (Aporte necesario del acero).
- $2.1 \times \sqrt{280} \times 30 \times 69 / 1000 = 72.74 \text{ ton}$ (Máximo valor permitido para el aporte del acero).
- $V_s = \frac{A_v \circ F_y \circ d}{s} \Rightarrow s = \frac{A_v \circ F_y \circ d}{V_s}$ (Espaciamiento asociado a V_s).

Para determinar el espaciamento máximo entre estribos se compara el valor de V_s con el que se obtiene de la expresión:

$$1.1 \circ \sqrt{f'c} \circ (bw \circ d) = 38.10 \text{ ton.}$$

El valor obtenido es mayor que V_s , por lo corresponde un espaciamiento entre estribos no mayor que $d/2$ ni mayor que 60 cm.

Se opta por el siguiente estribaje para la viga VT-08:

Estribos simples de 3/8": 1 @ 10, 6 @ 15, resto @ 35 cm.

Y se verifica que la resistencia otorgada satisfaga la demanda impuesta por las cargas a lo largo de toda la viga:

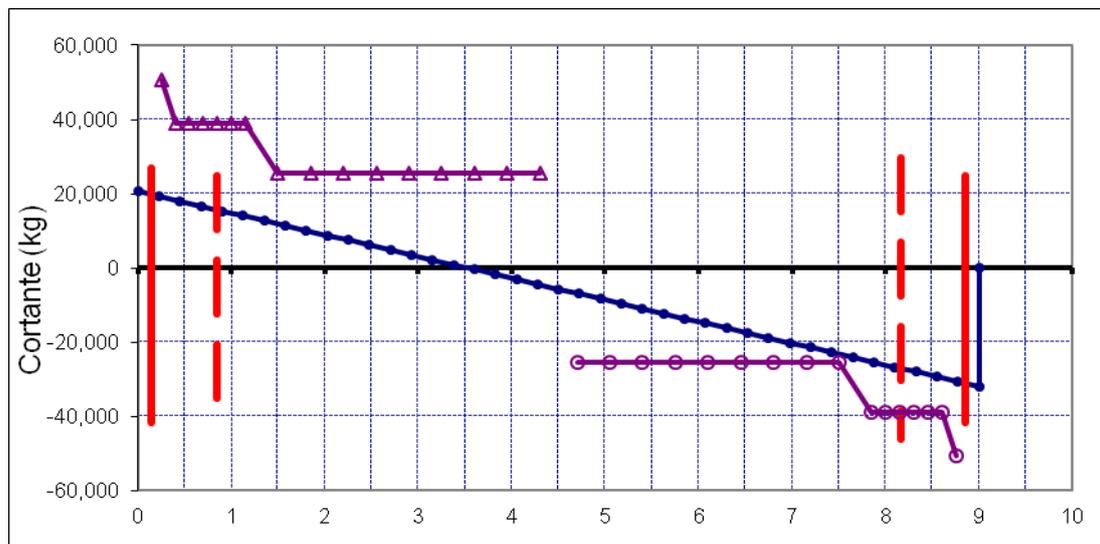


Figura 9 - Diagrama de Fuerza Cortante de viga VT-08.

Cabe resaltar que, al ser esta una viga que no está solicitada sísmicamente, no es necesario ajustar su diseño por flexión ni de cambiar la modulación de los estribos una vez realizado el análisis sísmico.

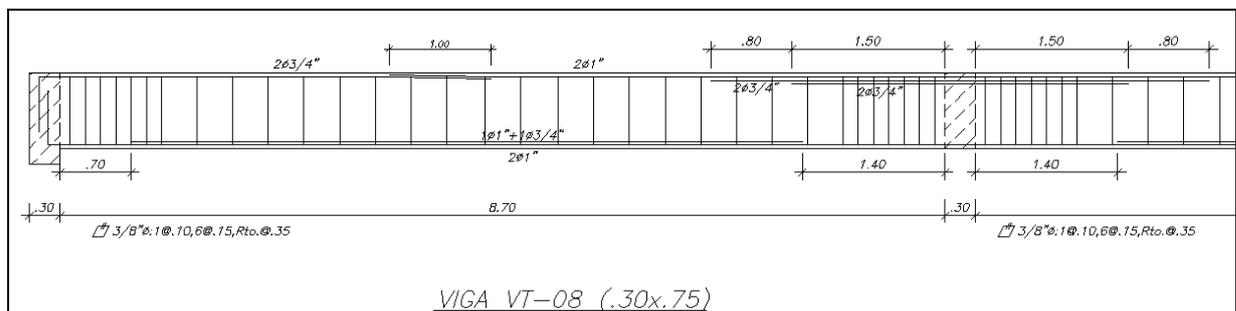


Figura 10 - Refuerzo de viga VT-08.

CAPÍTULO 5: CÁLCULO DEL COSTO DE ALTERNATIVAS DE TECHADO

5.1 Introducción.

Como se explicó en capítulos anteriores la elección de la opción de techado más apropiada para el edificio se hace sobre la base del costo total obtenido del metrado de los insumos de cada alternativa, es decir, concreto, acero, encofrado y, para el caso de las losas aligeradas, ladrillo.

5.2 Metrado de insumos para cada alternativa.

A continuación se muestra dos tablas, una con el resumen del metrado de insumos de losas y vigas para cada alternativa de techado y otra con los precios unitarios de estos insumos:

Tipo de losa	Encofrado (m ²)	Ladrillo (unidad)	Concreto (m ³)	Acero (Kg)
Aligerada h=20	1022	4944	125	11809
Maciza h=15	1041	N/A	154	13084
Aligerada h=25	952	4405	132	13721
Maciza h=20	967	N/A	168	16385

Tabla 2. Resumen del metrado de insumos.

Losa Aligerada	(S/.)
Encofrado y desencofrado	37.46
Concreto premezclado 280 kg/cm ²	288.81
Ladrillo 30x30x15	2.32
Ladrillo 30x30x20	3.45
Losa Maciza	
Encofrado y desencofrado	45.06
Concreto premezclado 280 kg/cm ²	288.81
Vigas	
Encofrado y desencofrado	58.63
Concreto premezclado 280 kg/cm ²	288.81
Acero (Kg / día)	4.02

Tabla 3. Precios unitarios (Revista Costos, Octubre de 2012).

Con la información de las **Tablas 2 y 3** se genera la siguiente tabla con el costo total de cada alternativa y su diferencia porcentual respecto de la de menor costo:

Tipo de losa	Encofrado (S/.)	Ladrillo (S/.)	Concreto (S/.)	Acero (S/.)	Total (S/.)	Diferencia Porcentual
Aligerada h=20	47,124	11,469	36,078	47,472	142,144	0%
Maciza h=15	52,822	N/A	44,620	52,597	150,039	6%
Aligerada h=25	42,642	15,198	38,020	55,160	151,020	6%
Maciza h=20	48,306	N/A	48,464	65,867	162,638	14%

Tabla 4. Costo total de las alternativas de techado.

Tipo de losa	Encofrado	Ladrillo	Concreto	Acero
Aligerada h=20	33.15%	8.07%	25.38%	33.40%
Maciza h=15	35.21%	N/A	29.74%	35.06%
Aligerada h=25	28.24%	10.06%	25.18%	36.52%
Maciza h=20	29.70%	N/A	29.80%	40.50%

Tabla 5. Incidencia de cada insumo en el costo total de cada alternativa.

5.3 Elección de la alternativa de techado a utilizar.

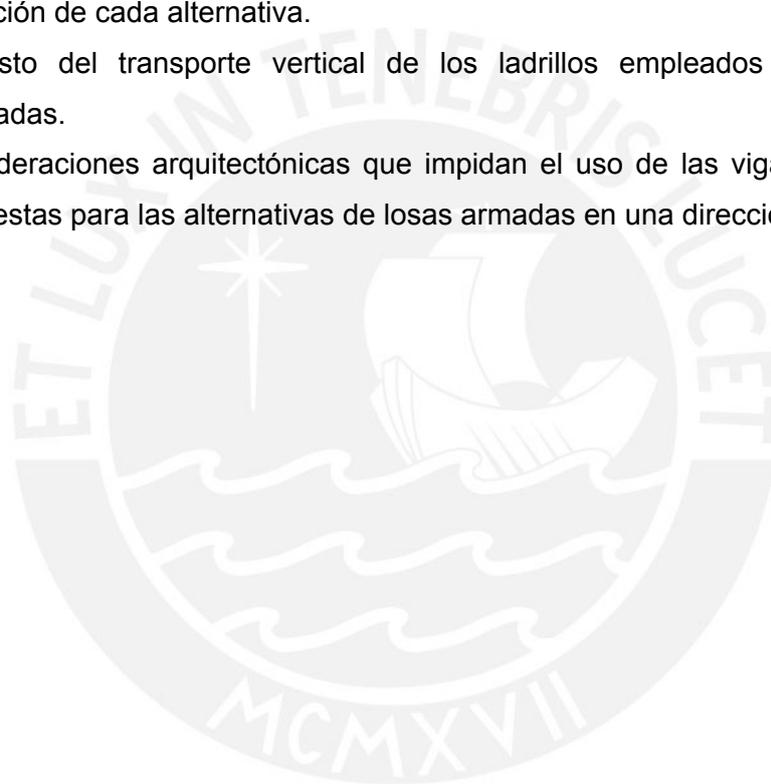
En la **Tabla 4** se observa lo siguiente:

- La alternativa de menor costo es la correspondiente a losa aligerada de 20 cm de espesor armada en una dirección con vigas intermedias.
- Las alternativas correspondientes a losa aligerada de 25 cm de espesor armada en dos direcciones sin vigas intermedias y losa maciza de 15 cm de espesor armada en una dirección con vigas intermedias tienen prácticamente el mismo costo.
- La alternativa de mayor costo es la correspondiente a losa maciza de 20 cm de espesor armada en dos direcciones sin vigas intermedias, con un costo 14 % superior al de la alternativa más económica.

Se opta entonces, en función de lo observado, por elegir la alternativa correspondiente a losa aligerada de 20 cm de espesor armada en una dirección con vigas intermedias para los techos del edificio.

Debe tenerse en cuenta que, además del costo directo, existen otras variables que pueden (y deben) ser tomadas en cuenta para la elección de la alternativa más conveniente de techado, sin embargo su análisis escapa a los alcances de este trabajo de tesis. Algunas de estas variables son:

- El tiempo de ejecución de cada alternativa.
- La habilidad del personal de que se dispone en obra para la ejecución de cada alternativa.
- La disponibilidad de los materiales necesarios (incluidos encofrados) para la ejecución de cada alternativa.
- El costo del transporte vertical de los ladrillos empleados en las losas aligeradas.
- Consideraciones arquitectónicas que impidan el uso de las vigas intermedias dispuestas para las alternativas de losas armadas en una dirección.



CAPÍTULO 6: METRADO DE CARGAS

6.1 Introducción.

El procedimiento a seguir para el metrado de cargas es el siguiente:

- a) Se define las áreas tributarias de cada uno de los elementos verticales, es decir, columnas y placas.
- b) Se calcula, para cada columna y cada placa, el peso de todos los elementos que estén incluidos en el área tributaria que le corresponda.
- c) De manera análoga se calcula la carga viva del área tributaria y el proceso se lleva a cabo en los pisos típicos y en la azotea.

De esta manera se obtiene las cargas en los elementos verticales para su diseño y el de sus cimientos y, utilizando el porcentaje de carga viva que corresponde según la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, se obtiene también el peso (y por ende la masa) a utilizar en el análisis sísmico.

6.2 Pesos unitarios de los elementos del edificio.

Los pesos unitarios y sobrecargas considerados en el metrado del edificio son los siguientes:

Carga muerta

- Concreto Armado	2.4 ton/m ³
- Piso terminado	0.1 ton/m ²
- Aligerado h = 20 cm	0.3 ton/m ²
- Muro de albañilería	1.8 ton/m ³

Carga viva o sobrecarga

- Oficinas	0.25 ton/m ²
- Adicional tabiquería móvil	0.05 ton/m ²
- Escalera	0.40 ton/m ²

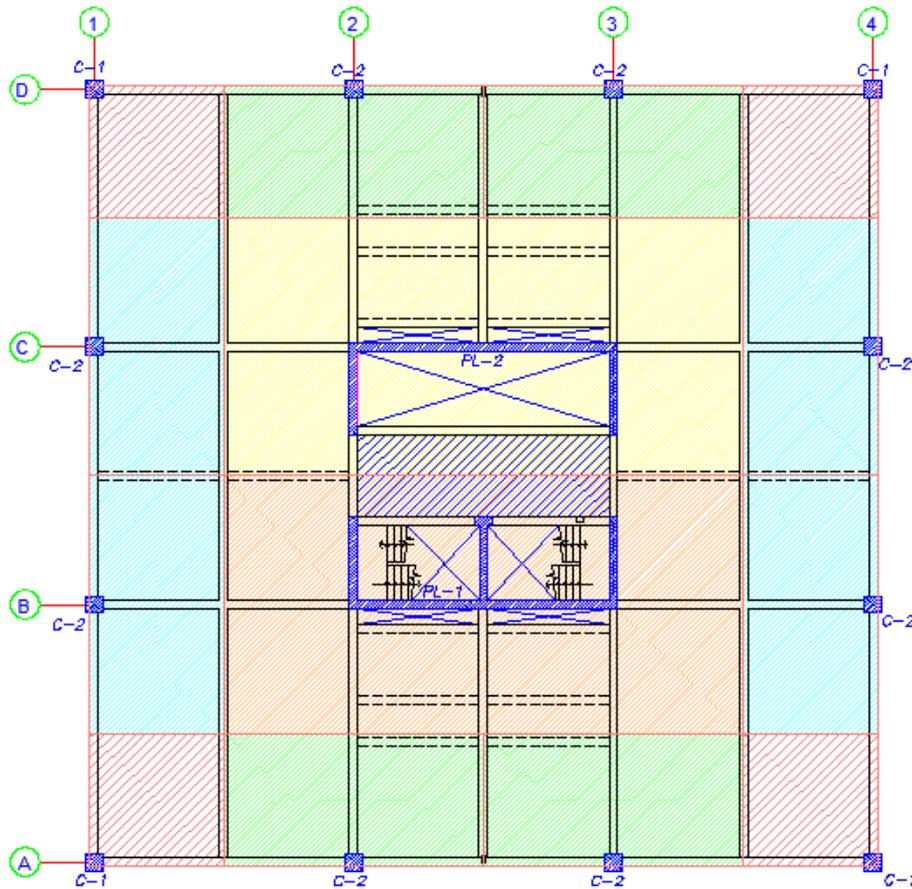


Figura 11 - Área tributaria de columnas y placas.

6.3 Metrado de elementos verticales del piso típico.

Columna C-1: Ejes 1-A, 1-D, 4-A, 4-D.

Elemento	Carga Unitaria	Área o Longitud	Parcial
Aligerado + PT	0.400	18.27	7.31
Viga 30 x 90	0.678	8.40	5.70
Viga 30 x 75	0.570	2.18	1.24
Columna	0.864	3.35	2.89
Sobrecarga	0.300	21.62	6.49
		PD	17
		PL	6

Columna C-2: Ejes A-2, A-3, D-2, D-3.

Elemento	Carga Unitaria	Área o Longitud	Parcial
Aligerado + PT	0.400	35.28	14.11
Viga 30 x 20	0.174	4.20	0.73
Viga 30 x 90	0.678	8.40	5.70
Viga 30 x 75	0.570	8.55	4.87
Columna	0.864	3.35	2.89
Tabique Ladrillo h=2.60	0.702	4.18	2.93
Sobrecarga	0.300	41.85	12.56
		PD	31
		PL	13

Columna C-2: Ejes 1-B, 1-C, 4-B, 4-C.

Elemento	Carga Unitaria	Área o Longitud	Parcial
Aligerado + PT	0.400	35.91	14.36
Viga 30 x 20	0.174	2.10	0.37
Viga 30 x 90	0.678	8.40	5.70
Viga 30 x 75	0.570	8.55	4.87
Columna	0.864	3.35	2.89
Tabique Ladrillo h=2.60	0.702	2.28	1.60
Sobrecarga	0.300	41.85	12.56
		PD	30
		PL	13

Placa PL-1.

Elemento	Carga Unitaria	Área o Longitud	Parcial
Aligerado + PT	0.4	99.12	39.65
Losa 20 + PT	0.58	12.62	7.32
Viga 30 x 20	0.174	21	3.65
Viga 30 x 75	0.57	41.45	23.63
Tabique Ladrillo h=2.60	0.702	18	12.64
Tabique Ladrillo h=3.15	0.851	21.4	18.21
Escalera (h=17)			
Descanso	0.508	10.53	5.35
Tramo inclinado	0.245	36	8.82
Placa	12.55	3.35	42.04
Sobrecarga	0.3	113.87	34.16
	0.25	13.49	3.37
	0.4	22.1	8.84
		PD	161

PL	46
----	----

Placa PL-2.

Elemento	Carga Unitaria	Área o Longitud	Parcial
Aligerado + PT	0.400	98.91	39.56
Losa 20 + PT	0.580	12.62	7.32
Viga 30 x 20	0.174	21.00	3.65
Viga 30 x 75	0.570	42.05	23.97
Tabique Ladrillo h=2.60	0.702	18.00	12.64
Tabique Ladrillo h=3.15	0.851	25.58	21.77
Placa	10.870	3.35	36.41
Sobrecarga	0.300	113.87	34.16
	0.250	13.49	3.37
		PD	145
		PL	38

6.4 Metrado de elementos verticales de la azotea.

Columna C-1: Ejes 1-A, 1-D, 4-A, 4-D.

Elemento	Carga Unitaria	Área o Longitud	Parcial
Aligerado + PT	0.400	18.27	7.31
Viga 30 x 90	0.678	8.40	5.70
Viga 30 x 75	0.570	2.18	1.24
Columna	0.864	1.68	1.45
Sobrecarga	0.100	21.62	2.16
		PD	16
		PL	2

Columna C-2: Ejes A-2, A-3, D-2, D-3.

Elemento	Carga Unitaria	Área o Longitud	Parcial
Aligerado + PT	0.400	36.54	14.62
Viga 30 x 90	0.678	8.40	5.70
Viga 30 x 75	0.570	8.55	4.87
Columna	0.864	1.68	1.45
Sobrecarga	0.100	41.85	4.19
		PD	27
		PL	4

Columna C-2: Ejes 1-B, 1-C, 4-B, 4-C.

