



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE NUEVE PISOS EN LA CIUDAD DE PIURA

Elmer Cabrera Cabrera

Piura, 04 de Junio de 2003

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

Junio 2003



Esta obra está bajo una [licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

UNIVERSIDAD DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA



**“ Diseño estructural en concreto armado de un edificio de nueve pisos
en la ciudad de Piura ”**

**Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil**

Elmer Cabrera Cabrera

**Asesor
Dr. Ing. Luis Gerardo Chang Recavarren**

Piura, Mayo 2003

A mis queridos padres y hermanos,
con mucho cariño, por su constante
aliento y apoyo

PROLOGO

Nuestro país se encuentra ubicado en una zona de alta actividad sísmica, debido a esto es importante que los ingenieros civiles tengan una adecuada capacidad para realizar un análisis y diseño sísmo-resistente.

El concreto armado es un material muy utilizado en nuestro medio por lo que los ingenieros civiles deben tener un debido conocimiento del comportamiento y diseño del concreto reforzado.

La teoría que sustenta el análisis estructural y la filosofía de los reglamentos que norman los diseños deben ser conocidos por todo ingeniero que se dedique al cálculo, diseño y/o construcción.

Estos fueron los motivos por los que se ha elaborado el presente trabajo, esperando que sea una guía útil para todos los que busquen orientación en este campo.

Finalmente, deseo expresar mi agradecimiento a las personas que de una u otra forma colaboraron en la realización de esta tesis y en especial a mi asesor, Mgtr. Gerardo Chang Recavarren, por su constante apoyo y consejo.

RESUMEN

El objetivo principal del presente trabajo es realizar el análisis estructural de un edificio y diseñar los principales elementos estructurales.

El trabajo se desarrolla en nueve capítulos y seis anexos, se divide en tres partes. La primera parte incluye el estudio del suelo de cimentación, estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales. La segunda parte abarca el metrado de cargas del edificio y el análisis estructural, tanto por cargas de gravedad como por cargas de sismo. La tercera parte consta del diseño de los elementos resistentes principales del edificio: aligerados, vigas, columnas, placas y cimentaciones; el diseño se ha realizado de acuerdo a las disposiciones indicadas en la norma de Concreto Armado E-060 del Reglamento Nacional de Construcciones.

El análisis sísmico del presente proyecto se realizó según la Norma Básica de Diseño Sismo-resistente-1977; en la actualidad mediante la RESOLUCION MINISTERIAL 494-97-MTC/15.04 del 14.10.97, se aprueba la actualización de la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismoresistente. En el Anexo E, se han realizado los cálculos con la nueva norma y se ha efectuado la comparación con los resultados obtenidos con la norma anterior.

Los métodos usados en el cálculo y las herramientas de ayuda (tablas, programas, ábacos, etc.) son explicados y/o mencionados a lo largo del trabajo.

INDICE GENERAL

INTRODUCCION	1
CAPITULO I : ESTUDIO DEL SUELO DE CIMENTACION	
1.1 Características del suelo	5
1.2 Estudio de factibilidad del tipo de cimentación	8
1.2.1 Pilotes	8
1.2.2 Conclusiones de la utilización de pilotes	14
CAPITULO II : ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO	
2.1 Criterios de estructuración sismo-resistente	15
2.2 Estructuración	18
2.3 Predimensionamiento	19
2.3.1 Aligerados	19
2.3.2 Vigas	19
2.3.3 Columnas	19
2.3.4 Placas	20
2.3.5 Cisterna y tanque elevado	20
2.3.6 Cuarto de máquinas	21
CAPITULO III : ANALISIS SISMICO	
3.1 Criterios sismo resistentes	23
3.2 Programa de ayuda : SAP 80	24
3.3 Determinación de las fuerzas sísmicas horizontales	25
3.4 Distribución de “ H ” en la altura del edificio	29
3.5 Efectos de torsión	29
3.6 Desplazamiento lateral	33
3.7 Momentos de volteo	34
3.8 Elementos no estructurales	36
3.9 Comprobación de la hipótesis asumida en la distribución del cortante basal	36
CAPITULO IV : ANALISIS VERTICAL	
4.1 Cargas	37
4.1.1 Carga muerta	37
4.1.2 Carga viva	38
4.1.3 Reducción por carga viva	38
4.2 Metrado y análisis estructural	38
4.2.1 Aligerados	38
4.2.2 Vigas	40
4.2.3 Columnas	45
4.2.4 Placas	49

CAPITULO V : ANALISIS Y DISEÑO DE ALIGERADOS	
5.1	Definición y características geométricas 53
5.2	Análisis 54
5.2.1	Idealización 54
5.2.2	Alternancia de cargas 54
5.2.3	Análisis estructural. Programas de ayuda 54
5.3	Diseño 55
5.3.1	Diseño por flexión 55
5.3.2	Diseño por corte 58
5.3.3	Refuerzo por contracción y temperatura 58
5.3.4	Control de deflexiones 59
5.4	Aligerados a diseñar 61
5.5	Ejemplo ilustrativo 64
CAPITULO VI : ANALISIS Y DISEÑO DE VIGAS	
6.1	Análisis 75
6.1.1	Tipos de pórticos 75
6.1.2	Requisitos generales de resistencia y servicio 76
6.1.3	Análisis estructural y ayudas en el análisis 76
6.2	Diseño 76
6.2.1	Diseño por flexión 76
6.2.2	Diseño por corte 82
6.3	Ejemplo ilustrativo 84
CAPITULO VII: ANALISIS Y DISEÑO DE COLUMNAS	
7.1	Análisis 93
7.1.1	Criterios 93
7.1.2	Problemas de esbeltez 94
7.2	Diseño 98
7.2.1	Diseño por flexocompresión 98
7.2.1.1	Flexocompresión uniaxial 98
7.2.1.2	Flexocompresión biaxial 102
7.2.2	Diseño por corte 104
7.3	Ejemplo ilustrativo 106
CAPITULO VIII: ANALISIS Y DISEÑO DE PLACAS	
8.1	Análisis 111
8.1.1	Criterios 111
8.1.2	Determinación del diagrama de interacción 112
8.1.3	Ayudas en el análisis 112
8.2	Diseño 112
8.2.1	Diseño por flexocompresión 112
8.2.2	Diseño por corte 113
8.3	Ejemplo ilustrativo 116
CAPITULO IX : DISEÑO DE CIMENTACION	
9.1	Análisis 123
9.2	Determinación del número de pilotes 124

9.3	Diseño del cabezal o zapata	125
9.3.1	Diseño por corte	125
9.3.2	Diseño por punzonamiento	125
9.3.3	Diseño por flexión	126
9.4	Vigas de cimentación	126
9.5	Ventajas de los pilotes tipo Franki	126
9.6	Ejemplo ilustrativo	127
CONCLUSIONES		131
BIBLIOGRAFIA		133
ANEXOS		135
Anexo A :	Resultados del análisis sísmico	137
Anexo B :	Resultados del análisis vertical	155
Anexo C :	Envolventes de momentos de vigas	165
Anexo D :	Diagramas de interacción de placas	177
Anexo E :	Análisis Sísmico. Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente - 1997.	183
PLANOS DEL PROYECTO		189

INTRODUCCION

El objetivo del presente trabajo es realizar el análisis estructural de un edificio y diseñar los principales elementos estructurales; así de esta manera recordar, organizar y complementar, bajo una forma de aplicación práctica, los conocimientos adquiridos en los diversos cursos básicos de la carrera.