Elemento	Carga Unitaria	Área o Longitud	Parcial
Aligerado + PT	0.400	36.54	14.62
Viga 30 x 90	0.678	8.40	5.70
Viga 30 x 75	0.570	8.55	4.87
Columna	0.864	1.68	1.45
Sobrecarga	0.100	41.85	4.19
		PD	27
		PL	4

Placa PL-1.

Elemento	Carga Unitaria	Área o Longitud	Parcial
Aligerado + PT	0.400	102.90	41.16
Losa 20 + PT	0.580	15.14	8.78
Viga 30 x 75	0.570	41.09	23.42
Escalera (h=17)			
Descanso	0.508	5.20	2.64
Tramo inclinado	0.796	5.85	4.66
Placa	12.240	1.68	20.56
Sobrecarga	0.100	144.00	14.40
	0.400	11.120	4.45
		PD	101
		PL	19

Placa PL-2.

Elemento	Carga Unitaria	Área o Longitud	Parcial
Aligerado + PT	0.400	102.90	41.16
Losa 20 + PT	0.580	15.14	8.78
Losa 15 + PT	0.460	22.62	10.41
Viga 30 x 75	0.570	41.09	23.42
Placa	10.870	1.68	18.26
Sobrecarga	0.100	166.62	16.66
		PD	102
		PL	17

6.5 Resumen del metrado.

Piso típico

Elemento	Cantidad	PD	PL	0.25PL	PD + PL	PD + 0.25PL
C-1	4	17	6	1.5	92	74
C-2	4	31	13	3.25	176	137
C-2'	4	30	13	3.25	172	133
PL-1	1	161	46	11.5	207	173
PL-2	1	145	38	9.5	183	155

Total (ton) **830** **672**
 Ton /m² **1.10** **0.90**

Azotea

Elemento	Cantidad	PD	PL	0.25PL	PD + PL	PD + 0.25PL
C-1	4	16	2	0.5	72	66
C-2	4	27	4	1	124	112
C-2'	4	27	4	1	124	112
PL-1	1	101	19	4.75	120	106
PL-2	1	102	17	4.25	119	106

Total (ton) **559** **502**

CAPÍTULO 7: ANÁLISIS SÍSMICO

7.1 Objetivos.

El análisis sísmico permite obtener los valores de esfuerzos internos (axiales, cortantes y momentos) en cada uno de los elementos resistentes de la estructura del edificio con fines de diseño y verificar que tanto los desplazamientos laterales como el giro en planta estén por debajo de los valores máximos que establecidos en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

7.2 Procedimientos de análisis.

Según se establece en el Artículo 14 de la Norma E.030, cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de análisis efectuados utilizando el método dinámico. El mismo artículo establece que será igualmente válido utilizar los resultados del método estático siempre que la estructura analizada no tenga más de 45 m de altura y esté clasificada como regular o, para el caso de estructuras de muros portantes, la altura no sea superior a los 15 m sin importar si esté o no clasificada como regular.

La altura de la estructura a evaluar es 35 m y se asume, con cargo a verificar, que su configuración es regular. Esto significa que la estructura satisface los requisitos para ser evaluada por cualquiera de los dos métodos de análisis mencionados. Se decide entonces desarrollar ambos métodos con fines comparativos y utilizar para el diseño los resultados del análisis dinámico.

Categoría de edificaciones.

Por ser un edificio de oficinas pertenece a la categoría de “edificaciones comunes” y le corresponde un coeficiente de uso o importancia “U” igual a 1.0.

Zonificación.

El edificio se encuentra ubicado en la ciudad de Lima, que pertenece a la denominada Zona 3 caracterizada por su alta sismicidad y a la que corresponde un factor de zona “Z” igual a 0.4.

Condiciones geotécnicas.

El edificio se apoya sobre la grava típica de Lima, cuyo perfil corresponde al tipo “S₁” de roca y suelos muy rígidos. Los parámetros asociados a este perfil de suelo son un período de plataforma “T_p” igual a 0.4 segundos y un coeficiente “S” igual a 1.0.

Factor de amplificación sísmica.

En función de las características del sitio y del período de la estructura, se define el factor de amplificación sísmica “C” por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right), C \leq 2.5$$

Donde

- T_p: Período fundamental de vibración del suelo o período de plataforma.
- T: Período fundamental de la estructura para cada dirección.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración del suelo.

Sistema estructural.

El sistema estructural utilizado, para ambas direcciones de análisis, es de muros estructurales de concreto armado, en el que son estos muros los principales encargados de dar resistencia sísmica a la estructura y sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base. El valor del coeficiente de reducción “R” asociado al sistema estructural elegido es 6.

7.3 Análisis sísmico: método estático.

Es un procedimiento que se presenta como válido en la Norma E.030 para edificios regulares y de no más de 45 m de altura.

a) Período Fundamental

El período fundamental para cada dirección se puede estimar con la siguiente expresión empírica que figura en la Norma E.030:

$$T = \frac{hn}{C_t} \text{ (T en segundos)}$$

Donde :

- $h_n = 33.50$ m Altura total del edificio.
- $C_t = 60$ Dirección de ejes alfabéticos.
- $C_t = 45$ Dirección de ejes numéricos.

Luego:

$$T = \frac{33.5}{60} = 0.56 \text{ Segundos} \quad \text{Dirección de ejes alfabéticos.}$$

$$T = \frac{33.5}{45} = 0.74 \text{ Segundos} \quad \text{Dirección de ejes numéricos.}$$

Para la elección de la constante C_t la Norma E.030 considera tres casos en función del tipo de elementos que constituyen la estructura sismorresistente del edificio:

- (i) Pórticos con C_t igual a 35
- (ii) Pórticos y cajas de ascensores o escaleras con C_t igual a 45.
- (iii) Placas con C_t igual a 60.

Si se observa la planta del edificio (**Figura 3**) es claro que en la dirección “X” (paralela a los ejes alfabéticos) es correcto haber tomado un valor de 60 para la constante. Sin embargo, no resulta tan claro qué valor debiera tomarse para la misma constante en la dirección “Y” (paralela a los ejes numéricos), ¿45 ó 60? Al no contemplarse en la Norma E.030 la interpolación entre los valores asignados los tres casos listados, se opta por emplear un valor igual a 45.

En la siguiente tabla (**Tabla 6**) se muestran los períodos obtenidos de la fórmula empírica de la Norma junto con los obtenidos de análisis más elaborados.

	Fórmula Empírica $T = h_n/C_t$ (seg.)	Análisis Dinámico Traslacional Modo Fundamental (seg.)	Análisis Dinámico 3 G.D.L Modo Predominante (seg.)
T x-x	0.56	0.55	0.55
T y-y	0.74	0.87	0.91

Tabla 6. Períodos de los diferentes análisis efectuados.

b) Fuerza Cortante en la base.

La fuerza cortante total en la base de la estructura, en la dirección de análisis considerada, se determina con la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUSC}{R} P ; \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

Donde:

- $Z = 0.4$ Factor de zona.
- $U = 1$ Coeficiente de uso e importancia.
- $S = 1$ Perfil del suelo.
- $C = 2.5 \frac{T_p}{T}$ Factor de amplificación sísmica ($C \leq 2.5$).
- $R = 6$ Coeficiente de reducción de fuerza sísmica.
- $P = 6550 \text{ ton}$ Peso total del edificio.

El valor de la fuerza cortante total en la base de la estructura depende del factor de amplificación sísmica "C", que a su vez depende del período del edificio en la dirección de análisis "T".

A continuación se presenta una tabla con los valores del coeficiente de amplificación sísmica "C" a emplear para el cálculo de la fuerza cortante en la base de la estructura, calculados utilizando los períodos obtenidos de un análisis dinámico de tres grados de libertad por piso, mostrados en la **Tabla 6**.

Dirección de Análisis	Período (seg.)	Factor de Amplificación Sísmica "C"	C / R
Dirección X - X	0.55	1.84	0.31
Dirección Y - Y	0.91	1.10	0.18

Tabla 7. Factores de amplificación sísmica a emplear en el análisis estático.

Con los valores de C / R de la **Tabla 7** y la ecuación de fuerza cortante total en la base del edificio "V" se obtiene los siguientes valores:

Análisis Estático	Peso Total (ton)	ZUSC/R (% del Peso)	V (ton)	80%V (ton)
Dirección X - X	6550	12.23	801	641
Dirección Y - Y	6550	7.30	478	383

Tabla 8. Fuerza Cortante total en la base del edificio.

En la **Tabla 8** se ha incluido el valor mínimo de cortante en la base del edificio que debe considerarse en el análisis dinámico. Se asume que el edificio es regular y se verifica con los resultados del análisis.

c) Distribución de la fuerza sísmica en altura.

La fuerza cortante total en la estructura "V", en la dirección de análisis considerada, se distribuye en los distintos niveles utilizando la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \cdot (V)$$

A continuación se presentan los valores de fuerza para cada entrepiso del edificio en las dos direcciones de análisis:

Distribución de la fuerza sísmica en la dirección "X" (paralela a ejes alfabéticos):

Piso	Peso (ton)	Altura (m)	wi*hi (ton x m)	Flat (ton)	Cortante (ton)
10	502	33.50	16750	113.6	114
9	672	30.15	20261	137.5	251
8	672	26.80	18010	122.2	373
7	672	23.45	15758	106.9	480
6	672	20.10	13507	91.6	572
5	672	16.75	11256	76.4	648
4	672	13.40	9005	61.1	709
3	672	10.05	6754	45.8	755
2	672	6.70	4502	30.5	786
1	672	3.35	2251	15.3	801
	6,550		118,054	801	

12.23%P

Distribución de la fuerza sísmica en la dirección "Y" (paralela a ejes numéricos):

Piso	Peso (ton)	Altura (m)	wi*hi (ton x m)	Flat (ton)	Cortante (ton)
10	502	33.50	16750	67.8	68
9	672	30.15	20261	82.1	150
8	672	26.80	18010	72.9	223
7	672	23.45	15758	63.8	287
6	672	20.10	13507	54.7	341
5	672	16.75	11256	45.6	387
4	672	13.40	9005	36.5	423
3	672	10.05	6754	27.4	451
2	672	6.70	4502	18.2	469
1	672	3.35	2251	9.1	478
	6,550		118,054	478	

7.30%P

d) Efectos de Torsión en Planta.

De acuerdo con la Norma E.030, la fuerza en cada nivel se supondrá actuando en su centro de masa, debiendo además considerarse el efecto de posibles excentricidades accidentales. La Norma cuantifica estas excentricidades accidentales dándoles un valor de, para cada nivel, 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de la acción de las fuerzas. Para cada nivel esta excentricidad, multiplicada por la fuerza que en él actúa, produce el momento torsor " $M_t = \pm F_i \times e_i$ ", que debe incluirse en el análisis de manera conjunta con fuerza F_i .

La planta del edificio es un cuadrado de 27.60 m de lado, lo cual significa que en todos los pisos y en ambas direcciones de análisis la excentricidad accidental será igual a $0.05 \times 27.60 = 1.38$ m.

En el modelo generado para el análisis se desplazó el centro de masa de cada piso una distancia igual a la excentricidad accidental en las dos direcciones ("X" e "Y"), y en estos centros de masa desplazados es que se aplicaron las fuerzas de sismo de entrepiso.

7.4 Análisis sísmico: método dinámico.

El artículo 18.1 de la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 establece que el análisis dinámico de edificaciones convencionales podrá realizarse por el procedimiento de superposición modal espectral.

a) Modos de vibración.

Son las distintas formas en que puede vibrar la edificación según los grados de libertad que tenga.

Para el modelo de traslación pura en las direcciones principales se consideró solo un grado de libertad por piso, el correspondiente a su desplazamiento en la dirección de análisis.

Para el modelo en que se considera el efecto de la torsión se consideró tres grados de libertad por piso: la rotación de la planta y su desplazamiento en las dos direcciones principales.

b) Aceleración Espectral.

Para ambas direcciones principales analizadas se utilizó un espectro inelástico de pseudo aceleración definido por:

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} \cdot g$$

Donde:

- S_a = Pseudo aceleración espectral.
- g = Aceleración de la gravedad = $9.8 \text{ m} / \text{s}^2$.

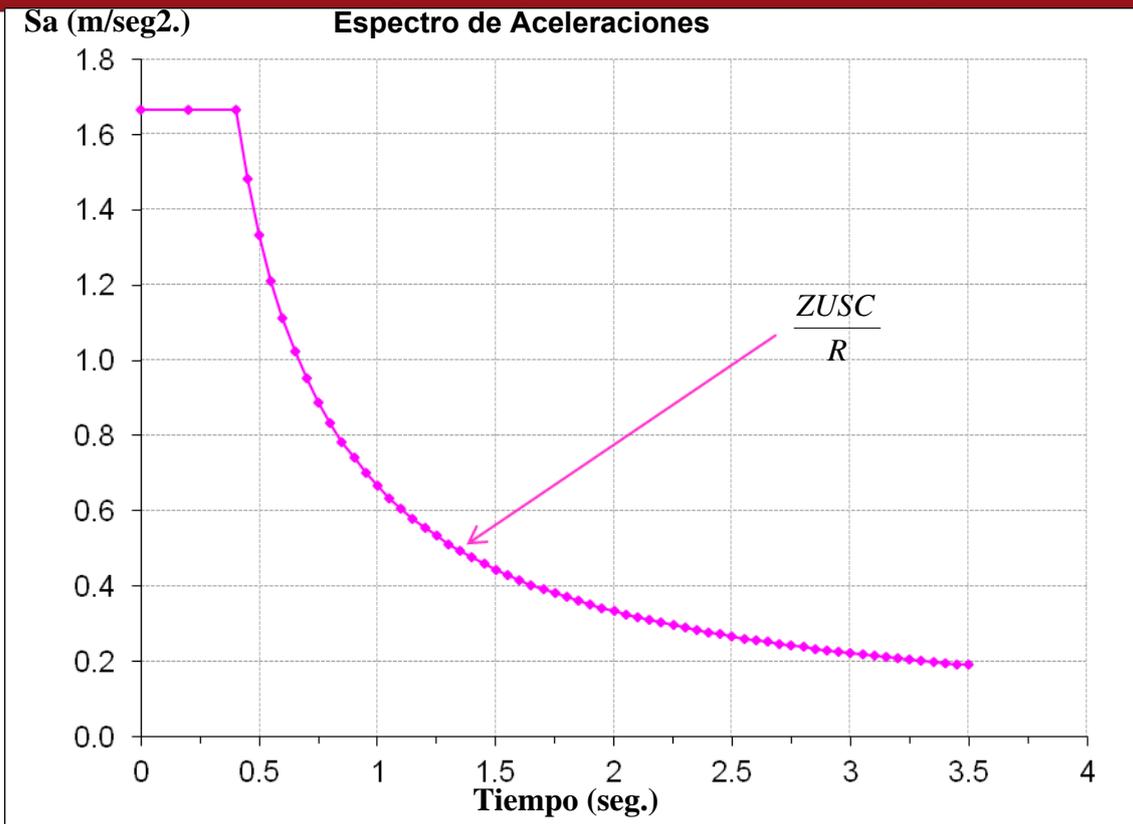


Figura 12 - Espectro de pseudo aceleraciones.

c) Criterios de Superposición.

Mediante los criterios de superposición se podrá obtener la respuesta máxima de la estructura correspondiente a los diferentes modos de vibración tanto para las fuerzas internas de los elementos que la componen como para los parámetros globales de la misma, tales como fuerza cortante en la base, cortante de entrepiso, momento de volteo y desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La Norma E.030 indica que la respuesta máxima puede estimarse empleando solamente el aporte de los modos más representativos, debiendo cumplirse que la suma de la masa efectiva de los modos considerados sea por lo menos un 90% de la masa total de la estructura. Deberá tomarse en cuenta como mínimo los primeros tres modos predominantes en la dirección de análisis.

Para estimar la respuesta sísmica máxima se emplea el denominado criterio de la combinación cuadrática completa o "CQC" por sus siglas en inglés. Este criterio de

combinación permite trabajar con modos de períodos cercanos al considerar su posible acoplamiento.

d) Masa e Inercia Rotacional.

El análisis dinámico se realiza asignando al centroide de cada nivel, ubicado considerando los efectos de torsión discutidos en el **capítulo 7.3**, el valor de masa e inercia rotacional que le corresponde.

PISO	Masa (ton.seg ² /m)	Inercia x-x (m ⁴)	Inercia y-y (m ⁴)	Área (m ²)	Inercia rotacional (ton.seg ² .m)
10	50	48355	48355	762	6346
9	67.2	48355	48355	762	8529
8	67.2	48355	48355	762	8529
7	67.2	48355	48355	762	8529
6	67.2	48355	48355	762	8529
5	67.2	48355	48355	762	8529
4	67.2	48355	48355	762	8529
3	67.2	48355	48355	762	8529
2	67.2	48355	48355	762	8529
1	67.2	48355	48355	762	8529

Tabla 9. Masa e inercia rotacional del edificio.

e) Fuerza cortante mínima en la Base.

Para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante en el edificio no será menor que el 80% del valor calculado por el método estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar la fuerza cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberá escalar proporcionalmente todos los resultados obtenidos, con excepción de los desplazamientos.

En el caso del proyecto y tal como se describió en el capítulo anterior, se asume que la estructura es regular y, con los resultados del análisis, se verifica que se cumpla lo asumido.

De la **Tabla 8** se extraen los siguientes valores:

Análisis Estático	V (ton)	80%V (ton)	Vmín (ton)
Dirección X - X	801	641	641
Dirección Y - Y	478	383	393

Tabla 10. Cortante estático y cortante mínimo en la base del edificio.

Vale la pena mencionar que el valor de cortante mínimo para la dirección “Y” mostrado en la **Tabla 10** (393 ton) no corresponde al 80% del cortante estático. La razón es que en esta dirección el 80% del cortante estático representa el 5.84% del peso total del edificio y, arbitrariamente, se decide emplear un cortante mínimo equivalente al 6% del peso (393 toneladas).

Del análisis dinámico también se obtiene resultados de desplazamientos con los que se puede verificar el cumplimiento de los requerimientos de la Norma Peruana en cuanto a:

(i) **Desplazamiento lateral de entrepiso** ($\Delta_{entrepiso}$). Debe cumplirse que

$$\frac{\Delta_{entrepiso}}{h_e} < 0.007$$

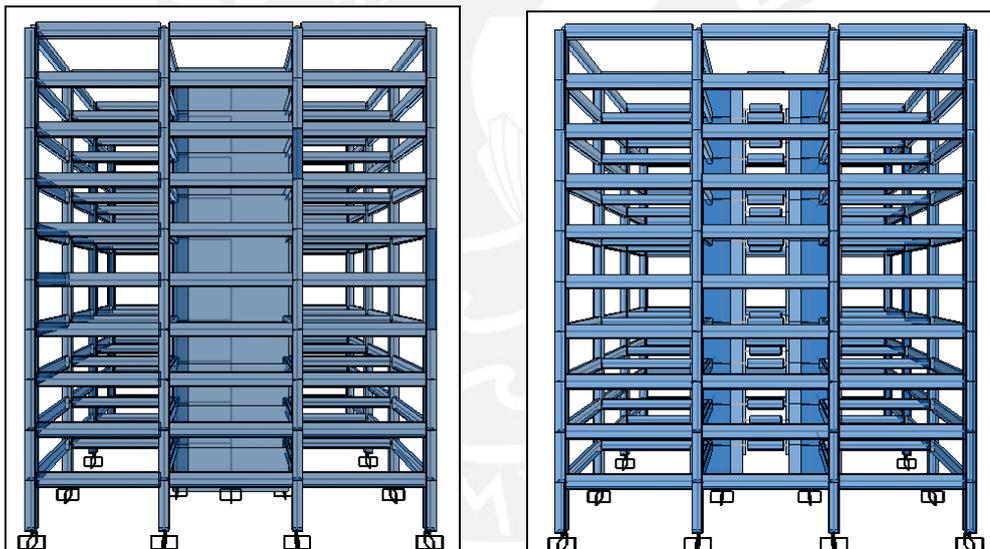
(ii) **Índice de Giro**. Es el cociente entre el desplazamiento de entrepiso en el extremos del edificio y el valor del desplazamiento del centro de masas. La Norma E.030 indica que para un valor mayor a 1.3 la estructura califica como irregular torsionalmente, siempre que se halla verificado antes que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del valor del máximo permisible indicado en la Tabla N° 8 del Artículo 15 (15.1).

$$\left(\frac{\Delta}{h_e}\right)_{esquina} / \left(\frac{\Delta}{h_e}\right)_{CM} < 1.3$$

7.5 Descripción del modelo utilizado.

Para el análisis sísmico se decidió generar, utilizando el programa SAP2000, un modelo pseudo tridimensional cuya formulación es la siguiente:

- La estructura espacial se modela como un ensamble de pórticos planos.
- Los pórticos planos cuentan con propiedades de rigidez únicamente en sus planos respectivos, admitiendo que las rigideces ortogonales a estos planos son bastante menores y por ende despreciables.
- La hipótesis fundamental es la relativa a las losas de piso, que se consideran indeformables en su plano y que conectan a los pórticos.
- Los grados de libertad de cada nivel del modelo son tres y corresponden a los grados de libertad de las losas: dos traslaciones horizontales y una rotación torsional en planta.
- Se trabajó con el momento de inercia sin agrietar de las secciones.



Figuras 13 y 14 – Elevaciones del modelo utilizado.

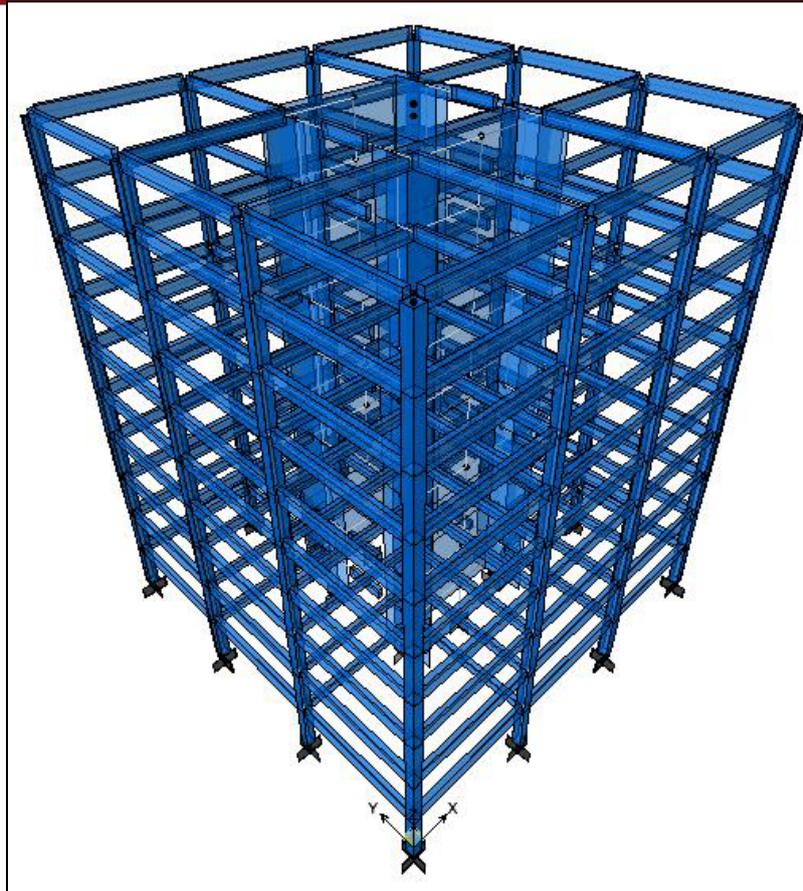


Figura 15 – Vista en 3d del modelo utilizado.

Los análisis sísmicos de traslación y de tres grados de libertad por piso se generan a partir del mismo modelo de la estructura, configurando para cada análisis las opciones de desplazamientos permitidos.

7.6 Análisis dinámico en traslación pura.

Los análisis sísmicos traslacionales surgen de la necesidad de comparar la respuesta de la estructura con aquella que se obtiene del análisis con tres grados de libertad por piso, tanto a nivel de esfuerzos y desplazamientos como a nivel de períodos, pues facilitan la identificación de los modos principales de vibración de la estructura, tarea que puede resultar compleja en un modelo con torsión importante.

A continuación se presenta los resultados de desplazamientos para las dos direcciones de análisis. Al no existir giro de la planta, estos desplazamientos son los mismos para todos los puntos de un mismo nivel:

Análisis dinámico de traslación pura en la dirección "X"							
NIVEL	Dabs (m).	Drel (cm).	Drel / h.	0.75*R*Drel.	h entrepiso	(0.75*R*Drel) / h.	Desp Abs (cm).
	Elástico	Elástico	Elastico	Inelástico	(cm)	Deriva entrepiso	Inelástico
10	0.01383	0.16	0.05%	0.72	335	0.22%	6.22
9	0.01222	0.17	0.05%	0.75	335	0.22%	5.50
8	0.01055	0.17	0.05%	0.77	335	0.23%	4.75
7	0.00885	0.17	0.05%	0.77	335	0.23%	3.98
6	0.00715	0.17	0.05%	0.74	335	0.22%	3.22
5	0.0055	0.15	0.05%	0.69	335	0.21%	2.48
4	0.00396	0.14	0.04%	0.63	335	0.19%	1.78
3	0.00257	0.12	0.04%	0.53	335	0.16%	1.16
2	0.0014	0.09	0.03%	0.4	335	0.12%	0.63
1	0.00052	0.05	0.02%	0.23	335	0.07%	0.23

Análisis dinámico de traslación pura en la dirección "Y"							
NIVEL	Dabs (m).	Drel (cm).	Drel / h.	0.75*R*Drel.	h entrepiso	(0.75*R*Drel) / h.	Desp Abs (cm).
	Elástico	Elástico	Elastico	Inelástico	(cm)	Deriva entrepiso	Inelástico
10	0.02045	0.15	0.05%	0.69	335	0.21%	9.20
9	0.01892	0.18	0.05%	0.8	335	0.24%	8.51
8	0.01715	0.2	0.06%	0.91	335	0.27%	7.72
7	0.01513	0.23	0.07%	1.02	335	0.30%	6.81
6	0.01286	0.25	0.07%	1.1	335	0.33%	5.79
5	0.01041	0.26	0.08%	1.15	335	0.34%	4.68
4	0.00785	0.26	0.08%	1.16	335	0.35%	3.53
3	0.00528	0.24	0.07%	1.07	335	0.32%	2.38
2	0.0029	0.19	0.06%	0.86	335	0.26%	1.31
1	0.00098	0.1	0.03%	0.44	335	0.13%	0.44

A continuación se presenta los valores obtenidos de cortante en la base del edificio, para verificar si es necesario escalar los resultados del análisis dinámico.

Dirección X-X

- $V_{din} = 597$ ton.
- $V_{mín} = 641$ ton. Valor obtenido de la **Tabla 10**.

El análisis dinámico debe ser escalado por 1.07.

Dirección Y-Y

- $V_{din} = 409$ ton.
- $V_{mín} = 393$ ton. Valor obtenido de la **Tabla 10**.

No es necesario escalar el análisis dinámico.

7.7 Análisis sísmico de tres grados de libertad por piso.

A continuación se presenta los resultados de desplazamiento del centro de masas para las dos direcciones de análisis para evaluar si es necesaria la verificación de irregularidad torsional del edificio.

Análisis dinámico de 3 G.D.L por piso en la dirección "X"							
NIVEL	Dabs (m). Elástico	Drel (cm). Elástico	Drel / h. Elastico	0.75*R*Drel. Inelástico	h entrepiso (cm)	(0.75*R*Drel) / h. Deriva entrepiso	Desp Abs (cm). Inelástico
10	0.01339	0.156	0.05%	0.702	335	0.21%	6.03
9	0.01183	0.162	0.05%	0.729	335	0.22%	5.32
8	0.01021	0.165	0.05%	0.7425	335	0.22%	4.59
7	0.00856	0.164	0.05%	0.738	335	0.22%	3.85
6	0.00692	0.16	0.05%	0.72	335	0.21%	3.11
5	0.00532	0.149	0.04%	0.6705	335	0.20%	2.39
4	0.00383	0.134	0.04%	0.603	335	0.18%	1.72
3	0.00249	0.113	0.03%	0.5085	335	0.15%	1.12
2	0.00136	0.0856	0.03%	0.3852	335	0.11%	0.61
1	0.000504	0.0504	0.02%	0.2268	335	0.07%	0.23

Análisis dinámico de 3 G.D.L por piso en la dirección "X"							
NIVEL	Dabs (m). Elástico	Drel (cm). Elástico	Drel / h. Elastico	0.75*R*Drel. Inelástico	h entrepiso (cm)	(0.75*R*Drel) / h. Deriva entrepiso	Desp Abs (cm). Inelástico
10	0.01726	0.129	0.04%	0.5805	335	0.17%	7.77
9	0.01597	0.149	0.04%	0.6705	335	0.20%	7.19
8	0.01448	0.171	0.05%	0.7695	335	0.23%	6.52
7	0.01277	0.191	0.06%	0.8595	335	0.26%	5.75
6	0.01086	0.207	0.06%	0.9315	335	0.28%	4.89
5	0.00879	0.217	0.06%	0.9765	335	0.29%	3.96
4	0.00662	0.216	0.06%	0.972	335	0.29%	2.98
3	0.00446	0.201	0.06%	0.9045	335	0.27%	2.01
2	0.00245	0.1616	0.05%	0.7272	335	0.22%	1.10
1	0.000834	0.0834	0.02%	0.3753	335	0.11%	0.38

Como se mencionó en el **capítulo 7.4**, la Norma E.030 indica que para que un edificio se considere irregular por torsión se debe cumplir dos condiciones: (a) que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del valor del máximo permisible indicado en la Tabla N° 8 del Artículo 15 (15.1) y, de cumplirse esta condición, (b) que el cociente entre el desplazamiento de entrepiso en los extremos del edificio y el valor del desplazamiento del centro de masas sea mayor a 1.3.

En las tablas anteriores se muestra que la deriva del centro de masas, en ningún entrepiso y para ninguna de las direcciones de análisis, es mayor que el 50% del

máximo permisible de 0.70% y, por ende, al no cumplirse la primera de las condiciones no será necesario verificar la segunda y la estructura no califica como irregular por torsión. Esto, sumado a que se verifica que no existen irregularidades estructurales en altura (piso blando, irregularidad de masa, irregularidad geométrica vertical, discontinuidad en los sistemas resistentes) ni en planta (irregularidad torsional, esquinas entrantes, discontinuidad en el diafragma), permite verificar que la estructura es regular tal como se asumió al inicio del análisis.

Independientemente de la verificación realizada, por inspección de la planta puede asegurarse que la estructura no muestra excentricidades en planta importantes.

7.8 Resultados del análisis sísmico.

Se compara la respuesta de la estructura frente a los dos análisis dinámicos realizados, uno traslacional y el otro de tres grados de libertad por piso.

a) Períodos de Vibración.

Análisis traslacionales		Análisis de tres G.D.L por piso			
Dirección	Período (Seg.)	Modo	Período (Seg.)	UX (%)	UY (%)
X	0.55	1	0.91	0.96	47.62
Y	0.87	2	0.81	2.39	26.64
		3	0.55	65.82	0.022
		4	0.26	0.22	8.74
		5	0.23	0.45	5.01
		6	0.13	10.64	1.06
		7	0.13	9.68	1.61
		Suma:		90.16	90.70

En la dirección "X" la elección del modo predominante es clara, tanto por su porcentaje de participación respecto de los demás modos, como por la cercanía del período asociado a este modo con el período fundamental de vibración obtenido del análisis traslacional.

En la dirección "Y" el escenario es distinto, la diferencia de períodos de los modos 1 y 2 respecto del período fundamental obtenido del análisis traslacional es, en valor

absoluto, prácticamente la misma. Sin embargo, el modo 1 tiene un porcentaje de participación muy superior al del modo 2, de allí su elección.

b) Desplazamientos.

En los **capítulos 7.6 y 7.7** se verificó que, en ninguno de los análisis realizados, la deriva máxima establecida por la Norma E.030 es excedida y que el edificio no califica como irregular por torsión.

A continuación se muestra, con fines comparativos y para cada nivel, los valores de desplazamiento inelástico del centro de masa y, adicionalmente para el caso del análisis de tres grados de libertad por piso, el desplazamiento del punto perteneciente al eje de mayor desplazamiento en cada una de las dos direcciones de análisis.

DESPLAZAMIENTO X -X (cm)			
NIVEL	TRASLACIÓN	3 G.D.L	
	CM	CM	Máximo
10	6.22	6.03	7.52
9	5.50	5.32	6.71
8	4.75	4.59	5.85
7	3.98	3.85	4.95
6	3.22	3.11	4.05
5	2.48	2.39	3.16
4	1.78	1.72	2.31
3	1.16	1.12	1.52
2	0.63	0.61	0.84
1	0.23	0.23	0.32

Tabla 11.
Desplazamientos absolutos inelásticos de los análisis dinámicos en la dirección X.

DESPLAZAMIENTO Y -Y (cm)			
NIVEL	TRASLACIÓN	3 G.D.L	
	CM	CM	Máximo
10	9.20	7.77	10.76
9	8.51	7.19	9.92
8	7.72	6.52	8.95
7	6.81	5.75	7.87
6	5.79	4.89	6.67
5	4.68	3.96	5.40
4	3.53	2.98	4.08
3	2.38	2.01	2.77
2	1.31	1.10	1.56
1	0.44	0.38	0.56

Tabla 12.
Desplazamientos absolutos inelásticos de los análisis dinámicos en la dirección Y.

c) **Fuerzas resultantes**

A continuación se muestra, para los pórticos de los ejes “B” y “3”, los valores de momento flector, fuerza cortante y fuerza axial obtenidos del análisis dinámico de tres grados de libertad por piso, valores ya escalados según se discutió en el **capítulo 7.4**.

Eje B

- **Momento Flector (toneladas x metro)**

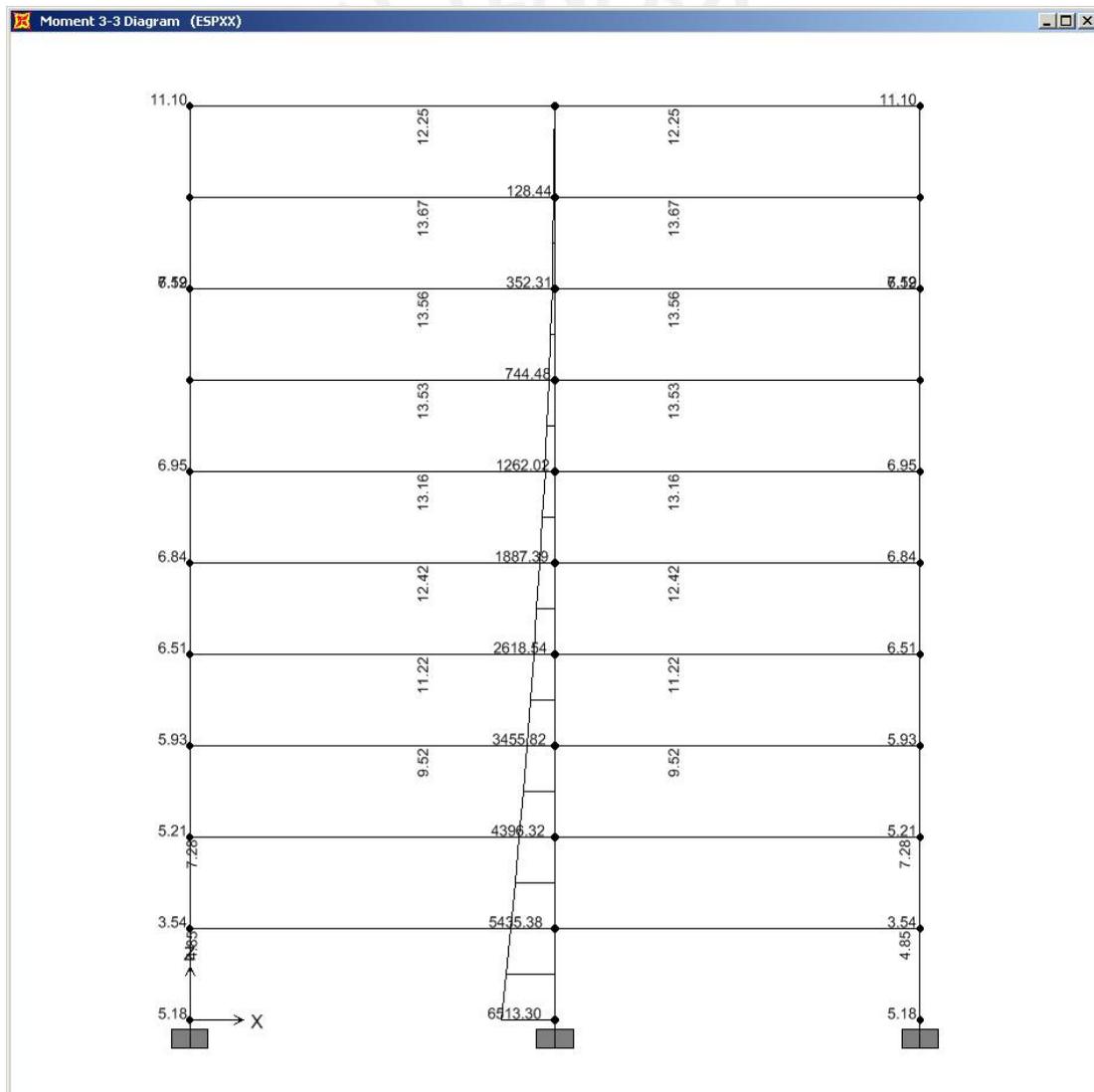


Figura 16 - Momento flector en pórtico del eje “B”.