El edificio de concreto armado es del tipo mixto, es decir conformado por una matriz aporticada provista de muros de corte; tiene nueve pisos, está ubicado en la ciudad de Piura en un terreno en esquina, rodeado por corredores y estacionamiento de vehículos. El área del edificio es de 625 m^2 ($25\text{m.} \times 25\text{m.}$).

En un proyecto de la magnitud del presente, se debe realizar un estudio de suelos. El Estudio de Mecánica de Suelos N° 127, efectuado por el Laboratorio de Estructuras y Ensayos de Materiales de Construcción de la Universidad de Piura, forma parte de la información entregada para el presente proyecto.

Se partió de una distribución arquitectónica ya definida, que cumple con algunos requisitos importantes, tales como simetría, máximo aprovechamiento de la planta, ventilación, iluminación, etc.

El primer nivel tiene dos ingresos como se puede observar en la página N°3. Todos los demás niveles tienen una planta típica, la cual se puede observar en la página N°4, ésta cuenta con ocho oficinas, cada una de las cuales posee un ambiente de recibo y un medio baño.

Todos los niveles, además, están comunicados por una escalera y mediante un sistema de ascensores que van desde el primer piso hasta la azotea.

El edificio tiene una cisterna y un tanque elevado para el abastecimiento de agua potable.

Mediante la información que proporcionó el estudio del suelo de cimentación, se hizo un análisis de factibilidad del tipo de cimentación.

Luego se procedió a estructurar y predimensionar los elementos estructurales, definiéndolos tanto en ubicación como en dimensión, de tal manera de lograr una estructura estética, segura, funcional y económica. Así se determinó el modelo estructural del proyecto.

Después se realizó el metrado de cargas de los distintos elementos estructurales y no estructurales, de acuerdo a la Norma Técnica de Edificación E-0.20 CARGAS.

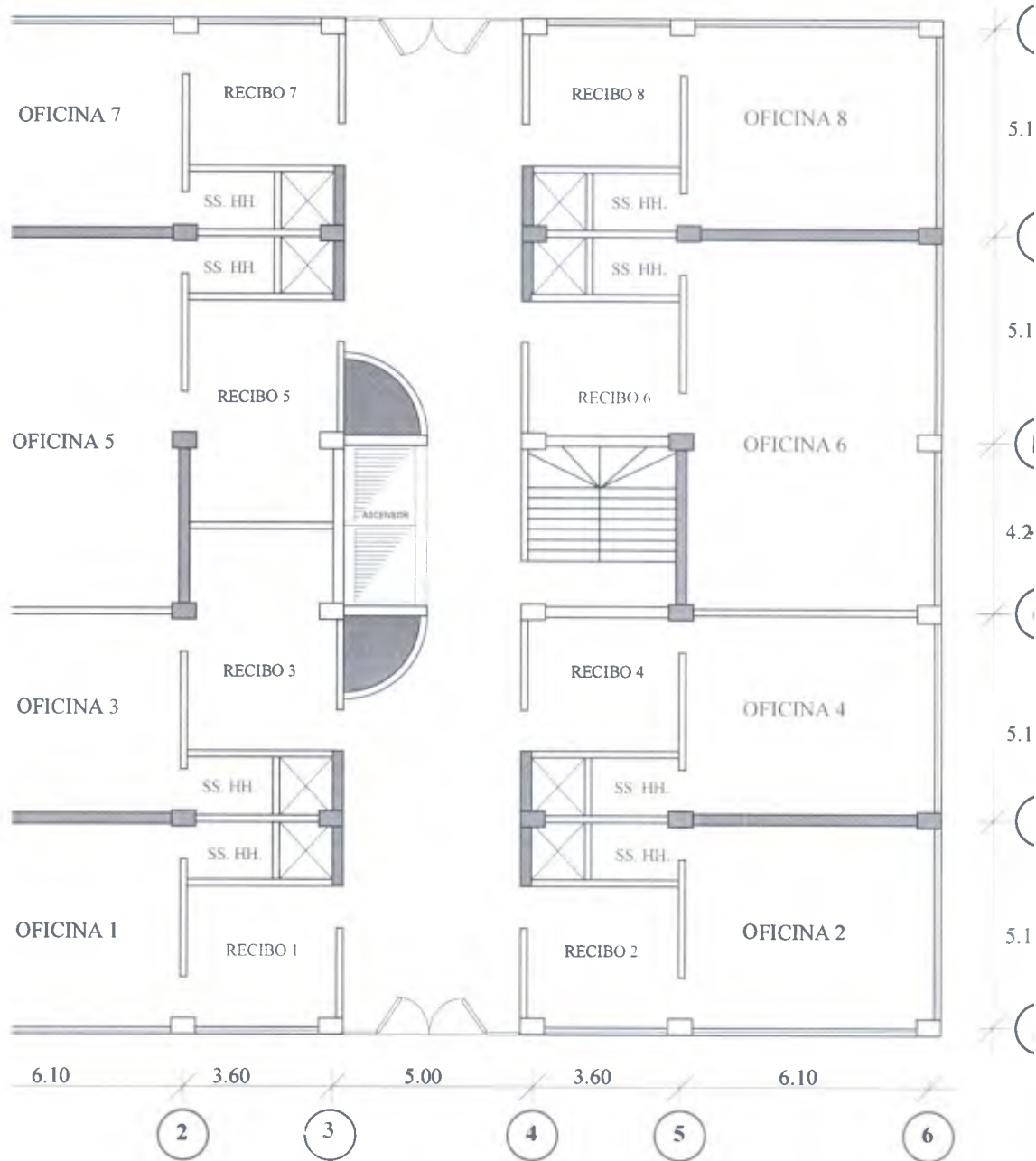
Teniendo entonces el modelo estructural y el metrado de cargas se procedió a realizar el análisis estructural en dos partes: el sísmico y el vertical. El análisis sísmico se hizo mediante el programa de análisis estructural "SAP 80", dicho programa realiza el análisis mediante un modelo tridimensional de la estructura. En el análisis vertical se utilizó el programa "PFRAME", el cual realiza el análisis mediante un modelo bidimensional de pórticos.

Terminado el análisis estructural se efectuó el diseño en concreto armado de los elementos estructurales principales. El diseño se efectuó en base a las disposiciones indicadas en la norma de Concreto Armado E-060 del Reglamento Nacional de Construcciones; para aligerados y vigas se diseñó por flexión y corte, los diagramas de envolvente de esfuerzos se efectuaron mediante una hoja de cálculo desarrollada en Microsoft "EXCEL" ; para columnas y placas se diseñó por flexocompresión y corte, en el diseño de columnas se utilizaron ábacos de los diagramas de interacción, en el caso de las placas los diagramas de interacción se efectuaron mediante una hoja de cálculo desarrollada también en Microsoft "EXCEL" ; la cimentación tuvo que ser profunda con pilotes, debido a las características del suelo de cimentación y a las elevadas cargas producidas en la base del edificio, eligiéndose pilotes del tipo Franki , por ser los más óptimos para nuestro caso.

Del tanque elevado, cuartos de máquinas y cisterna, sólo se efectuó el predimensionamiento.

Se realizaron luego los respectivos planos estructurales de todos los elementos.

El análisis sísmico del presente proyecto se realizó según la Norma Básica de Diseño Sismo-resistente-1977 ; en la actualidad mediante la RESOLUCION MINISTERIAL 494-97-MTC/15.04 del 14.10.97, se aprueba la actualización de la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismoresistente. En el Anexo E, se han realizado los cálculos con la nueva norma y se ha efectuado la comparación con los resultados obtenidos con la norma anterior.



PLANTA PRIMER NIVEL



PLANTA TIPICA : 2° - 9° NIVEL

CAPITULO 1

ESTUDIO DEL SUELO DE CIMENTACION

Todas las obras de ingeniería tienen una acción activa sobre el suelo a través de las cargas que se aplican. Estas cargas pueden variar en su intensidad y forma de aplicación (concentrada, distribuida, etc.).

El estudio de suelos debe proveer información suficiente para que el ingeniero proyectista pueda efectuar los análisis apropiados, de tal manera que los suelos soporten las cargas con factores de seguridad adecuados y sin que ocurran asentamientos perjudiciales.

1.1 CARACTERISTICAS DEL SUELO

De acuerdo al estudio de suelos N° 127, del Laboratorio de Estructuras y Ensayos de Materiales de la Universidad de Piura, el suelo presenta las siguientes características:

Superficialmente está constituido por un material de relleno, que contiene desechos, arena fina y arcilla en estados semi-húmedo. Todo esto hasta 0.80 m. de profundidad.

Subyaciendo a este estrato encontramos una estratigrafía errática. Predomina una arena fina limosa de color marrón claro, con presencia de finos no plásticos. Clasificación según el Sistema Unificado SUCS : SM. Se encuentra en estado semi-

húmedo hasta el nivel freático.

Este material se inter estratifica con pequeños lentes de arcilla, cuyos espesores van de 0.25 a 0.75 m. Presentan colores variables de marrón claro a marrón verdoso y una plasticidad media a baja. Clasificación según el Sistema Unificado SUCS : CL. Se encuentra por lo general en estado húmedo. Todo esto hasta 9.45 m. que fue la profundidad explorada.

El nivel freático se encuentra aproximadamente a 2.95 m.

Para el cálculo de la capacidad portante, se considera al suelo homogéneo formado por arena fina limosa. Los lentes de arcilla no se tendrán en cuenta por ser de pequeño espesor.

Los valores del número de golpes N del ensayo SPT manifiestan la existencia de una arena en estado suelto hasta los 2.0 m.; en estado semidenso hasta los 4.50 m. y luego, en estado denso hasta los 9.40 m.

La arena fina limosa situada bajo el nivel freático, arrojó valores de N mayores que los obtenidos en arena seca debido a la baja permeabilidad de la arena, que impide que el agua emigre a través de los vacíos al producirse el impacto. A continuación se da una expresión para corregir estos valores obtenidos en la prueba:

$$N_{corr} = [N_{campo} + 15] / 2$$

Los valores promedios de N corregidos se dan para los distintos estratos en la tabla N° 6 del mencionado estudio de suelos, a continuación mostramos los valores:

Profundidad (m)	Npromedio
0 - 2.0	6
2.0 - 4.5	22
4.5 - 12.0	49

En la siguiente página mostramos el perfil estratigráfico idealizado:

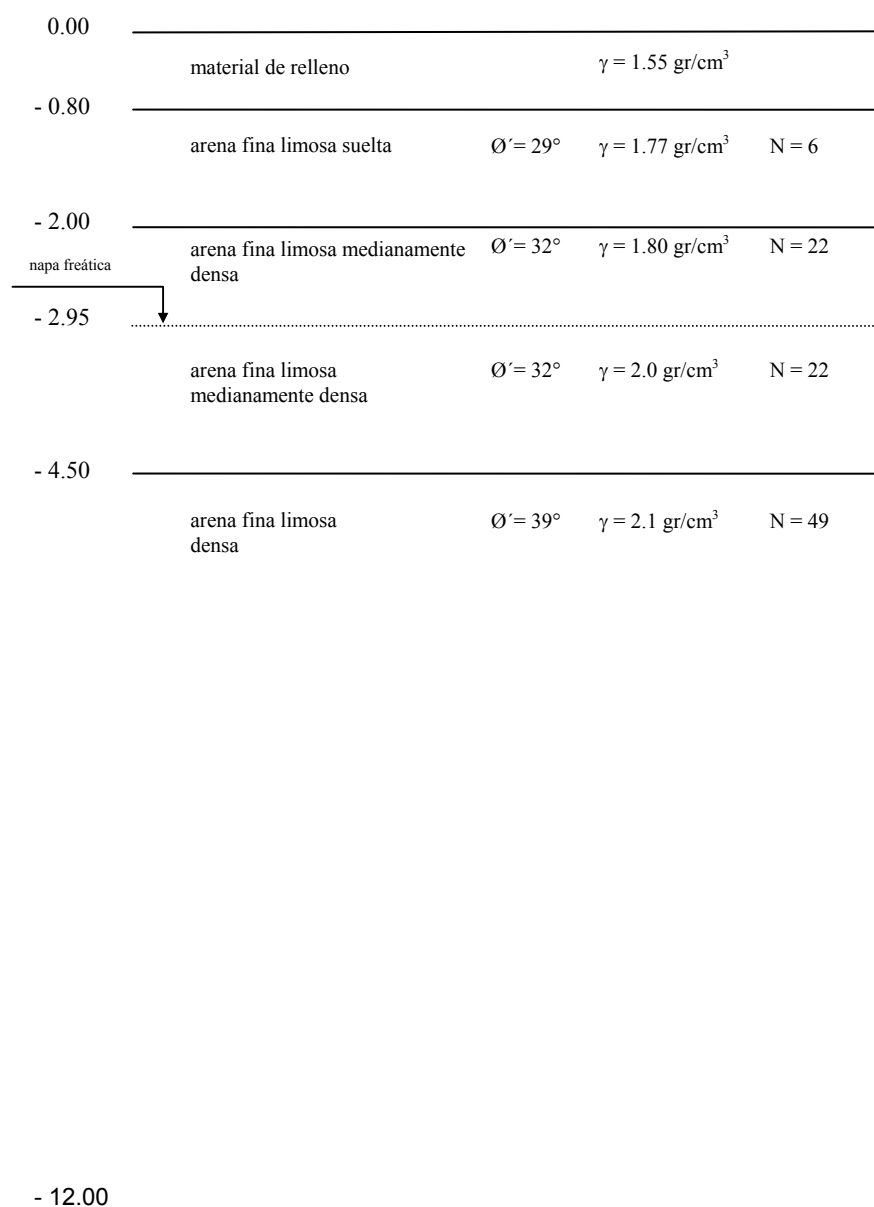


Fig 1.1._ Perfil estratigráfico idealizado

1.2 ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DEL TIPO DE CIMENTACION

Analizamos, en primer lugar, la posibilidad de usar pilotes porque su costo resulta menor. De no ser posible la utilización de pilotes, evaluaremos la alternativa de usar celdas de cimentación.

1.2.1 PILOTES

Debido a que el suelo presenta una resistencia media y las cargas que transmitirá el edificio son altas, escogemos pilotes de carga de trabajo media; es decir entre 40 y 70 ton.

Los pilotes de concreto vaciado in-situ tipo Franki son los más apropiados para suelos granulares donde la capacidad de carga se alcanza por medio de compactación alrededor del bulbo.

CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Vamos a verificar la capacidad estructural para pilotes Franki de 35 cm. y 40 cm. de diámetro:

Para pilote de 35 cm. de diámetro.

$$\begin{aligned} \text{acero} &= 5 \text{ } \varnothing \text{ 1/2"} \quad (\text{no hay esfuerzos de izaje}) \\ f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm} \\ R_u &= 0.85 * (0.85 * 210 * 35^2 * \pi / 4 + 5 * 1.29 * 4200) \\ R_u &= 169 \text{ ton} \quad F_{S\text{estructural}} = 3.07 \\ Q_t &= 55 \text{ ton} \\ \text{donde:} \\ R_u &: \text{ Resistencia última estructural} \\ Q_t &: \text{ Carga de trabajo} \end{aligned}$$

Para pilote de 40 cm. de diámetro.

$$\begin{aligned} \text{acero} &= 5 \text{ } \varnothing \text{ 1/2"} \quad (\text{no hay esfuerzos de izaje}) \\ R_u &= 0.85 * (0.85 * 210 * 40^2 * \pi / 4 + 5 * 1.29 * 4200) \\ R_u &= 213.69 \text{ ton} \quad F_{S\text{estructural}} = 3.05 \\ Q_t &= 70 \text{ ton} \end{aligned}$$

CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES AISLADOS

Se denomina capacidad de carga de un pilote, a la capacidad de carga del suelo donde está instalado para soportar las cargas transmitidas por el pilote.

Para un pilote aislado embebido en un suelo granular la fórmula a usar es :

$$Q_{di} = Q_{dp} + Q_{df}$$

$$Q_{di} = \sigma'_t * N_q * A_p + \sum K_{HC} \sigma'_o * \text{tg } \theta * A_L \quad (1)$$

donde :

- Q_{di} = capacidad de carga total de pilotes aislados
- Q_{dp} = capacidad de carga por punta.
- Q_{df} = capacidad de carga por fricción.
- σ'_t = presión efectiva vertical a la profundidad de la punta del pilote
- N_q = factor de capacidad de carga.
- K_{HC} = coeficiente de empuje horizontal, igual a la relación entre los esfuerzos efectivo horizontal y vertical en un elemento en compresión adyacente al pilote.

(1) R. MICHELENA. Mecánica de suelos aplicada. pág. 155.

- σ'_o = presión efectiva vertical a la profundidad considerada.
 ∂ = ángulo de fricción pilote-suelo.
 A_p = área de sección del bulbo = 2 * área del fuste.
 A_L = área lateral del fuste.

En la figura 1.2 presentamos el perfil estratigráfico idealizado:

$$\emptyset' = 32 \quad \rightarrow \quad N_q = 29 \quad \partial = 24$$

$$\emptyset' = 39 \quad \rightarrow \quad N_q = 120 \quad \partial = 29$$

$$K_{HC} = 1.25$$

Para pilote de 35 cm. de diámetro:

$$A_p = 2 * (\pi * 35^2) / 4 = 1924 \text{ cm}^2$$

$$\text{Perímetro} = \pi * 35 = 110 \text{ cm.}$$

$$Q_{dp} = 0.94 * 120 * 1924$$

$$Q_{dp} = 217.0 \text{ ton} \quad (90.31 \%)$$

$$Q_{df} = 1.25 * (0.34 + 0.51) / 2 * \text{tg } 24 * 110 * 95 \quad +$$

$$1.25 * (0.51 + 0.66) / 2 * \text{tg } 24 * 110 * 155 \quad +$$

$$1.25 * (0.66 + 0.94) / 2 * \text{tg } 29 * 110 * 250$$

$$Q_{df} = 23.27 \text{ ton} \quad (9.69 \%)$$

$$Q_{di} = 240.27 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad FS = 3.0$$

$$Q_{da} = 65.5 \text{ ton}$$

Para pilote de 40 cm. de diámetro :

$$A_p = 2 * (\pi * 40^2) / 4 = 2513 \text{ cm}^2$$

$$\text{Perímetro} = \pi * 40 = 126 \text{ cm.}$$

$$Q_{dp} = 0.94 * 120 * 2513$$

$$Q_{dp} = 283.47 \text{ ton} \quad (91.4 \%)$$

$$Q_{df} = 1.25 * (0.34 + 0.51) / 2 * \text{tg } 24 * 126 * 95 \quad +$$

$$1.25 * (0.51 + 0.66) / 2 * \text{tg } 24 * 126 * 155 \quad +$$

$$1.25 * (0.66 + 0.94) / 2 * \text{tg } 29 * 126 * 250$$

$$Q_{df} = 26.65 \text{ ton} \quad (8.6 \%)$$

$$Q_{di} = 310.12 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad FS = 3.0$$

$$Q_{da} = 103.37 \text{ ton} \quad (2)$$

⁽²⁾ Nq, K_{HC}, ∂ , tablas. R. MICHELENA. Mecánica de suelos aplicada. págs. 156,157 . ;