- Fuerza Cortante (toneladas)

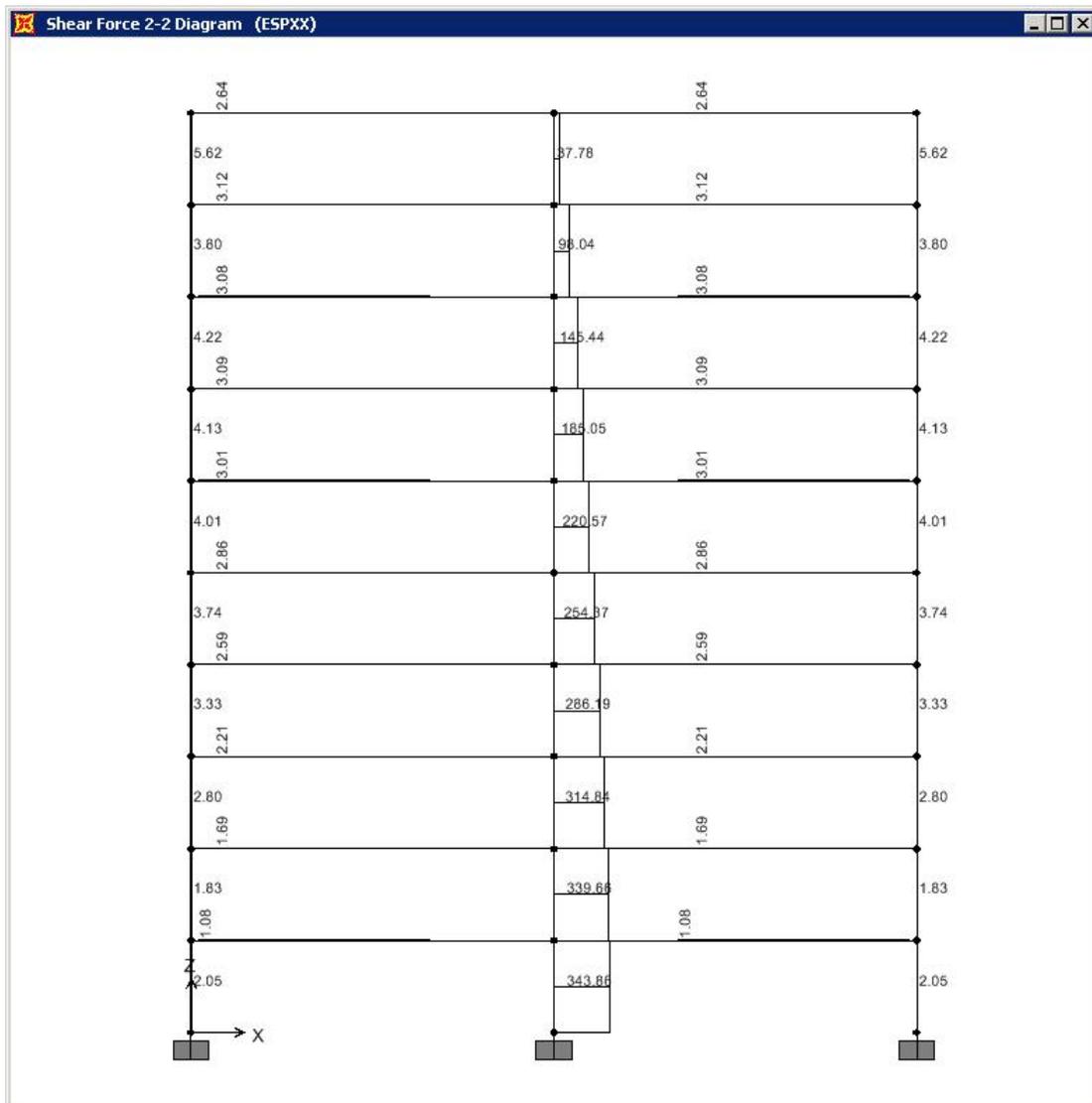


Figura 17 - Fuerza cortante en pórtico del eje "B".

- Fuerza Axial (toneladas)

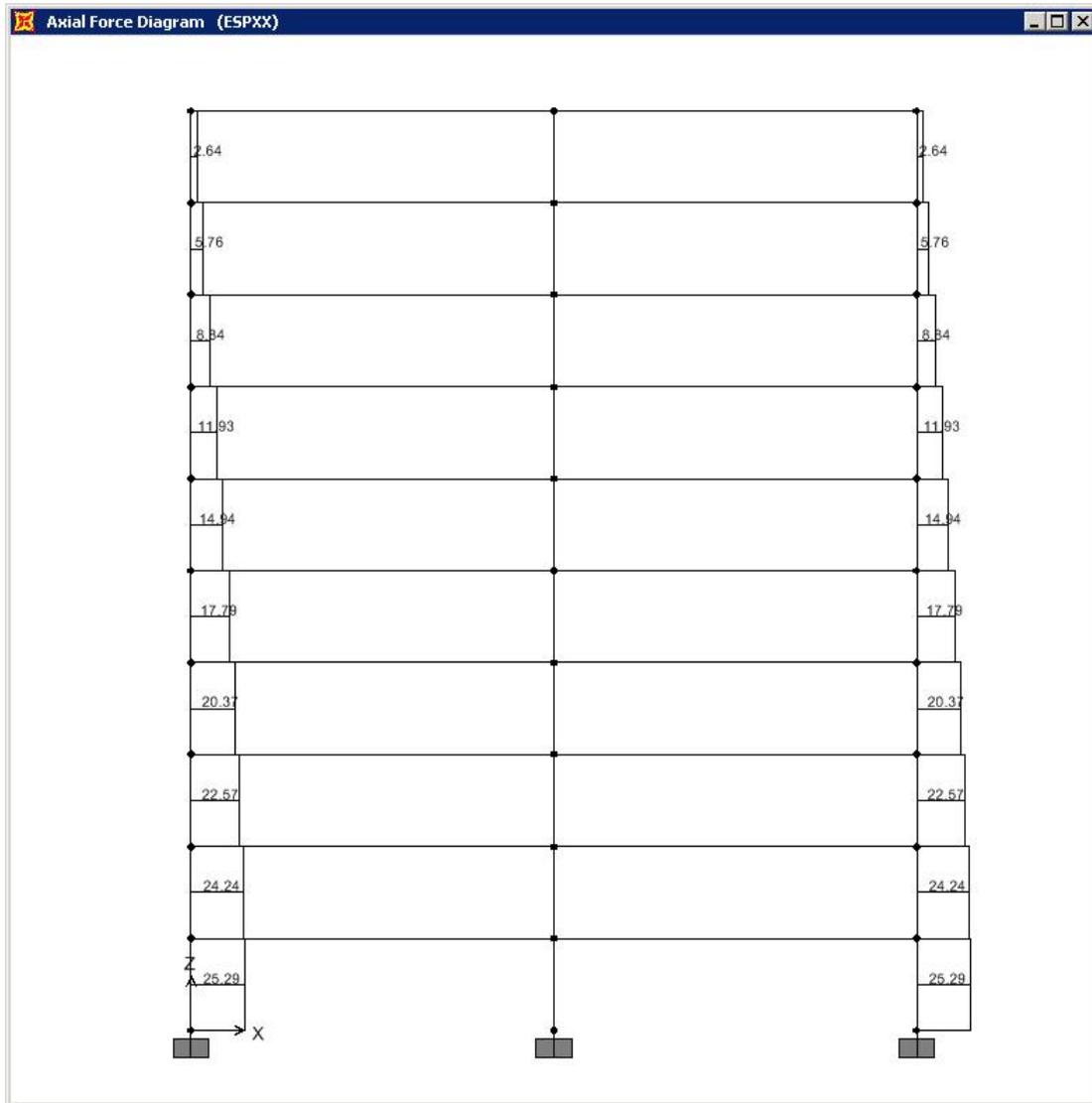


Figura 18 - Fuerza axial en pórtico del eje "B".

Eje 3

- **Momento Flector (toneladas x metro)**

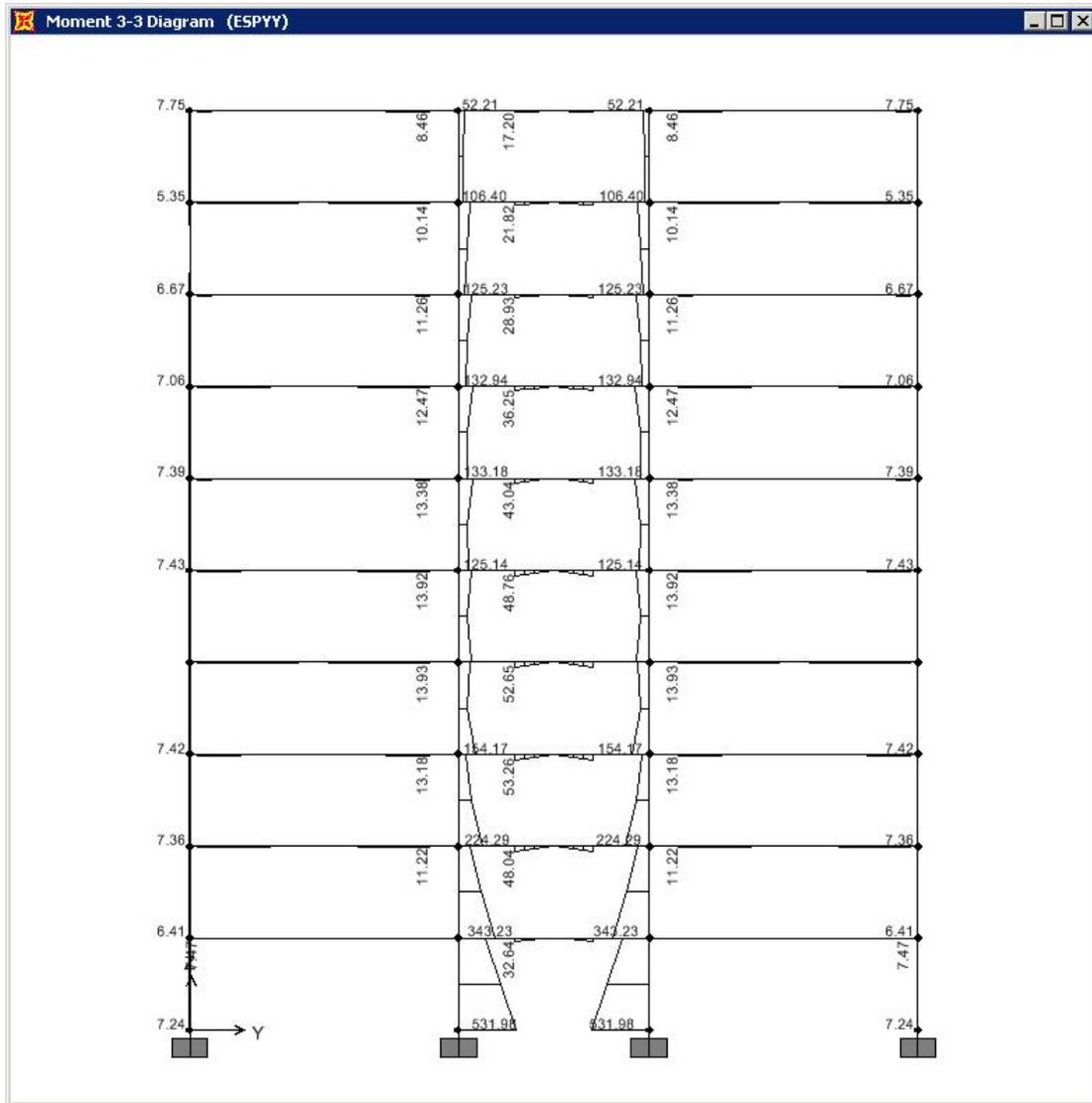


Figura 19 - Momento flector en pórtico del eje 3.

- Fuerza Cortante (toneladas)

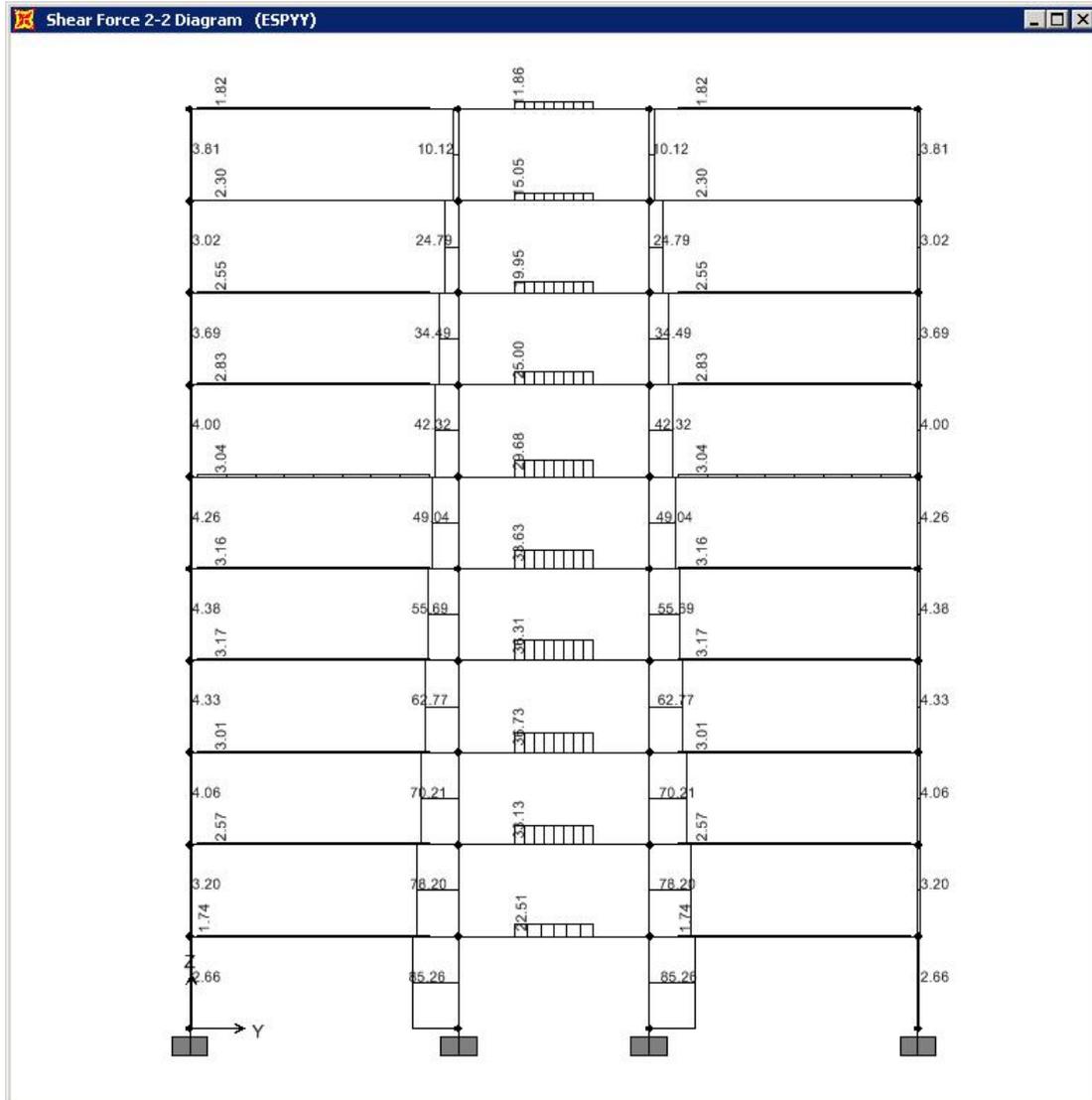


Figura 20 - Fuerza cortante en pórtico del eje 3.

- Fuerza Axial (toneladas)

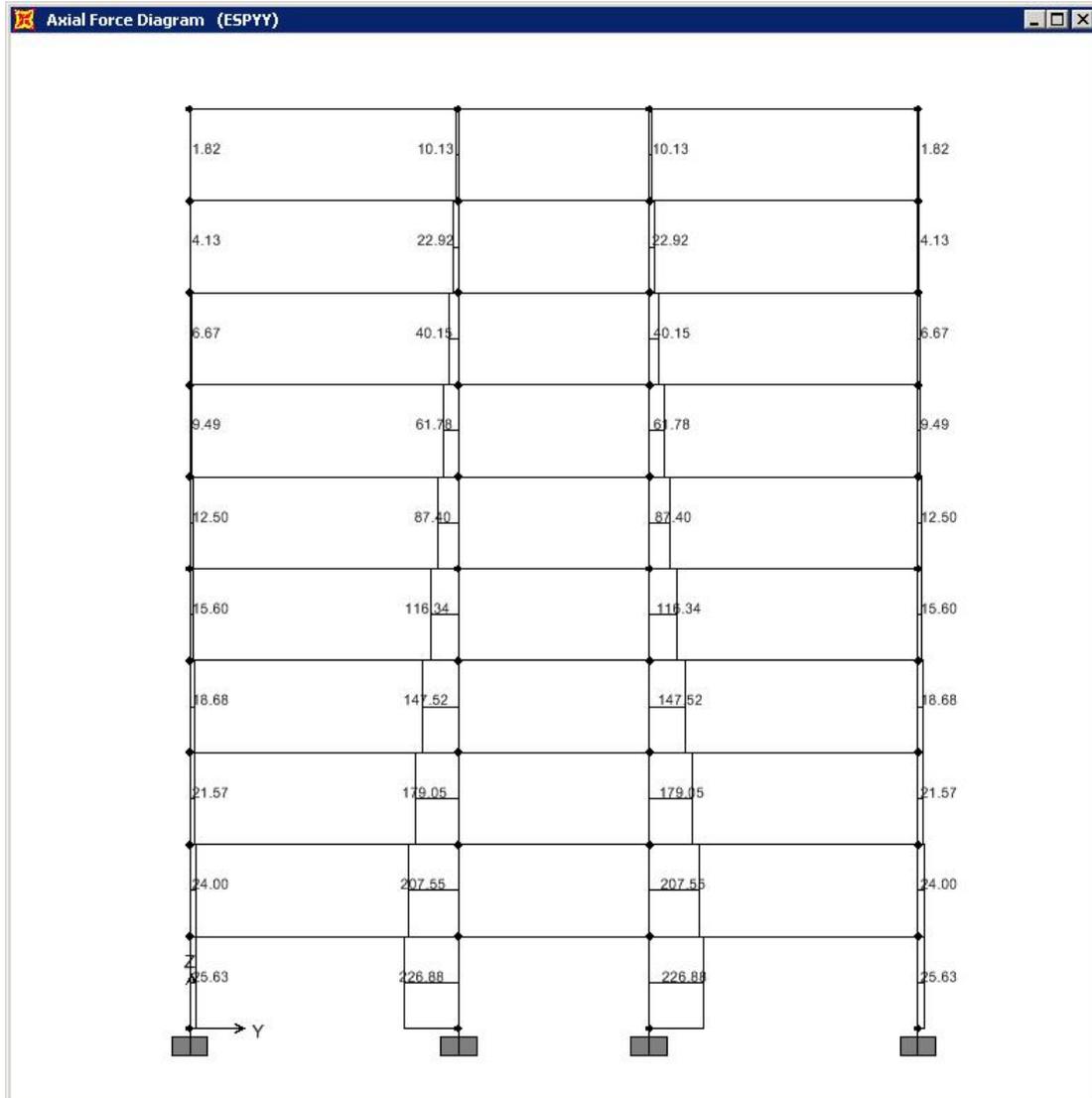


Figura 21 - Fuerza axial en pórtico del eje 3.

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE VIGAS SÍSMICAS

8.1 Introducción.

Con los resultados del análisis sísmico del **capítulo 7**, se procede a realizar el ajuste del diseño de las vigas que, según lo descrito en el **capítulo 1.2**, se desarrolló considerando únicamente cargas de gravedad.

El procedimiento seguido para el diseño de las vigas es análogo al presentado en el **capítulo 4.7**, con el añadido de:

- La inclusión de las fuerzas de sismo para generar las envolventes de momento flector y fuerza cortante.
- El cumplimiento de una serie de disposiciones especiales para el diseño por flexión y cortante para elementos que resisten fuerzas de sismo de acuerdo a la Norma E.060 1989.

8.2 Ejemplo de diseño de vigas sísmicas.

Se presenta el diseño de la viga VT-03. Esta viga es de sección 30 x 75 cm, tiene un solo tramo de 8.55 m de luz libre y se apoya en una columna de 60 x 60 cm y en una de las placas del núcleo del edificio. Como carga distribuida soporta únicamente su peso propio y recibe en el centro de su luz la reacción proveniente de la viga VT-08 que en ella se apoya (**Figura 22**).

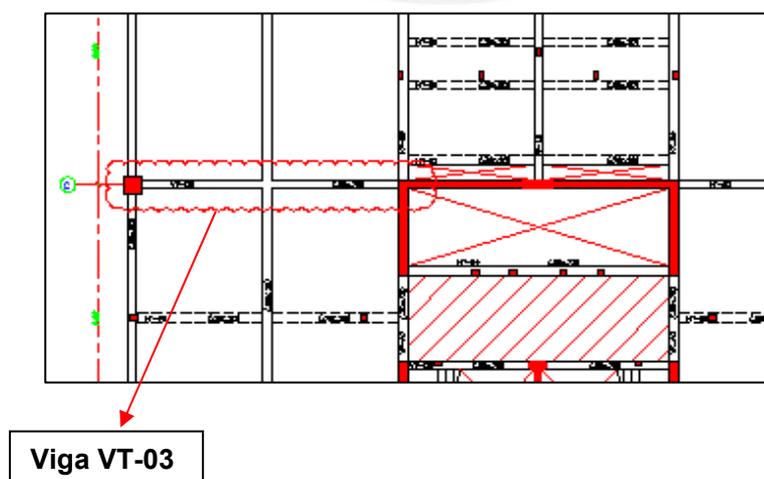


Figura 22 - Viga VT-03

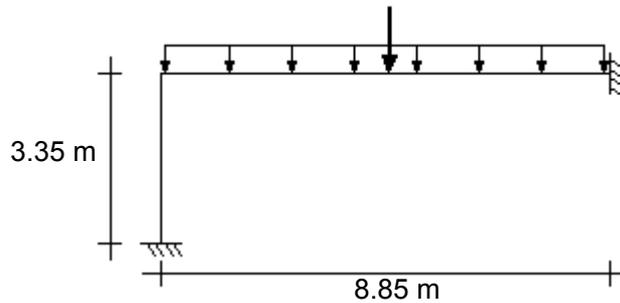


Figura 23 - Modelo de viga VT- 03.

Metrado de viga VT-03:

Peso propio = $2,400 \times .30 \times .75 + 30 = 570 \text{ kg/m}$

De la viga VT-08: -Carga muerta concentrada = $2,270 \times 8.7 = 19,750 \text{ Kg}$

-Carga viva concentrada = $1,350 \times 8.7 = 11,750 \text{ Kg}$

Diseño por Flexión

Para el cálculo del acero se trabaja con un peralte efectivo igual al peralte total de la viga menos seis centímetros.

El área de acero mínimo exigido por la Norma E.060 1989, para secciones rectangulares, viene dada por la fórmula:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd$$

Reemplazando en la fórmula anterior, con $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $b = 30 \text{ cm}$ y $d = 69 \text{ cm}$, se obtiene un área mínima de 5.80 cm^2 .

Con los resultados de los análisis por cargas de gravedad y sísmico se genera, utilizando hojas de cálculo, la envolvente de Momento Flector que se presenta a continuación:

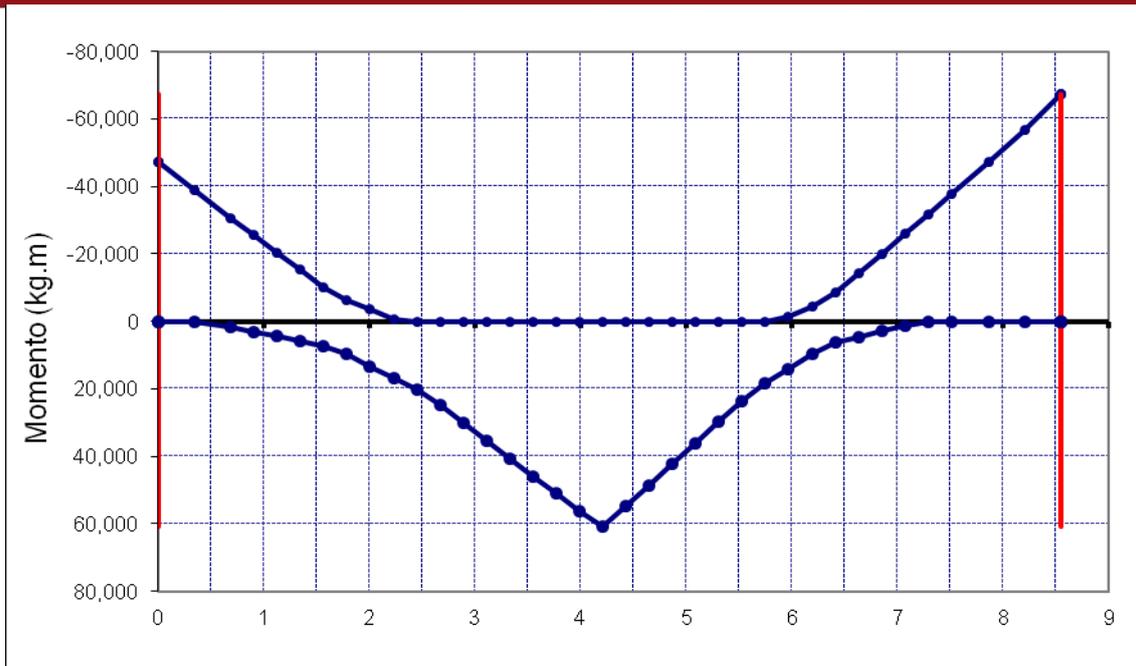
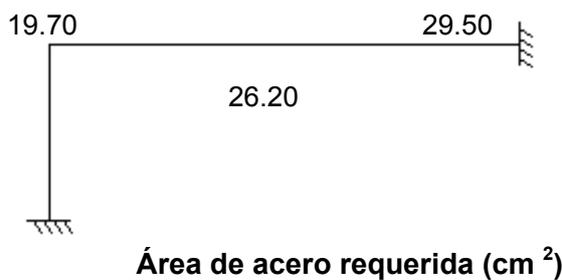
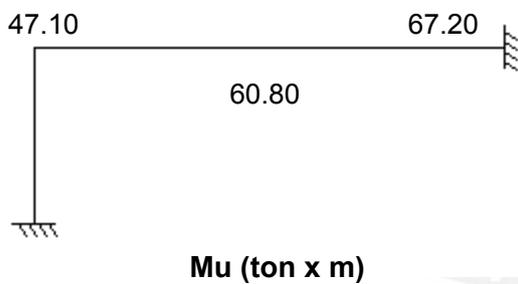


Figura 24 - Envolvente de Momento Flector de la viga VT – 03.

Con los momentos de esta envolvente se calcula el refuerzo necesario:



Diseño por Cortante

Ecuaciones a utilizar:

- $V_u \leq \phi V_n$ (En todas las secciones de la viga).
- $V_n = V_c + V_s$ (Aporte del concreto más aporte del acero).
- $V_u \leq \phi(V_c + V_s)$ (Condición de diseño por resistencia).
- $V_c = 0.53 \circ \sqrt{f'c} \circ bw \circ d$ (Aporte del concreto).
- $2.1 \circ \sqrt{f'c} \circ bw \circ d$ (Valor máximo permitido para el aporte del acero).

El aporte del concreto para la viga VT-03 será:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 30 \times 69 / 1000 = 15.60 \text{ ton}$$

De la misma forma que se obtuvo la envolvente de Momento Flector, se obtiene la envolvente de Fuerza Cortante:

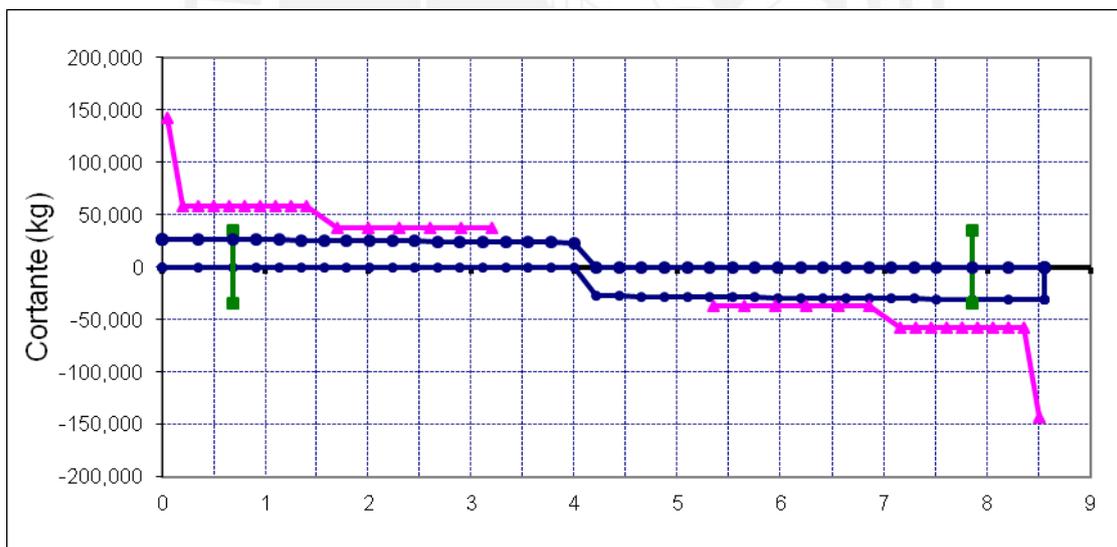


Figura 25 - Envolvente de Fuerza Cortante de la viga VT – 03.

La **Figura 25** muestra, además de la envolvente de Fuerza Cortante o diagrama de resistencia requerida V_u , el diagrama de resistencia de diseño o suministrada, es decir, la resistencia total de cada sección de la viga para el diámetro y espaciamiento de estribos elegido [$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$].

La modulación de estribos escogida para la viga, de acuerdo con los requerimientos establecidos en el capítulo 13.7.1.3 de la Norma E.060 1989, es la siguiente:

- Estribos de 1/2" espaciados 1 @ 5, 9 @ 15 y resto @ 30 cm.

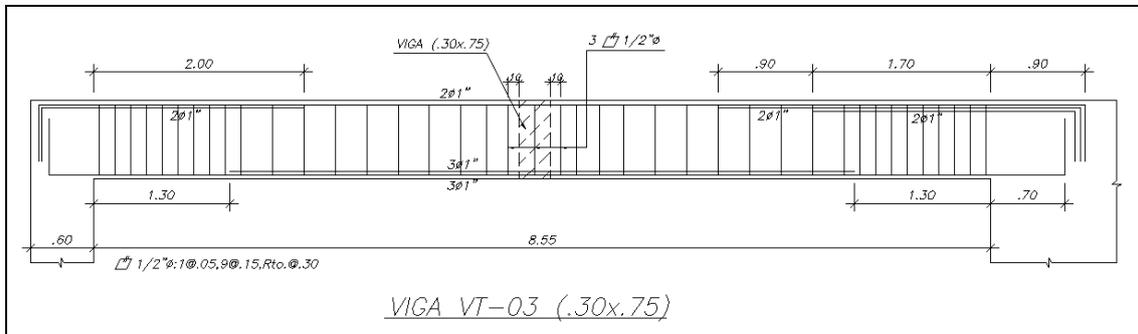


Figura 26 - Armado escogido para la viga VT-03.

8.3 Ejemplo de diseño de vigas de acuerdo a la Norma Técnica de Edificaciones E.060 2009.

Se presenta el diseño de la viga VT-10 de sección 30 x 75 cm y 2.90 m de luz, ubicada entre las placas del núcleo del edificio.

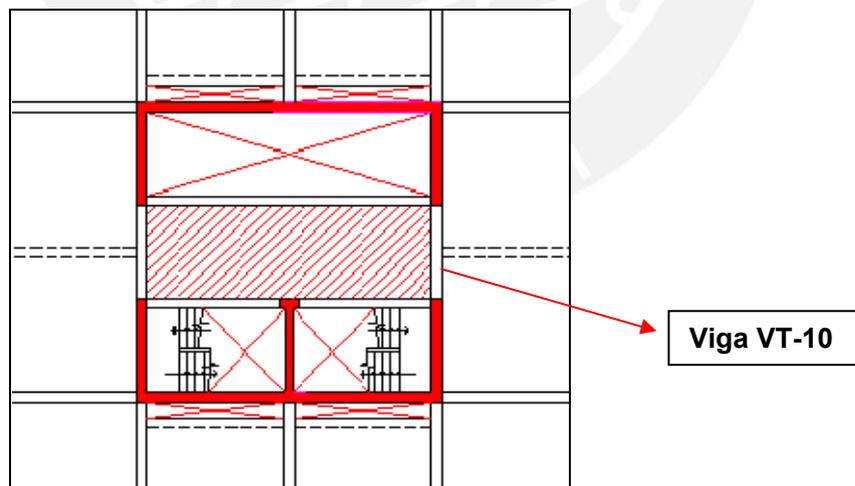


Figura 27 - Viga VT-03.

La Norma E.060 Concreto Armado publicada en 2009 introduce una serie de cambios en el diseño por fuerza cortante. Uno de estos cambios es la inclusión, para el diseño por capacidad de elementos en flexión, de un nuevo factor de amplificación para

fuerzas de sismo a emplear en las combinaciones de carga de las que se obtiene la fuerza cortante de diseño V_u .

El diseño por capacidad de las vigas es especialmente importante cuando sus luces son cortas y los momentos flectores a que están sometidas altos, que es el caso típico de vigas en corredores o pasadizos que conectan las placas principales de los edificios, es decir, el caso de la viga VT-10.

Medrado de viga VT-10:

- Peso propio = $2,400 \times .30 \times .75 + 30 = 570 \text{ kg/m}$
- Aligerado + piso terminado + cielo raso = $405 \times 2.10 = 850 \text{ kg/m}$
- Losa + piso terminado = $580 \times 1.00 = 580 \text{ kg/m}$
- Sobrecarga + tabiquería móvil = $300 \times (2.10 + 0.30) = 720 \text{ kg/m}$
- Sobrecarga de hall = $400 \times 1.00 = 400 \text{ kg/m}$

Los valores de carga en servicio para el análisis son:

- $W_{cm} = 2,000 \text{ kg/m}$
- $W_{cv} = 1,120 \text{ kg/m}$

Diseño por Flexión

Por la magnitud de las cargas del medrado realizado, la longitud de 2.90 m y por simple inspección de la planta, puede deducirse que el momento a partir del cual se calcula el refuerzo de la viga es el obtenido del análisis sísmico:

- $M_u = 59 \text{ ton} \times \text{m}$ (del análisis sísmico).
- $K_u = 41.30$
- $A_s = 25.40 \text{ cm}^2$

Se decide colocar 5 varillas de diámetro 1 pulgada.