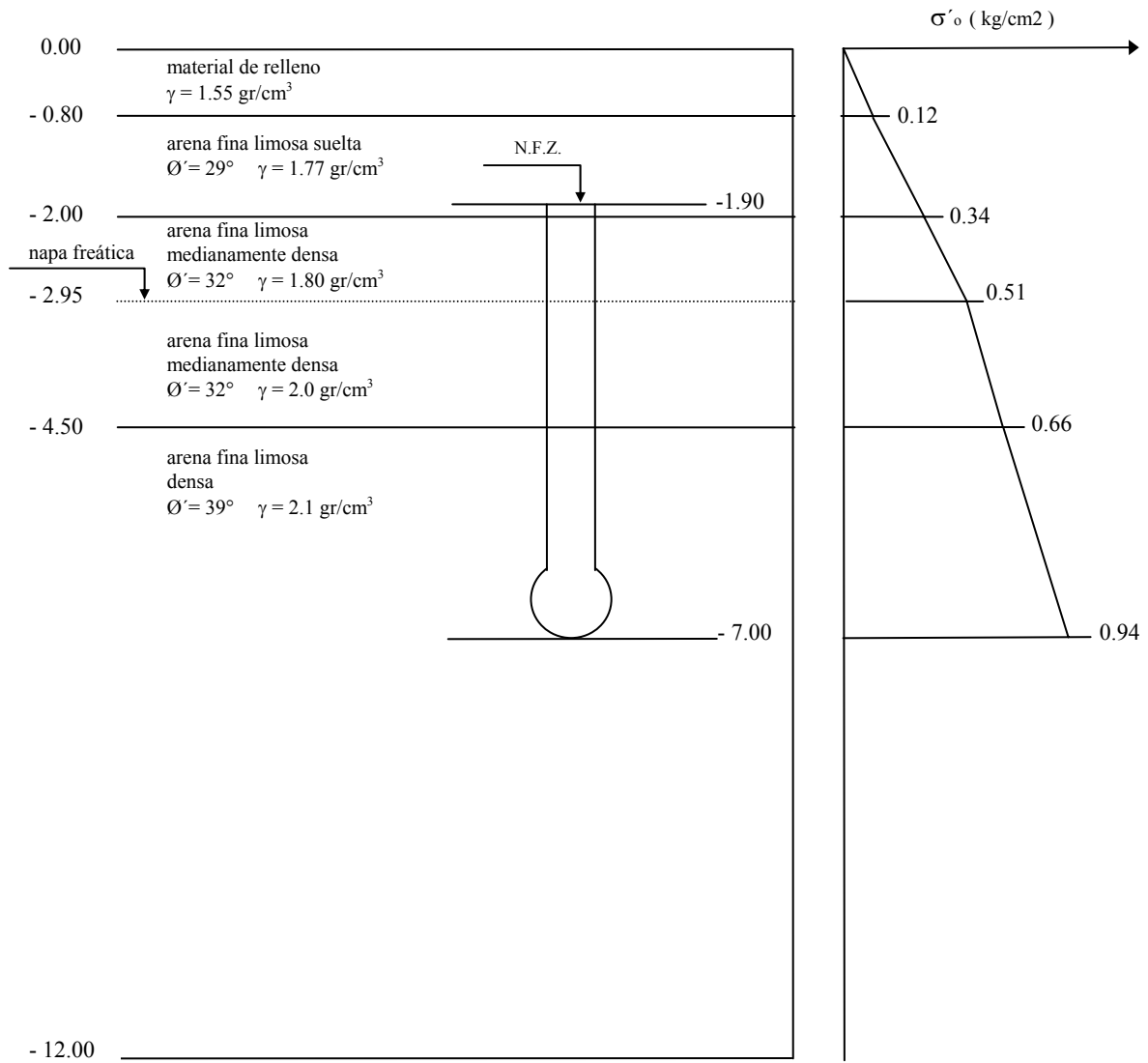


Fig 1.2._ Perfil estratigráfico idealizado con detalle de cimentación.

CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPO DE PILOTES

Cuando se trata de grupos de pilotes, la falla del grupo puede ocurrir de acuerdo a dos mecanismos diferentes, a los cuales se les denomina Caso A y Caso B. En ambos casos la falla ocurre siguiendo el camino de menor resistencia, como ocurre en todo tipo de falla.

Caso A : Se le llama también falla como pilotes individuales; en este caso el suelo comprendido dentro del grupo de pilotes no forma parte de la masa de suelo que se desplaza, sino que cada pilote individual se desplaza con respecto al suelo que lo rodea. Esta situación ocurre cuando la suma de las capacidades de carga de los pilotes considerados individualmente es menor que la capacidad de carga del grupo de pilotes considerado como un bloque. En este caso la capacidad de carga del grupo está dada por la expresión:

$$Q'_{dg} = n * Q_{di} \quad (3)$$

donde:

- n : número de pilotes del grupo
- Q_{di} : capacidad de carga de cada pilote aislado
- Q'_{dg} : capacidad de carga del grupo de pilotes

Caso B : Denominado falla como grupo o como bloque, corresponde al caso en que la masa de suelo comprendida dentro del grupo se desplaza junto con los pilotes en el momento de la falla; este mecanismo de falla ocurre cuando la capacidad de carga del grupo considerado como un bloque resulta menor que la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales. En este caso la capacidad de carga del grupo viene dada por la expresión:

$$Q''_{dg} = q_d * A_g + \sum S_s A_{Lg}$$

donde:

- q_d : capacidad de carga (unitaria) del suelo bajo el grupo de pilotes
- A_g : sección transversal del grupo de pilotes
- S_s : fricción lateral en la superficie lateral del grupo
- A_{Lg} : área lateral del grupo

Una vez calculados Q'_{dg} y Q''_{dg} , se comparan estos valores; el menor de los dos es la capacidad de carga del grupo de pilotes.

El análisis de los resultados que se obtienen de los cálculos antes indicados, arroja las siguientes conclusiones:

- Sólo puede ocurrir que $Q''_{dg} < Q'_{dg}$ para pilotes de fricción en arcilla. En estos casos se deben calcular ambos valores y tomar el menor.

- Para pilotes de fricción en arena y pilotes de punta, siempre se obtiene $Q''_{dg} > Q'_{dg}$. En consecuencia, en estos casos es innecesario hacer el cálculo del Caso B. siendo suficiente trabajar con las capacidades de carga de los pilotes aislados.

Esto es aplicable en el presente proyecto, pues tenemos suelos granulares; y la punta del pilote se cimienta sobre una arena fina densa; por lo que la capacidad de carga de grupo de pilotes se hallará sumando las capacidades de carga de los pilotes

⁽³⁾ R. MICHELENA. Mecánica de suelos aplicada. pág. 171.

considerados individualmente.

ASENTAMIENTO DE UN PILOTE AISLADO

El asentamiento de un pilote aislado se puede calcular por la expresión:

$$W_o = W_s + W_{pp} + W_{ps} \quad (4)$$

donde:

W_o : asentamiento del pilote aislado

W_s : asentamiento debido a la deformación axial del pilote

W_{pp} : asentamiento de la punta del pilote causada por la carga transmitida en la punta

W_{ps} : asentamiento de la punta del pilote causada por la carga transmitida por fricción

Estas componentes del asentamiento se calculan por medio de las fórmulas:

$$W_s = (Q_p + \alpha Q_s) * L / (E * A)$$

donde:

Q_p : parte de la carga de trabajo transmitida por la punta del pilote

α : parte de la carga de trabajo transmitida por fricción lateral

Q_s : coeficiente que depende de la forma de la distribución de la fricción lateral en la profundidad del pilote:

0.5 para distribución uniforme o parabólica

0.67 para distribución triangular variando de cero en la cabeza del pilote hasta un máximo en la punta

0.33 para distribución triangular variando de un máximo en la cabeza del pilote hasta cero en la punta

L : longitud del pilote

E : módulo de elasticidad del pilote

A : sección transversal del pilote

$$W_{pp} = (C_p * Q_p) / (b * q_d)$$

donde:

C_p : coeficiente empírico que depende del tipo de suelo y del método de construcción del pilote, 0.03 para pilotes hincados en arena densa o suelta

b : diámetro o ancho del pilote

q_d : capacidad de carga del suelo bajo la punta del pilote

$$W_{ps} = (C_s * Q_s) / (d * q_d)$$

donde:

$C_s = (0.93 + 0.16 d/b) * C_p$

d : longitud enterrada del pilote

Para pilote de 35 cm. de diámetro:

⁽⁴⁾ R. MICHELENA. Mecánica de suelos aplicada. pág. 177

$$\begin{aligned}
Q_p &= 0.9031 * 55.0 = 49.67 \text{ ton} \\
Q_s &= 0.0969 * 55.0 = 5.33 \text{ ton} \\
\alpha &= 0.50 \\
L &= 5.10 \text{ m.} \\
E_c &= 15100 \cdot 210 = 0.22 \text{ E } 6 \text{ kg/cm}^2 & A_c &= 962 \text{ cm}^2 \\
E_s &= 2 \text{ E } 6 \text{ kg/cm}^2 & A_s &= 6.45 \text{ cm}^2
\end{aligned}$$

$$W_s = (49670 + 0.5 * 5330) * 510 / (0.22 \text{ E } 6 * 962 + 2 \text{ E } 6 * 6.45) = 0.12 \text{ cm.}$$

$$q_d = 0.94 * 120 = 112.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{pp} = 0.03 * 49670 / (35 * 112.8) = 0.37 \text{ cm.}$$

$$C_s = (0.93 + 0.16 * 700/35) * 0.03 = 0.12$$

$$W_{ps} = 0.12 * 5330 / (35 * 112.8) = 0.16 \text{ cm.}$$

$$W_o = 0.12 + 0.37 + 0.16 = 0.65 \text{ cm.}$$

Para pilote de 40 cm. de diámetro:

$$\begin{aligned}
Q_p &= 0.914 * 70.0 = 63.98 \text{ ton} \\
Q_s &= 0.086 * 70.0 = 6.02 \text{ ton} \\
\alpha &= 0.50 \\
L &= 5.10 \text{ m.} \\
A_c &= 1257 \text{ cm}^2 \\
A_s &= 6.45 \text{ cm}^2
\end{aligned}$$

$$W_s = (63980 + 0.5 * 6020) * 510 / (0.22 \text{ E } 6 * 1257 + 2 \text{ E } 6 * 6.45) = 0.12 \text{ cm.}$$

$$W_{pp} = 0.03 * 63980 / (40 * 112.8) = 0.43 \text{ cm.}$$

$$C_s = (0.93 + 0.16 * 700/40) * 0.03 = 0.11$$

$$W_{ps} = 0.11 * 6020 / (40 * 112.8) = 0.15 \text{ cm.}$$

$$W_o = 0.12 + 0.43 + 0.15 = 0.70 \text{ cm.}$$

ASENTAMIENTO DE UN GRUPO DE PILOTES EN SUELO GRANULAR

El asentamiento de un grupo de pilotes se calcula por la expresión:

$$W_g = W_o \sqrt{\frac{B}{b}}$$

donde:

W_g : asentamiento del grupo de pilotes

W_o : asentamiento de pilote aislado

B : la menor dimensión del grupo de pilotes

b : ancho o diámetro del pilote aislado

Asumiendo un grupo de pilotes con :

B = 400 cm. (bastante conservador)

Para pilotes de 35 cm. de diámetro:

$$W_g = 0.65 \sqrt{\frac{400}{35}} = 2.20 \text{ cm.}$$

Para pilotes de 40 cm. de diámetro:

$$W_g = 0.70 \sqrt{\frac{400}{40}} = 2.37 \text{ cm.}$$

1.2.2 CONCLUSIONES DE LA UTILIZACION DE PILOTES

Una vez hecha la evaluación del estudio de suelos, a partir del perfil estratigráfico para la utilización de pilotes tipo Franki, concluimos que es factible utilizar este tipo de cimentación por:

- La capacidad estructural de los pilotes escogidos y la capacidad del suelo, son suficientes para soportar las elevadas solicitaciones transmitidas por el edificio, tal como se ha demostrado anteriormente.

- Además tenemos que los asentamientos, al analizar un grupo de pilotes con un "B" conservador, no serán excesivos.

CAPITULO 2

ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION SISMO-RESISTENTE

Los principales criterios que son necesarios tomar en cuenta para lograr una estructura sismo-resistente, son:

SIMPLICIDAD Y SIMETRIA

La experiencia ha demostrado repetidamente que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos. Hay dos razones principales para que esto sea así. Primero, nuestra habilidad para predecir el comportamiento sísmico de una estructura es marcadamente mayor para las estructuras simples que para las complejas; y segundo, nuestra habilidad para idealizar los elementos estructurales es mayor para las estructuras simples que para las complicadas.

La simetría de la estructura en dos direcciones es deseable por las mismas razones; la falta de simetría produce efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos.

RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada por lo menos en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada una de sus elementos.

Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia.

La característica fundamental de la sollicitación sísmica es su eventualidad; por esta razón, las fuerzas de sismo se establecen para valores intermedios de la sollicitación, confiriendo a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, debiendo complementarse el saldo otorgándole una adecuada ductilidad. Esto requiere preparar a la estructura para ingresar en una etapa plástica, sin que se llegue a la falla.

Otro antecedente importante que debe ser tomado en cuenta en la concepción de estructura aperticadas, es la ubicación de las rótulas plásticas. El diseño debe tender a que estas se produzcan en los elementos que contribuyan menos a la estabilidad de la estructura, por esta razón, es conveniente que se produzcan en las vigas antes que en las columnas.

Los criterios de ductilidad deben también extenderse al dimensionamiento por corte, ya que en el concreto armado la falla por corte es de naturaleza frágil. Para lograr este objetivo, debe verificarse en el caso de una viga, que la suma de los momentos flectores extremos divididos por la luz sea menor que la capacidad resistente al corte de la viga; y en general para cualquier elemento, que la resistencia proporcionada por corte sea mayor que la resistencia proporcionada por flexión.

HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO

Como concepto general de diseño sismo-resistente, debe indicarse la conveniencia de que las estructuras tengan una disposición hiperestática; ello logra una mayor capacidad resistente.

En el diseño de estructuras donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestático, es necesario tener en cuenta el efecto adverso que implicaría la falla de uno de los elementos o conexiones en la estabilidad de la estructura.

UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien bruscamente su rigidez, para evitar la concentración de esfuerzos.

RIGIDEZ LATERAL

Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario proveerla de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales.

Las estructuras flexibles tienen la ventaja de ser más fáciles de analizar y de alcanzar la ductilidad deseada. Sus desventajas son: que el pórtico flexible tiene dificultades en el proceso constructivo ya que puede existir gran congestionamiento de acero en los nudos, que los elementos no estructurales pueden invalidar el análisis ya que al ser difíciles de separar completamente de la estructura es posible que introduzcan una distribución diferente de esfuerzos y que las deformaciones son significativas siendo a menudo excesivas.

Las estructuras rígidas tienen la ventaja de no tener mayores problemas constructivos y no tener que aislar y detallar cuidadosamente los elementos no estructurales, pero poseen la desventaja de no alcanzar ductilidades elevadas y su análisis es más complicado.

Actualmente es práctica generalizada la inclusión de muros de corte en edificios

aportados a fin de tener una combinación de elementos rígidos y flexibles. Con esto se consigue que el muro limite la flexibilidad del pórtico, disminuyendo las deformaciones, en tanto que el pórtico le confiere la hiperestaticidad al muro, otorgándole mejor posibilidad de disipación de energía sísmica.

EXISTENCIA DE LOSAS QUE PERMITEN CONSIDERAR A LA ESTRUCTURA COMO UNA UNIDAD (Diafragma rígido)

En los análisis es usual considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, que permite la idealización de la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en las columnas y placas de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo todas una misma deformación lateral para un determinado nivel.

Debe tenerse especial cuidado en las reducciones de planta con zonas tipo puente. Las estructuras alargadas en planta tienen mayor posibilidad de sufrir diferentes movimientos sísmicos aplicados en sus extremos, situación que puede producir resultados indeseables. Una solución a este problema es independizar el edificio en dos o más secciones, mediante juntas de separación sísmica, que deben ser debidamente detallada y construidas para evitar el choque de dos edificaciones vecinas.

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Otro aspecto que debe ser tomado en cuenta en una estructuración es la influencia de los elementos secundarios.

Si la estructura está conformada básicamente por pórticos, con abundancia de tabiquería, esta no se podrá despreciar en el análisis, pues su rigidez será apreciable.

Si la estructura es rígida, estando conformada por muros de concreto (placas) y pórticos es probable que la rigidez de los tabiques de ladrillo sea pequeña en comparación con la de los elementos de concreto armado; en estos casos, despreciar en el análisis los tabiques no será tan importante.