Diseño por Cortante

Para aplicar las disposiciones que se establecen en el capítulo 21 de la Norma E.060 2009 primero debe identificarse cuál es el denominado “**sistema resistente a fuerzas laterales**” empleado en la edificación, definido en función del porcentaje que toman los muros y las columnas de los pórticos del cortante total en la base.

El sistema resistente a fuerzas laterales del edificio que se analiza es el definido en la Norma E.060 2009 como de **muros estructurales**, pues en sus placas actúa el 96% y

89% del cortante total en la base, porcentajes que corresponden a las direcciones paralelas a los ejes alfabéticos y numéricos, respectivamente.

En el capítulo 21.4.3 de la NTE E.060 2009 se establece que la fuerza cortante de diseño V_u , en vigas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de:

- La suma del cortante asociado al desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. Este requerimiento ya estaba presente en el capítulo 13.7.1.2 de la Norma E.060 de 1989.
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño del capítulo 9.2.3 con un factor de amplificación para los valores de sismo igual a 2.5.

De la condición (a) se obtiene la siguiente expresión:

$$V_{MAX} = \frac{(Mn_1 + Mn_2)}{Ln} + \frac{Wu \times Ln}{2}$$

Donde:

- Mn_1, Mn_2 Momentos nominales de la viga en los extremos de su luz libre.
- Ln Luz libre de la viga.
- Wu Carga por metro lineal amplificada.

Del metrado realizado se obtiene:

$$Wu = 1.25x(Wcm + Wcv) = 1.25x(2.0 + 1.12) = 3.90 \text{ ton / m}$$

Los momentos nominales para la viga de sección 30 x 75 cm y con un área de acero de 25.50 cm² (5 varillas de una pulgada de diámetro) son:

$$Mn_1 = Mn_2 = 59.30 \text{ ton x m}$$

Reemplazando, con una luz libre de 2.90 m, se obtiene:

$$V_{MAX} = \frac{(59.30 + 59.30)}{2.90} + \frac{3.90 \times 2.90}{2} = 40.90 + 5.66 = 46.55 \text{ ton}$$

La condición (b) implica que V_u se obtiene de las siguientes combinaciones:

- $U = 1.25 (CM + CV) \pm 2.5CS$
- $U = 0.9 CM \pm 2.5 CS$

Los valores de cortante sísmico en la viga VT-10 son del orden de 30 ton en los pisos intermedios del edificio. Esto significa que, de emplearse los factores de la condición (b), el orden de magnitud del cortante de diseño V_u será de 80 ton, muy por encima de las 46.55 ton de la condición (a).

Luego, para el diseño se empleará **$V_u = 46.55$ toneladas.**

- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 30 \times 69 / 1000 = 15.60 \text{ ton}$
- $V_s = (V_u - \phi V_c) / 0.85 = 36.41 \text{ ton.}$
- $2.1 \times \sqrt{280} \times 30 \times 69 / 1000 = 72.74 \text{ ton}$

Para estribos de $\frac{1}{2}$ " se obtiene el siguiente espaciamiento:

$$s = \frac{A_v \circ F_y \circ d}{V_s} = \frac{2 \times 1.29 \times 4200 \times 69}{36410} = 20.53 \text{ cm}$$

Se opta por estribos espaciados cada 15 cm en toda la luz de la viga.

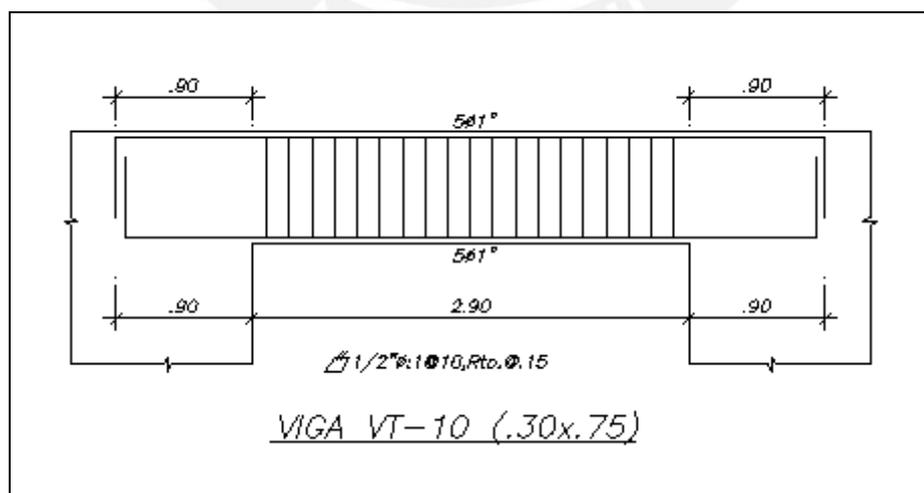


Figura 28 – Armado de viga VT-10.

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE COLUMNAS

9.1 Introducción.

Las columnas son los elementos verticales que soportan carga axial y flexión. Las características que presentan las columnas del edificio se describieron en el **capítulo 3.8** y se concluyó que tanto sus dimensiones como refuerzo responden principalmente a carga vertical debido a la presencia de grandes placas o muros de corte en el núcleo del edificio.

9.2 Diseño por flexo compresión.

El cálculo de la cuantía necesaria para las columnas se hace utilizando hojas de cálculo con la siguiente entrada de datos: geometría de la columna, características del concreto, características del acero de refuerzo y sollicitación a que está sujeta la columna (M_u , P_u). Para el caso de las columnas de la esquina de la planta la sollicitación incluye dos valores de momento en tanto son columnas que trabajan a flexión biaxial.

9.3 Diseño por corte.

Las expresiones utilizadas para el diseño por corte de columnas son las mismas que se utiliza para el diseño por resistencia de las vigas, con la salvedad de la inclusión de la carga axial en el cálculo de la resistencia del concreto V_c :

$$V_c = 0.53 \circ \sqrt{f'c} \circ \left(1 + \frac{Nu}{140 \circ Ag} \right) \circ bw \circ d$$

El diseño por corte de las columnas se realiza utilizando la Norma E.060 2009, de manera análoga a lo desarrollado en el ejemplo del **capítulo 8.3**.

9.4 Ejemplo de diseño de columnas.

Se presenta el diseño, para el primer y último piso, de la columna C – 2 cuya sección es de 60 x 60 cm y que se encuentra ubicada en la intersección de los ejes 1 y B.

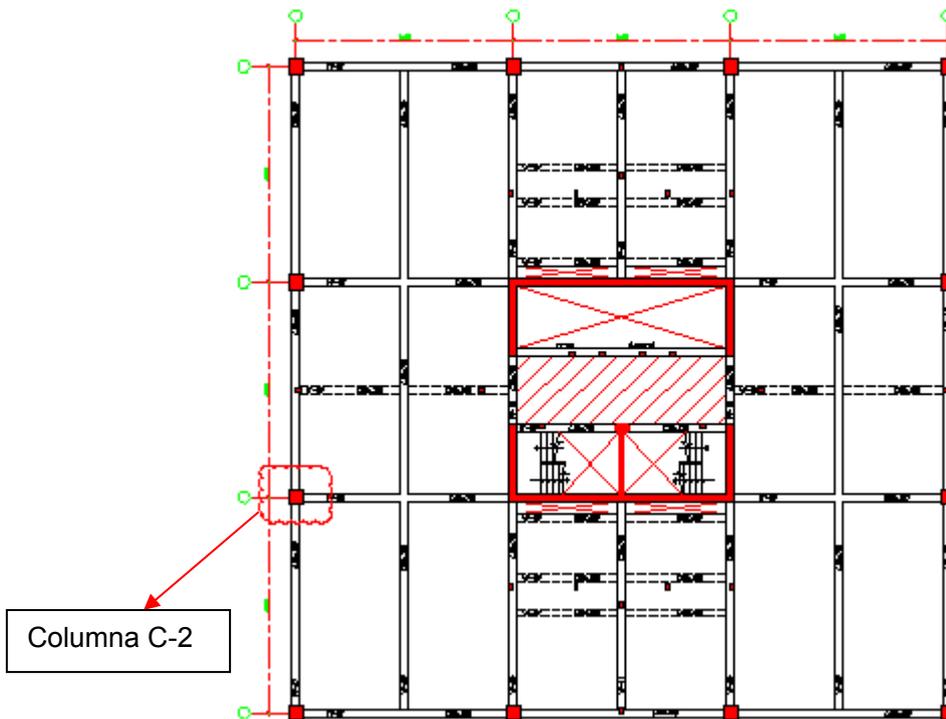


Figura 29 – Ubicación de la columna C-2.

Diseño por flexo compresión

Usando las combinaciones de la Norma E.060, se obtiene las siguientes cargas para el diseño:

	Pu (ton)	Mu (ton x m)
Piso 1	673	20
	560	23
Piso 10	45	30
	26	23

A continuación se muestra los diagramas de interacción (a nivel de resistencia) de la columna C-2 asociados a unas cuantías del 2.30% y 0.60%, que son los valores

mínimos necesario para satisfacer la demanda de resistencia impuesta por las cargas actuantes en los pisos 1 y 10, respectivamente.

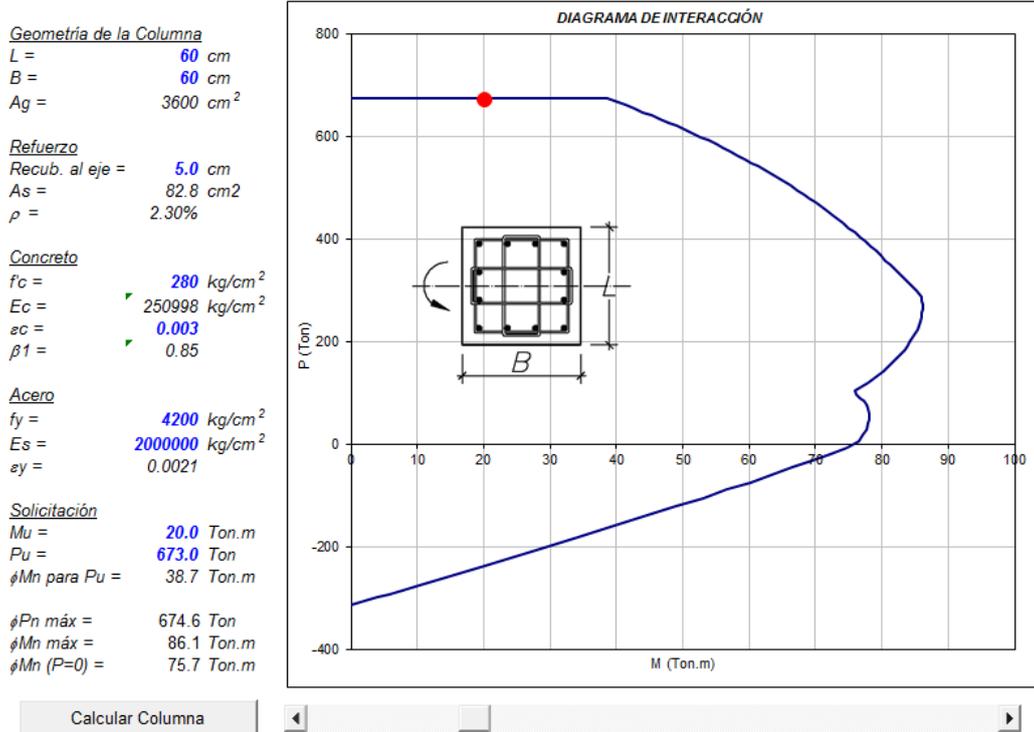


Figura 30 - Diagrama de interacción de la columna C-2 para el piso 1.

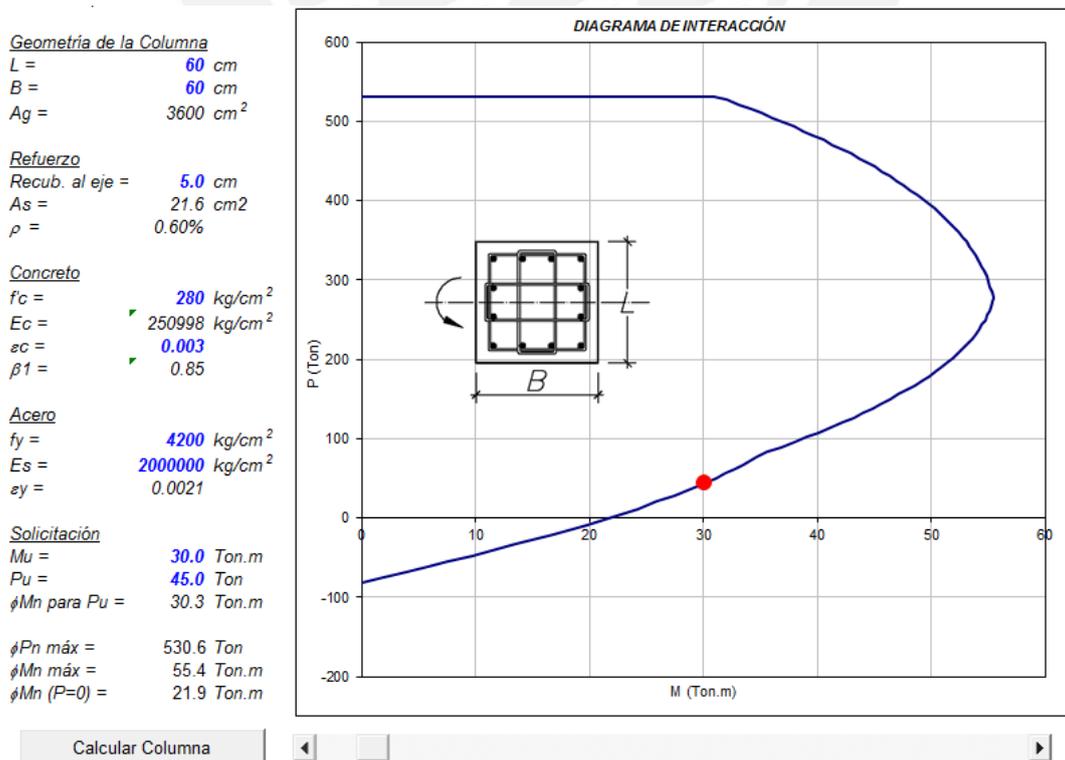


Figura 31 - Diagrama de interacción de la columna C-2 para el piso 10.

De acuerdo a las cuantías obtenidas se escoge el siguiente refuerzo:

- Piso 1: 16 varillas de 1", equivalentes a una cuantía de 2.27 %.
- Piso 10: 12 varillas de 3/4", equivalentes a una cuantía de 0.95 %.

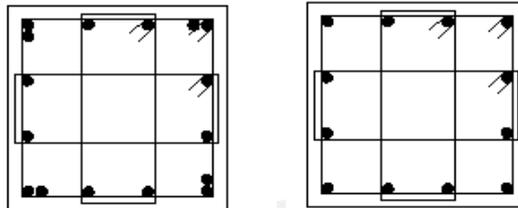


Figura 32 - Distribución de la armadura de la columna C-2 en los pisos 1 y 10.

Diseño por Cortante

En el **capítulo 8.3** se estableció que el sistema resistente a fuerzas laterales de la estructura es de muros laterales y que la fuerza cortante de diseño V_u a utilizar corresponderá al menor de los valores que se obtenga de las condiciones (a) y (b) del capítulo 21.4.3 de la Norma E.060 2009.

A diferencia de lo que sucede en las vigas, en que el menor valor de cortante V_u se obtiene de la condición (a), es de esperarse que para las columnas ocurra lo contrario. Esto debido a que la sección de las columnas es relativamente grande si se compara el cortante nominal a ellas asociado con el cortante proveniente del análisis sísmico, de magnitud muy reducida por la presencia de las grandes placas del centro de la planta.

Para verificar que se cumple lo descrito en el párrafo anterior se calcula y compara, para el último piso del edificio, los valores de V_u de las dos condiciones del capítulo 21.4.3 de la Norma E.060 2009:

Para calcular el cortante de la condición (a) se presenta el diagrama de interacción de la columna C-2 en el piso 10 (12 varillas de 3/4"). Se muestran las resistencias nominales y las de diseño así como los puntos correspondientes a las resistencias requeridas (triángulos en la parte inferior del diagrama).

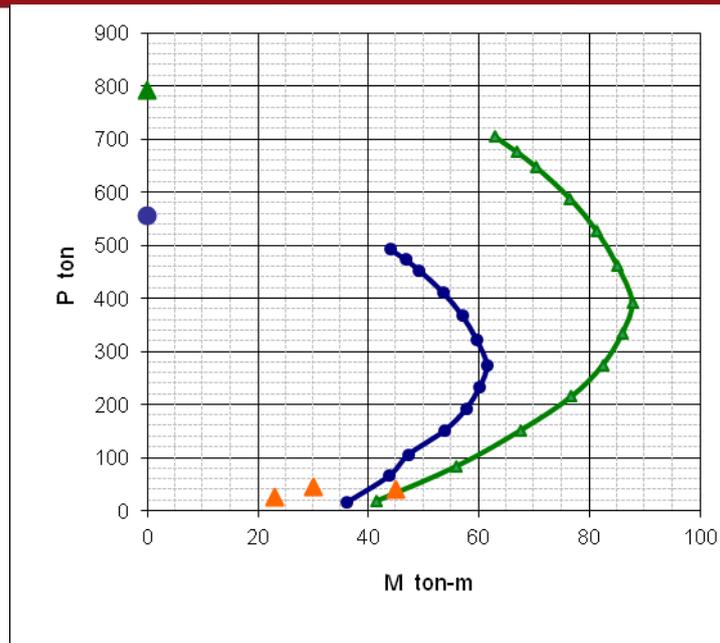


Figura 33 - Diagrama de interacción nominal de la columna C-2 para el piso 10.

Con el diagrama de interacción presentado en la **Figura 33** se calcula las resistencias nominales para los diversos valores de P_u . Por equilibrio de la columna, asumiendo que esta trabaja en doble curvatura, se calcula la fuerza cortante que debe usarse para el diseño:

$$V_U = \frac{(Mn_i + Mn_s)}{h_n}$$

Donde:

- Mn_i , Mn_s Momento nominal en el extremo inferior de la columna.
- Mn_s Momento nominal en el extremo superior de la columna.
- h_n Altura libre de la columna.

Reemplazando, para un momento nominal de 45 ton x m asociado a una carga en rotura de 40 ton y una altura libre de $3.35 - 0.75 = 2.60$ m, se obtiene:

$$V_U = \frac{(45 + 45)}{2.60} = 34.60 \text{ ton.}$$

El cortante de la condición (b) se obtiene de:

- $U = 1.25 (CM + CV) \pm 2.5CS$

Reemplazado:

$$- Vu = 1.25 \times (9.40 + 2.80) + 2.5 \times 5.6 = 29.25 \text{ ton}$$

Como se esperaba, el valor de **Vu = 29.30 ton** se obtuvo de la condición (b). Si bien la diferencia es relativamente pequeña, esta se acentúa en los pisos inferiores en que la cuantía de la columna es mayor y por ende también su capacidad de flexión instalada.

Luego,

$$- \phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times \left(1 + \frac{48000}{140 \times 60 \times 60} \right) \times 60 \times 54 / 1000 = 26.75 \text{ ton}$$

$$- Vs = (Vu - \phi Vc) / 0.85 = 3.0 \text{ ton.}$$

$$- 2.1 \times \sqrt{280} \times 60 \times 54 / 1000 = 113.85 \text{ ton}$$

Para estribos de 3/8" el espaciamiento que se obtiene es:

$$- s = \frac{Av \circ Fy \circ d}{Vs} = \frac{4 \times 0.71 \times 4200 \times 54}{3000} = 215 \text{ cm}$$

En consecuencia, se colocan estribos múltiples diámetro 3/8" con un espaciamiento máximo de 30 cm y, adicionalmente, se define una zona de confinamiento de 60 cm de longitud con estribos espaciados cada 10 cm, de acuerdo al artículo 21.4.5.3 de la Norma E.060 2009.

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE PLACAS

10.1 Introducción.

Las placas o muros de corte son los elementos estructurales que absorben la carga lateral producida por un sismo, ya que dada su gran rigidez reciben una buena parte de la fuerza sísmica total.

10.2 Diseño por flexo compresión.

Para el diseño por flexo compresión son aplicables los lineamientos generales establecidos por la Norma E.060 1989 para elementos en flexo compresión.

El refuerzo vertical asumido se distribuye a lo largo de la placa concentrándose mayor refuerzo en los extremos, donde se ubican los denominados núcleos confinados. Una vez escogido el refuerzo a colocar, se genera el diagrama de interacción de la sección y se verifica que este satisfaga la demanda de resistencia representada por los puntos (Pu, Mu).

Se debe tener presente que, si la placa no fuese simétrica respecto del eje perpendicular a la dirección de análisis, se deberá generar no uno sino dos diagramas para esta dirección, un para cada sentido del sismo.

10.3 Diseño por corte.

En el capítulo 21.9.5.3 de la Norma E.060 2009 se establece que la fuerza cortante última de diseño (V_u) debe ser mayor o igual que el cortante último proveniente del análisis (V_{ua}) amplificado por el cociente entre el momento nominal asociado al acero colocado (M_n) y el momento proveniente del análisis (M_{ua}), es decir:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Debe tenerse en cuenta que esta amplificación del cortante último, en función de la capacidad en flexión instalada de la placa, no es aplicable a toda la altura del edificio.

En la Norma E.060 1989 figura un factor adicional en la expresión para el cálculo del cortante de diseño V_u , el denominado factor de amplificación dinámica cuyo valor depende del número de pisos del edificio. Sin embargo, el uso de este factor nunca fue común en la práctica profesional ya que lleva a la obtención de valores de cortante poco razonables, más aún si se tiene en cuenta que el valor de cortante obtenido del análisis sísmico no puede ser amplificado por un valor superior al del coeficiente de reducción empleado en dicho análisis “R”.

10.4 Ejemplo de diseño de placas.

Se muestra el diseño de la Placa 2, que alberga el núcleo de ascensores del edificio y se encuentra ubicada en el eje C, entre los ejes 2 y 3.

La Placa 2 tiene una sección en forma de “C” con el alma orientada en la dirección paralela a los ejes alfabéticos y un espesor constante de 30 cm.

La metodología que se sigue para el diseño de la placa es la siguiente:

- Se calcula el diseño de las alas de la sección (orientadas en la dirección “Y”).
- Partiendo del refuerzo hallado para las alas de la sección, se realiza el diseño del alma.

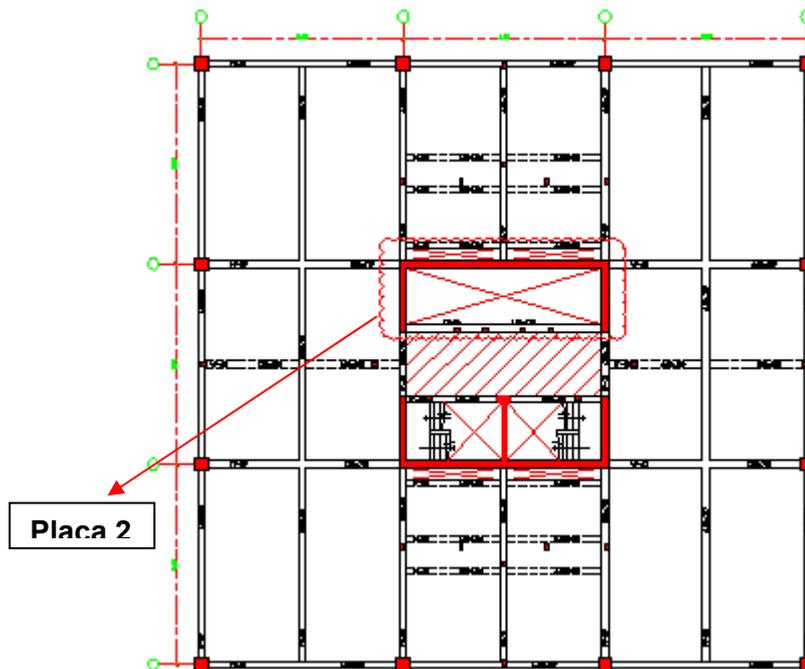


Figura 34 - Ubicación en planta de la Placa 2.

a) **Diseño de la Placa 2 en la dirección “Y”.**

La geometría de la Placa 2, en función de la dirección que se analice y en consistencia con las secciones ingresadas en el modelo construido para el análisis sísmico, es la siguiente:

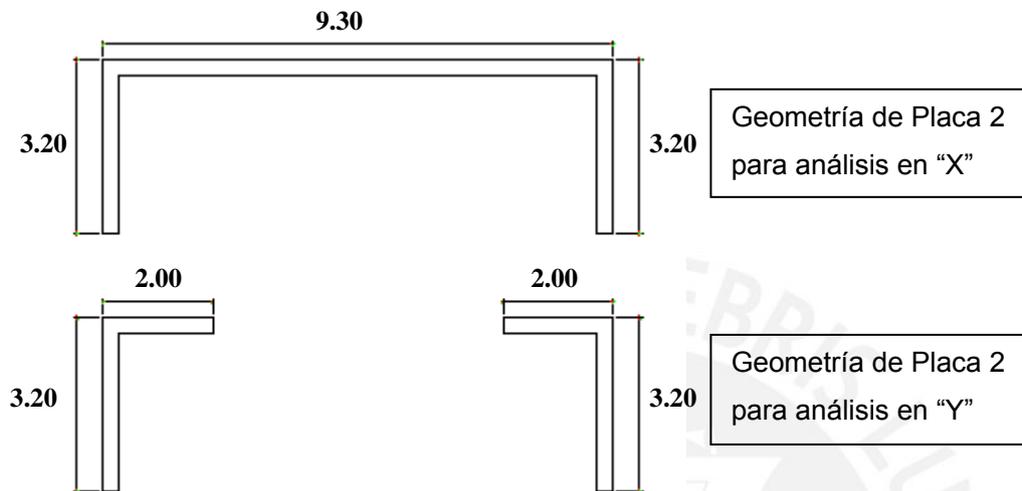


Figura 35 - Geometría de la Placa 2 para análisis. El espesor es de 30 cm.

Diseño por flexo compresión

Usando las combinaciones de la Norma E.060 1989, se obtiene las siguientes cargas para el diseño:

PD (ton)	PL (ton)	PS (ton)	Pu (ton)	Mu (ton x m)
525	162	204	217	610
			1113	610

En el diagrama de interacción de Placa 2 en la dirección “Y” que se presenta en la **Figura 36** se aprecia cuatro curvas, dos rojas y dos azules. Las curvas rojas son el diagrama de interacción nominal y de diseño para el caso en que el ala de la sección está en compresión y las curvas azules lo propio para el caso en que el ala está en tracción.

Las características del refuerzo (diámetro y distribución de las varillas) empleado para la generación del diagrama de interacción de la placa son las siguientes:

- Un núcleo de 60 cm en el extremo libre del alma con 8 fierros de 1".
- Un núcleo de 60 cm en el encuentro de alma y ala con 10 fierros de 3/4".
- Dos capas de 1/2" espaciadas cada 25 cm como refuerzo distribuido tanto en el alma como en el ala.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

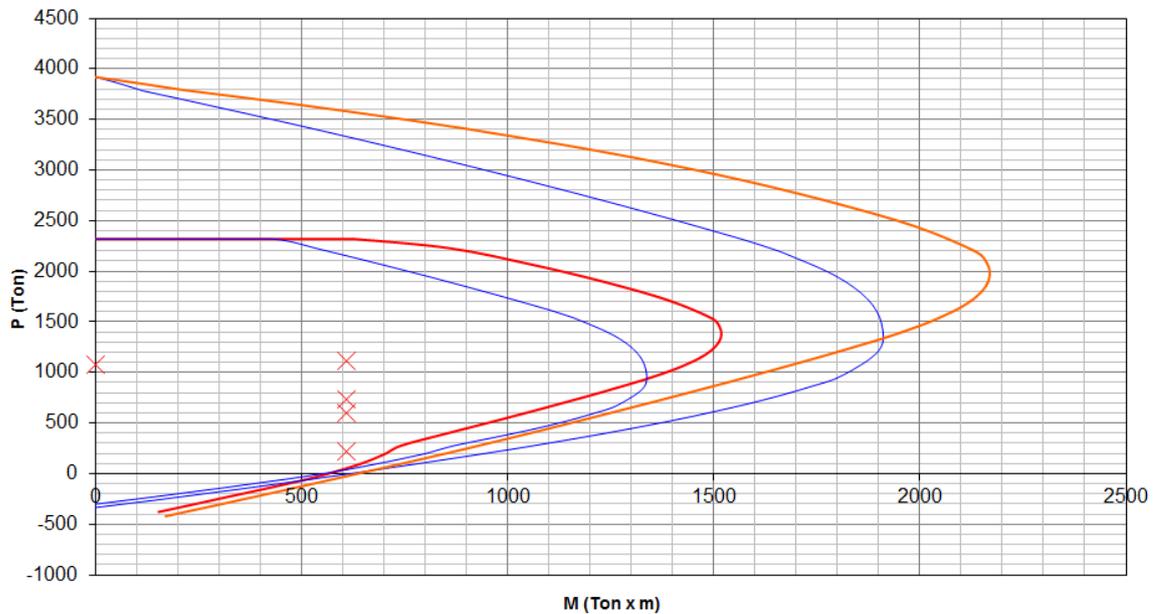


Figura 36 - Diagrama de interacción de una de las alas de la Placa 2 en la dirección "Y"

Diseño por Cortante

El cortante último de diseño se encuentra con la siguiente relación:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Donde:

- Del análisis sísmico: $M_{ua} = 610 \text{ ton x m}$ y $V_{ua} = 100 \text{ ton}$.
- Para $P_u = 730 \text{ ton}$: $M_n = 1630 \text{ ton x m}$.

Reemplazado,

- $V_u = 100 \times (1630/610) = 267 \text{ ton}$

Luego,

- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 30 \times 0.8 \times 320 / 1000 = 57.90 \text{ ton}$
- $V_s = (V_u - \phi V_c) / 0.85 = 246 \text{ ton}$

Verificando que no se exceda el valor máximo de V_n que permite la Norma:

- $V_n = V_s + V_c = 246 + 57.9 / 0.85 = 314 \leq 2.6 \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d = 334 \text{ ton}$

El refuerzo horizontal necesario consiste en dos mallas de 5/8" espaciadas cada 18 cm.

b) Diseño de la Placa 2 en la dirección "X"

Para esta dirección se analizará la sección completa de la placa, partiendo del refuerzo elegido para las alas de la placa.

Diseño por flexo compresión

Usando las combinaciones de la Norma E.060 1989, se obtiene las siguientes cargas para el diseño:

PD (ton)	PL (ton)	PS (ton)	Pu (ton)	Mu (ton x m)
1350	380	0	2162	6513
			1216	6513

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

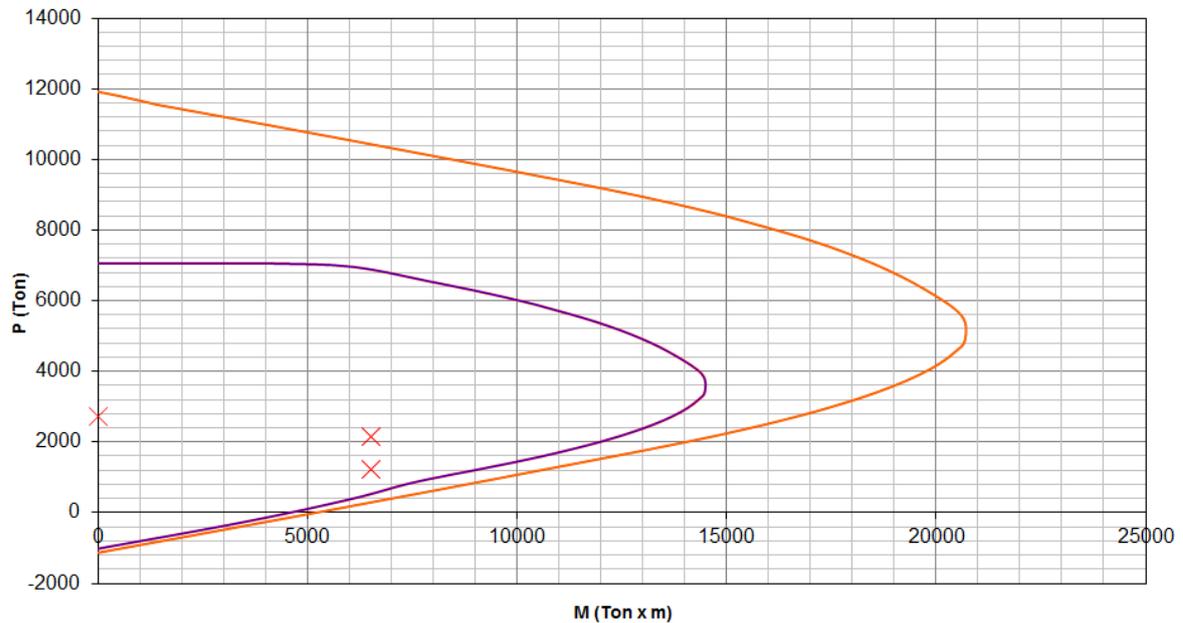


Figura 37 - Diagrama de interacción de la Placa 2 para sismo en “X”.

El diagrama de interacción mostrado en la **Figura 37** fue generado con el mismo refuerzo descrito para el análisis del ala de la placa en la dirección “Y”.

Se verifica que no hay necesidad de incrementar el acero de los núcleos ni el refuerzo distribuido hallados del análisis para la dirección “Y”.

Diseño por Cortante

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}}$$

- Del análisis sísmico: $M_{ua} = 6513 \text{ ton}\cdot\text{x m}$ y $V_{ua} = 344 \text{ ton}$.
- Para $P_u = 2162 \text{ ton}$: $M_n = 14500 \text{ ton x m}$.

Reemplazado,

- $V_u = 344 \times (14500/6513) = 766 \text{ ton}$

Luego,

- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 30 \times 0.8 \times 930 / 1000 = 168.25 \text{ ton}$
- $V_s = (V_u - \phi V_c) / 0.85 = 703 \text{ ton}$

Verificando que no se exceda el valor máximo de V_n que permite la Norma:

$$- V_n = V_s + V_c = 703 + 168.25/0.85 = 900 \leq 2.6\sqrt{f'c} \cdot t \cdot d = 971 \text{ ton}$$

El refuerzo horizontal necesario es de dos mallas de 5/8" espaciadas cada 18 cm, el mismo que se calculó para el análisis de la placa en la otra dirección.

Diseño por Cortante según la NTE E.060 de 2009

Con fines comparativos se calcula el refuerzo por corte de la Placa 2, para el primer piso y en la dirección paralela a los ejes alfabéticos, siguiendo los lineamientos del capítulo 21.9 de la Norma E.060 vigente.