SUB - ESTRUCTURA O CIMENTACION

La regla básica respecto a la resistencia sísmica de la sub-estructura es que se debe obtener una acción integral de la misma durante un sismo; además de las cargas verticales que actúan, los siguiente factores deberán considerarse respecto al diseño de la cimentación:

- a) Transmisión del corte basal de estructura al suelo.
- b) Provisión para los momentos volcantes.
- c) Posibilidad de los movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación.
- d) Licuefacción de suelos.

Otro aspecto que debe considerarse en el análisis estructural es la posibilidad de giro de la cimentación; normalmente los ingenieros están acostumbrados a considerar un empotramiento en la base de las columnas y muros, lo cual no es cierto en la mayoría de los casos.

Mientras menos duros sean los terrenos de cimentación es mayor la importancia de considerar la posibilidad de giro de la cimentación, el cual afecta desde la determinación del período de vibración, el coeficiente sísmico, la distribución de fuerzas entre placas y pórticos y la distribución de esfuerzos en altura hasta los diseños de los diferentes elementos estructurales.

2.2 ESTRUCTURACIÓN

Se ha buscado una disposición apropiada de los distintos elementos resistentes , de tal forma que la estructura sea capaz de soportar todas las solicitaciones a las que sea sujeta en su vida útil y a la vez sea también estética, funcional y económica.

Se eligió usar losas aligeradas que son las más usadas en el Perú, por las siguientes razones:

- El hecho de empotrar las tuberías de desagüe en la losa, lo cual obliga a usar como mínimo espesores de 17 y/o 20 cm. Una losa maciza de este peralte es demasiado cara y pesada.

- El hecho que la mano de obra sea relativamente económica hace que el costo de la colocación del ladrillo hueco no influya en el costo total de la obra.

- El menor costo de un encofrado para losas aligeradas en relación a los encofrados de las demás losas.

- El criterio práctico y la experiencia adquirida por muchos expertos en diseño de concreto armado indica que una losa aligerada es económica hasta una luz de 7 m. aproximadamente.

Se ha techado en la dirección de menor longitud, con la finalidad de evitar que los esfuerzos por flexión y cortante y las deformaciones sean de gran magnitud.

En los ductos las viguetas son continuas, se han eliminado los ladrillos y la losita.

Debido a la diversidad de peraltes que presentarían las vigas, se uniformizó el peralte de éstas para facilitar el anclaje del acero y la colocación del encofrado.

Las vigas principales, las que cargarán el aligerado, estarán en la dirección de los ejes de letras y serán las más peraltadas como se verá en la parte de predimensionamiento.

Las vigas secundarias, las que no cargan el aligerado, estarán en la dirección de los ejes de los números y serán menos peraltadas.

En el presente proyecto , el peralte mayor de las columnas estará en la dirección de los ejes principales, para resistir los efectos de las cargas de gravedad de la losa transmitidas por las vigas.

Uno de los principales problemas que ocasionan las fuerzas horizontales de sismo sobre una estructura, son las deformaciones horizontales excesivas. Ante esto para limitar los desplazamientos laterales de la edificación durante un sismo, se recurrió al uso de muros o placas en ambas direcciones, los cuales proporcionan una gran rigidez lateral, superior a la que puede proporcionar un pórtico formado por columnas y vigas; este criterio en la actualidad es el más usado en el diseño sismo-resistente.

En una estructura muy flexible, es decir aquella que tiene deformaciones laterales importantes, se producirían mayores problemas durante un sismo, como son un mayor efecto de pánico entre sus ocupantes, posibles choques con edificaciones vecinas, mayor probabilidad de rotura de vidrios, mayores efectos de esbeltez de columnas, etc.

Se han ubicado las placas de tal manera que guarden simetría para así no crear efectos de torsión.

2.3 PREDIMENSIONAMIENTO

2.3.1 ALIGERADOS

El Reglamento Nacional de Construcciones da peraltes mínimos para no

verificar deflexiones: “ En losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10 cm. de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm. de ancho y losa superior de 5 cm., con sobrecargas menores a 300 Kg/cm^2 y luces menores de 7.5 m. , el peralte debe cumplir : $h \geq L / 25$ ” ⁽¹⁾

Así tenemos :

$$h \geq \frac{492.5}{25}$$

$$h \geq 19.7 \text{ cm.}$$

Se debería usar un peralte total de 20 cm. pero al diseñar el aligerado se obtienen cuantías de acero muy altas y además como los esfuerzos de corte son altos obliga a retirar muchos ladrillos para aumentar la resistencia de corte de la vigueta, por lo que se optó por un peralte de 25 cm.

En los tramos donde la sobrecarga es mayor de 300 Kg/cm^2 , como es el caso de los corredores se tendrá que verificar las deflexiones.

2.3.2 VIGAS

Al predimensionar las vigas ,se tiene que considerar la acción de cargas de gravedad y de sismo. Hay criterios prácticos que, de alguna manera, toman en cuenta la acción de combinada de cargas verticales y de sismo, a continuación se muestra alguno de estos criterios.

$$h = L / 12 @ L / 10$$

$$h = L / 10 \text{ (criterio práctico frente a sismos)}$$

$$b = 0.3 h @ 0.5 h$$

De acuerdo a los criterios anteriores:

$$\text{Vigas principales} : h = 550/10 ; h = 60 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Vigas secundarias} : h = 470/10 ; h = 50 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}$$

2.3.3 COLUMNAS

Se siguió el criterio de dimensionamiento por carga vertical, pues en la edificación se ha usado el sistema mixto de pórticos y muros de corte, el cual permite que los momentos en las columnas debido a sismo se reduzcan muy considerablemente.

Para este tipo de edificio se recomiendan los siguientes criterios de predimensionamiento:

a) Columnas Centrales :

$$\text{Area} = \frac{P \text{ (servicio)}}{0.45 * f'c}$$

b) Columnas Exteriores o Esquinas :

$$\text{Area} = \frac{P \text{ (servicio)}}{0.35 * f'c}$$

⁽¹⁾ NTE E.60 Concreto Armado. Acápite 10.4.1.1

Mostramos un ejemplo del predimensionamiento:

- se supone un peso por piso de $1 \text{ ton} / \text{m}^2$.
- Columna interior C4:
 Número de pisos = 9
 Área tributaria : $(4.85 * 5.00) = 24.25 \text{ m}^2$
 Peso total (ton) = $1.0 \text{ ton} / \text{m}^2 * 24.25 \text{ m}^2 * 9 \text{ pisos} = 218.25$
 Área de la columna = 2309.5 cm^2

Se escoge columna de sección $40 * 60 \text{ cm}^2$

$$40 * 60 = 2400 > 2310 \quad \text{OK !}$$

2.3.4 PLACAS

Es difícil poder fijar un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos.

Se han considerado placas de 25 cm. de espesor por ser éste el ancho de las vigas.

La evaluación final de la longitud de las placas se hizo después de realizar el análisis sísmico, en donde se buscó una adecuada rigidez lateral en ambas direcciones.

2.3.5 CISTERNA Y TANQUE ELEVADO

La cisterna será construida en concreto armado en su totalidad, con paredes de espesor de 20 cm. , y estará ubicada en la parte baja del edificio.

El tanque elevado será también de concreto armado en su totalidad y estará ubicado encima de la escalera, las dimensiones serán calculadas de acuerdo a lo estipulado en el Título X del Reglamento Nacional de Construcciones.