Las variables a considerar son:

- A_{cw} Área de corte de la sección transversal del muro.
- h_m Altura total del muro.
- l_m Longitud total del muro.
- α_c Coeficiente definido en función de $\left[\frac{h_m}{l_m} \right]$

El aporte del concreto V_c no debe ser mayor que:

$$- V_c = A_{cw} \times (\alpha_c \times \sqrt{f'c})$$

Con:

- $A_{cw} = (300 \times 9300) = 2,790,000 \text{ mm}^2$.
- $\left[\frac{h_m}{l_m} \right] = (33.50 / 9.30) = 3.60$
- $\alpha_c = 0.17$

Reemplazando:

$$- V_c = 2790000 \times (0.17 \times \sqrt{28}) = 2,510 \text{ KN} = 255 \text{ ton}$$

El cortante último de diseño es el calculado anteriormente:

$$- V_u = 766 \text{ ton}$$

Se verifica el cumplimiento de:

$$- V_n = \frac{V_u}{\phi} \leq 0.83 \times \sqrt{f'c} \times A_{cw} = 1250 \text{ ton}$$

Luego,

$$- V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 646 \text{ ton}$$

Para definir las expresiones a utilizar en el cálculo de V_s se verifica que:

$$- V_u > 0.085 \times \sqrt{f'_c} \times A_{cw} = 1255 \text{ KN} = 128 \text{ ton}$$

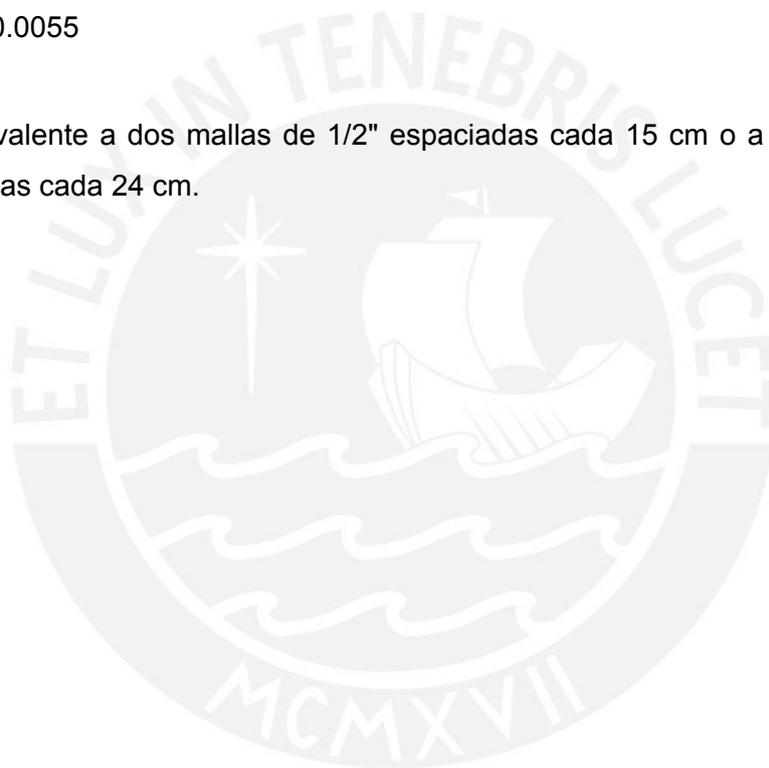
La resistencia del acero V_s se calcula entonces con la expresión:

$$- V_s = A_{cw} \times \rho_h \times f_y$$

Reemplazado,

$$- \rho_h = 0.0055$$

Cuantía equivalente a dos mallas de 1/2" espaciadas cada 15 cm o a dos mallas de 5/8" espaciadas cada 24 cm.



CAPÍTULO 11: DISEÑO DE CIMENTACIONES

11.1 Introducción.

El suelo sobre el que se cimienta el edificio que se analiza está formado por la grava típica de Lima, cuya capacidad portante a una profundidad mínima de 1.20 m por debajo del nivel natural es de 4 Kg/cm².

Las cimentaciones de este edificio son zapatas aisladas, tanto para las columnas cuadradas del perímetro del edificio como para las placas de su núcleo. Se verifica que no exista traslape de las zapatas de las placas, en caso este se dé, se trabaja con una zapata de tipo combinada que agrupe a las dos placas.

11.2 Criterios de diseño.

Se define la dimensión de las cimentaciones de manera que no se exceda la presión admisible del terreno. Para los estados de carga en que interviene sismo se permite considerar un incremento del 30% de la presión admisible, de acuerdo con lo establecido en el capítulo 16.1.5 de la Noma E.060.

Para la etapa de dimensionamiento de las cimentaciones, las cargas provenientes del análisis sísmico deben ser multiplicadas por 0.80 para llevarlas a nivel de servicio.

Definida la geometría de la cimentación se lleva a rotura las cargas actuantes y se escoge un peralte que satisfaga las verificaciones por corte y punzonamiento. Finalmente se calcula el refuerzo necesario por flexión.

11.3 Ejemplo de diseño de cimentación.

Se presenta el diseño de la zapata de la Placa 2, cuyas características y diseño figuran en el **capítulo 10.4** de este documento.

Los valores a utilizar en el diseño, aplicando reducción de carga viva de acuerdo al capítulo 3.5 de la Norma de Cargas E.020, son los siguientes:

	PD (ton)	PL (ton)	PS (ton)	MS (ton x m)
Dirección X-X	1350	190	0	5210
Dirección Y-Y	1350	190	204 x 2	490 x 2

Tabla 13 – Cargas para diseño de cimiento de Placa 2.

Dimensionamiento de la zapata en la dirección “X”

Se define una zapata rectangular de las siguientes características:

- B = 5.30 m.
- L = 13.30 m.
- Peralte = 1.20 m.
- Profundidad de cimentación = 3.70 m.
- Peso volumétrico de la tierra = 1.80 ton / m³.
- Peso volumétrico del concreto armado = 2.40 ton / m³.

Las presiones actuantes en el terreno se obtienen con la expresión:

$$\sigma = \sigma_p \pm \sigma_M$$

Donde:

$$\sigma_p = \left(\frac{P}{B \times L} \right) \quad y \quad \sigma_{PM} = \left(\frac{6 \times M}{B \times L^2} \right)$$

Reemplazando con los valores de la **Tabla 13**:

$$\sigma = \sigma_p \pm \sigma_M = 29.33 \pm 33.34 \text{ Ton/m}^2$$

Al restar la componente de momento de la de carga vertical en la expresión anterior se obtiene un valor negativo, esto significa que existen tracciones en el terreno, algo físicamente imposible. Cuando se presenta este escenario ocurre una redistribución del diagrama de presiones, y la expresión que se emplea para el cálculo de la presión máxima en el terreno es la propuesta por Meyerhoff correspondiente al método denominado del “área equivalente” (**referencia 10**):

$$\sigma = \frac{P}{2B \left(\frac{L}{2} - e \right)}$$

Presión actuante sobre el terreno para una distribución uniforme.

Reemplazado en la ecuación anterior se obtiene:

$$\sigma = 47.16 \text{ ton/m}^2 \dots\dots\dots \text{Para una excentricidad de 2.53 m.}$$

Valor inferior al establecido como máximo para estados de carga con sismo ($1.30 \times 40 = 52 \text{ ton/m}^2$).

Verificación de la dimensión hallada para un análisis en la dirección "Y"

Las características de la zapata son las mismas que se utilizó para el análisis en la dirección "X".

Las presiones actuantes en el terreno se obtienen con las expresiones:

$$(a) \quad \sigma_1 = \sigma_{P1} \pm \sigma_M$$

$$(b) \quad \sigma_2 = \sigma_{P2} \pm \sigma_M$$

La expresión (a) corresponde al estado de carga en que el axial de sismo se suma a los axiales de carga vertical y la expresión (b) corresponde al estado de carga en que el axial de sismo se resta de los axiales de carga vertical.

Reemplazando en (a) y (b):

$$\sigma_1 = \sigma_{P1} \pm \sigma_M = 35.02 \pm 15.74 = [50.75, 19.28] \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_{P2} \pm \sigma_M = 23.44 \pm 15.74 = [39.18, 7.70] \text{ ton/m}^2$$

Se verifica que en ambos casos no se presentan tracciones y que los valores máximos están por debajo de 52 ton/m^2 .

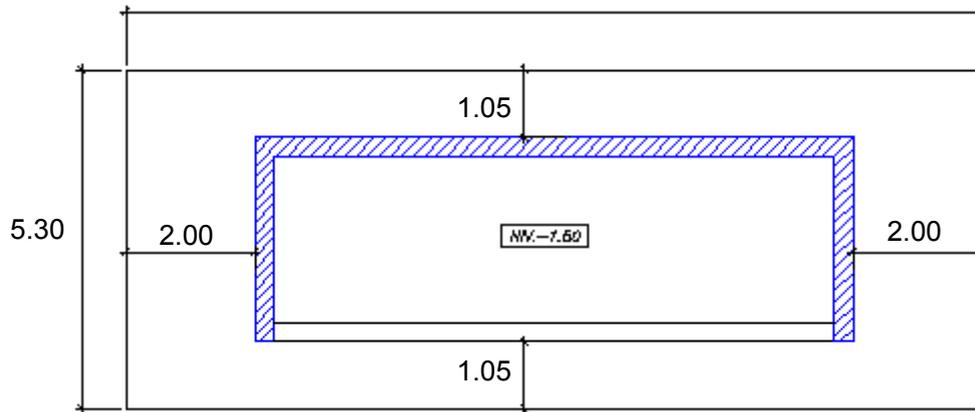


Figura 38 – Zapata de Placa 2.

Diseño por flexión

Para una longitud en volado de 2.00 m:

- $Q_u = 1.25 \times 50.75 = 64 \text{ ton} / \text{m}^2$. Valor obtenido observando los esfuerzos de la etapa de dimensionamiento.
- $M_u = (64) \times 2.00 \times 2.00 / 2 = 128 \text{ ton} \times \text{m}$
- Para $h = 120 \text{ cm}$ y $d = 110 \text{ cm}$:
- $K_u = 10.60$, $A_s = 31.60 \text{ cm}^2$

Se escoge un refuerzo por flexión de 1" espaciado a 15 cm.

Verificación por Fuerza Cortante

- $V_u = 64 \times 1.00 \times (2.00 - 1.10) = 57.60 \text{ ton}$.
- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 110 = 82.92 \text{ ton}$

Verificación por Punzonamiento

Parámetros a utilizar:

- $B_0 = 2 \times (9.30 + 1.10) + 2 \times (3.20 + 1.10) = 29.40 \text{ m}$
- $A_0 = (9.30 + 1.10) \times (3.20 + 1.10) = 44.0 \text{ m}^2$
- $\beta_c = 9.30/3.20 = 2.90$

El cortante por punzonamiento viene dado por:

- $V_u = Q_u \times (A - A_0)$

Reemplazando:

- $V_u = 64 \times (5.30 \times 13.30 - 44) = 1,695 \text{ ton}$

La resistencia del concreto es:

$$- \phi V_c = 0.85 x \left(0.53 + \frac{1.06}{\beta_c} \right) x \sqrt{f'_c} x B_0 x d$$

Reemplazando:

$$- \phi V_c = 0.85 x 0.90 x \sqrt{280} x 2940 x 110 / 1000 = 4,140 \text{ ton}$$



CAPÍTULO 12: DISEÑO DE LAS ESCALERAS

Con los datos obtenidos del predimensionamiento y del metrado de cargas se diseña las escaleras.

Cada tramo típico de las escaleras del edificio está formado por: dos tramos horizontales de 1.00 m al inicio y final correspondientes a los descansos y un tramo inclinado entre los dos anteriores cuya longitud, medida horizontalmente, es de 2.25 m (Figura 39).

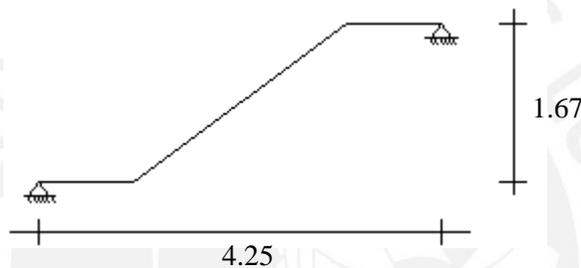


Figura 39 - Modelo de tramo típico de escalera.

Para el diseño se consideró una carga uniformemente en rotura de 1.77 ton / m, y que corresponde al tramo de mayor peso, el inclinado.

- $M_u = 1.77 \times 4.25 \times 4.25 / 8 = 4.00 \text{ ton} \times \text{m}$
- $K_u = 20.30$, $A_s = 7.90 \times 1.24 \text{ (ancho de escalera)} = 9.42 \text{ cm}^2$.

Se escoge 8 varillas de 1/2" para momento positivo y 7 varillas de 3/8" para momento negativo.

CAPÍTULO 13: DISEÑO DE LA CASA DE MÁQUINAS

Esta estructura se encuentra sobre la caja de los ascensores en el último nivel. Se analiza y diseña las losas de su piso y techo.

a) Diseño de la losa de piso.

El espesor de losa es de 17 cm y por su geometría trabaja únicamente en la dirección “Y”.

Metrado:

- Peso propio = $2.4 \times .17 = 0.41 \text{ ton / m}^2$
- Piso terminado = 0.10 ton / m^2
- S/C = 0.80 ton / m^2
- Carga última = 2.20 ton / m^2
- $M_u = 2.20 \times 2.6 \times 2.6 / 8 = 1.90 \text{ ton x m}$
- $K_u = 6.60, A_s = 3.0 \text{ cm}^2$

Se escoge doble malla de 3/8” espaciada cada 20 cm en la dirección “Y”. Para la dirección “X” se elige el mismo refuerzo pero en la forma de una malla inferior corrida y bastones superiores.

b) Diseño de la losa de techo.

El espesor de losa es de 15 cm y, al igual que la losa de piso, trabaja únicamente en la dirección “Y”.

Metrado:

- Peso propio = $2.4 \times .15 = 0.36 \text{ ton / m}^2$
- Piso terminado = 0.10 ton / m^2
- S/C = 0.10 ton / m^2
- Carga última = 0.87 ton / m^2

Los momentos obtenidos son muy pequeños, se opta por un armado similar al usado para la losa del piso pero con un espaciamiento mayor, es decir, doble malla de 3/8” @ 25 cm.

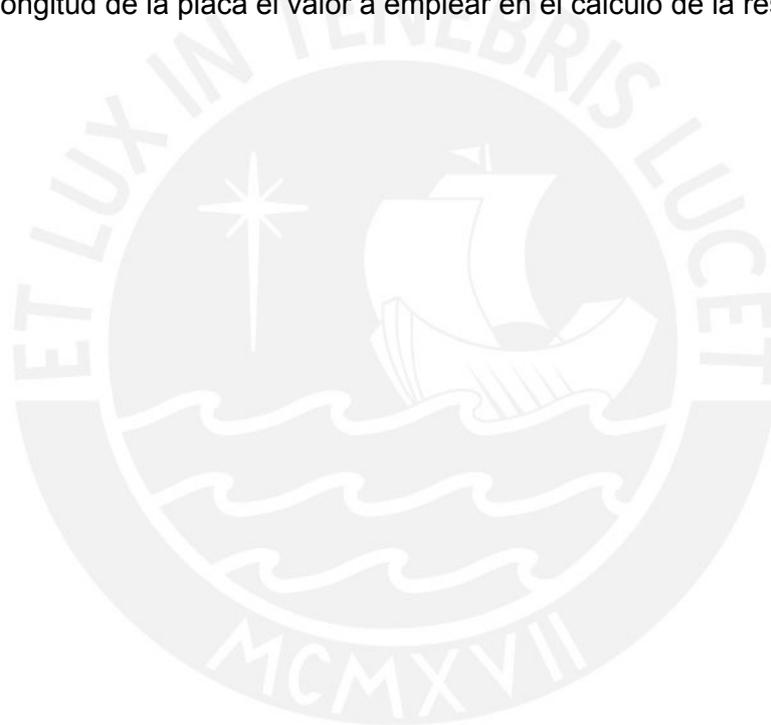


CONCLUSIONES

1. La alternativa de techado con el menor costo directo de entre las cuatro evaluadas es la de losa aligerada de 20 cm de espesor con vigas intermedias.
2. El segundo menor costo directo corresponde a la alternativa de techado con losa maciza de 15 cm de espesor con vigas intermedias.
3. Las dos alternativas de mayor costo directo son la de losa aligerada de 25 cm de espesor y la de losa maciza de 20 cm de espesor, siendo la segunda significativamente más costosa.
4. En la **Tabla 5** (página 32) se aprecia que las dos alternativas de menor costo son aquellas en que la incidencia del encofrado es mayor. Es claro entonces que la brecha entre estas dos alternativas y las dos más costosas se ampliará según se administre más eficientemente los encofrados y / o se trabaje con encofrados propios.
5. En la **Tabla 5** se aprecia también que las dos alternativas de menor costo son aquellas en que la incidencia del acero es menor. Esto es relevante debido a que el costo del acero de construcción es una variable significativa en cualquier presupuesto y que presenta cierta volatilidad debido a la demanda existente del producto por países de acelerado crecimiento.
6. En última instancia y complementando lo expuesto, la determinación de la “mejor” alternativa de techado dependerá de una serie de variables que son función de las condiciones particulares de cada proyecto y cuyo análisis escapa a los alcances de este trabajo. Algunas de estas variables fueron mencionadas en el **capítulo 5.3**.
7. De haberse considerado sótanos en el proyecto, la magnitud de los momentos actuantes en las placas hubiese sido significativamente menor y por ende el tamaño de las cimentaciones de estas.
8. Se plantea la inquietud de establecer un comparativo, para edificios de características similares al estudiado en este documento, entre el costo de la cimentación sin considerar sótanos y el costo de la misma cimentación

considerando un número razonable de sótanos, esto con el objetivo de cuantificar las diferencias asociadas a la reducción de los momentos del análisis sísmico.

9. La importancia del cálculo por capacidad de la fuerza cortante de diseño en columnas y vigas. Para el edificio analizado esta condición gobernó el diseño de los estribos de las vigas entre placas.
10. Para las placas de este proyecto el uso la NTE E.060 de 2009 lleva a una menor cuantía de refuerzo por cortante respecto de la obtenida usando la NTE de 1989. Esto debido la norma antigua, en su artículo 15.4.3.2, limitaba al 80% de la longitud de la placa el valor a emplear en el cálculo de la resistencia V_c .



BIBLIOGRAFÍA

1. ININVI. 1989. Norma Técnica de Edificación E.060, Concreto Armado. Instituto Nacional de Investigación y Normalización de Vivienda. Lima, Perú.
2. SENCICO. 2009. Norma Técnica de Edificación E.060, Concreto Armado. Reglamento Nacional de Construcciones.
3. Normas Peruanas de Estructuras. Normas de Estructuras – Fondo Editorial ICG – 2002.
4. Gianfranco Ottazzi Pasino. 2012. Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Décimo tercera Edición. Fondo Editorial PUCP.
5. Antonio Blanco Blasco. 1997. Estructuración y Diseño de Edificios de Concreto Armado. Segunda. Edición. Colección del Ingeniero Civil, Libro 2.
6. Antonio Blanco Blasco. Apuntes de clase de Concreto Armado 2.
7. Kalmanok., A.S. Manual para cálculo de placas – Editora Inter Ciencia – 1961.
8. Bares, Richard. Tablas para el cálculo de placas y vigas pared – Editora Gustavo Gili – 1970.
9. Grupo S10. Revista Costos, N° 223. Octubre de 2012.
10. Meyerhoff, G. G., 1953. The bearing capacity of footing under eccentric and inclined loads. Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich 1, 440-444.