Se evaluó la dotación de agua fría y el almacenamiento contra incendios que requiere el proyecto de acuerdo al Reglamento de Instalaciones Sanitarias para Edificaciones.⁽²⁾

Dotación de agua fría

La dotación de agua para oficinas se calculará a razón de 6 litros/día por m^2 de área útil del local.⁽³⁾

- Número de pisos = 9
- Área útil = 552.47 m^2
- Consumo diario = $6 * 552.47 * 9 = 29833.4 \text{ lts.} = 29.83 \text{ m}^3$

Demanda contra incendios

El cálculo se hace considerando que 2 mangueras están funcionando simultáneamente a una velocidad de 3 lit / seg. durante 30 minutos; tiempo en el cual arrojan aproximadamente 11 m^3 . volumen considerado para el diseño de edificios de

⁽²⁾ RNC Instalaciones Sanitarias. Título X

⁽³⁾ RNC Título X - S.222.2.08

oficinas o departamentos.

El volumen de la cisterna no será menor de las 3/4 partes del consumo diario y el volumen del tanque elevado no menor de 1/3 de dicho consumo; cada uno de ellos con un mínimo de 1000 litros.⁽⁴⁾

Así tenemos:

Dimensionamiento del tanque elevado

Volumen de tanque elevado : Vte

$V_{te} = 1/3 \text{ consumo diario} + \text{demanda contra incendio}$

$V_{te} = 1/3 * 29.83 + 11$

$V_{te} = 20.94 \text{ m}^3$

Largo = 4.2 m.

Ancho = 3.8 m.

- Tirante de agua = $20.94 / (4.20 * 3.80) = 1.31 \text{ m}$

- Altura libre = 0.45 m⁽⁵⁾

- Altura total = 1.80 m

2.3.6 CUARTO DE MAQUINAS

El cuarto de máquinas estará ubicado sobre el ascensor, el cual tendrá piso y techo de losa maciza de concreto armado.

El RNC da ciertas medidas referenciales para los cuartos de máquinas en las cuales el proyectista puede apoyarse para predimensionar de acuerdo a las necesidades del proyecto.

Las dimensiones adoptadas se muestran en la figura 2.1

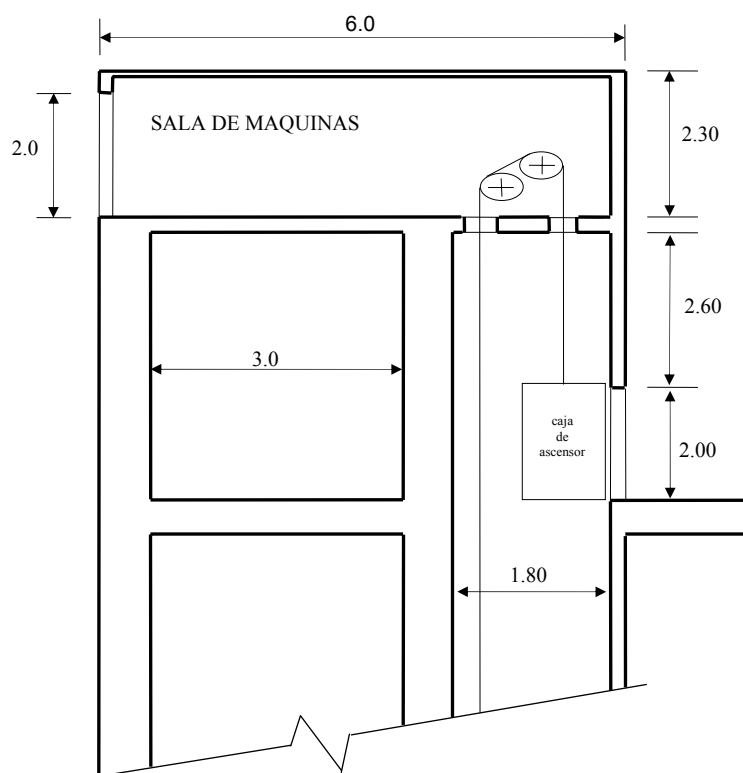


Fig. 2.1 . _ pozo y cuarto de máquinas.

⁽⁴⁾ RNC Título X - S.222.4.05

⁽⁵⁾ LUIS PITA . Diseño de Instalaciones Sanitarias. pág. 73.

CAPITULO 3

ANALISIS SISMICO

3.1 CRITERIOS SISMORESISTENTES

Debido a que nuestro país está ubicado en una zona de alta actividad sísmica, el análisis sísmico es de carácter obligatorio para proyectar estructuras sismo-resistentes.

El objetivo del diseño sismo-resistente es proyectar edificaciones de modo que se comporten ante sismos según los siguientes criterios: ⁽¹⁾

- Resistir sismos leves sin daños.
- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación.

Se considera que el colapso de una edificación ocurre al fallar y/o desplomarse (caerse) parcial o totalmente su estructura con la posibilidad de ocurrencia de daños personales y/o materiales.

El sistema debe ser capaz de sobrevivir a los movimientos sísmicos a los que estará sujeta la estructura durante su vida útil. Esta deberá ser lo suficientemente fuerte y dúctil como para soportar los esfuerzos generados por las deformaciones internas.

El análisis sísmico se realizó de acuerdo a lo estipulado en “La Norma Básica

⁽¹⁾ RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápite 1.8

de Diseño Sismo-resistente” dada por Resolución Ministerial del 05.04.77 .

3.2 PROGRAMA DE AYUDA : SAP 80

Para el desarrollo del modelo matemático tridimensional de la estructura se utilizó el programa de análisis estructural SAP 80.

SAP 80 es un programa de uso general para análisis estructural. En los últimos 15 años la serie de programas “ SAP ”, ha alcanzado buena reputación en el medio, en el campo de la ingeniería estructural sea Civil o Mecánica.

Esta versión del programa permite el análisis estático y dinámico. Todos los datos son indicados en files de input de generación automática. Proporciona la opción de graficar la estructura deformada o no deformada para comprobar los datos geométricos del modelo y para comprender el comportamiento estructural del sistema.

OPCIONES DE SAP 80 PARA EL TIPO DE ANALISIS ANALISIS ESTATICO

El análisis estructural de una estructura comprende la solución del sistema de ecuaciones lineales representada así:

$$| \mathbf{K} | \cdot | \mathbf{U} | = | \mathbf{R} |$$

donde:

- | K | : es la matriz de rigidez
- | U | : es el vector de desplazamientos
- | R | : es el vector de cargas aplicadas

La estructura puede ser analizada en más de una combinación de cargas en cada ejecución.

Se utilizó esta opción para determinar las solicitaciones de fuerzas y desplazamientos en todos los elementos del modelo.

ANALISIS DINAMICO

SAP 80 incluye las siguientes opciones de análisis dinámico:

- Análisis de un estado estacionario
- Análisis de autovalores
- Análisis dinámico utilizando un espectro de respuesta.

Se utilizó la opción de análisis a los autovalores, para determinar el período fundamental de la estructura.

IDEALIZACION DEL MODELO MATEMATICO

Se tomaron las distancias en planta a ejes de vigas para darle continuidad al modelo.

En planta los nudos que representan a las columnas y placas, se ubicaron en su centro de gravedad, y las uniones del nudo en el centro de gravedad de las placas con los extremos de las vigas continuas u otros elementos se representan por brazos rígidos.

Se muestra en la siguiente página una gráfica de una porción de la planta típica para dar una idea de como se idealizaron los elementos de la estructura.

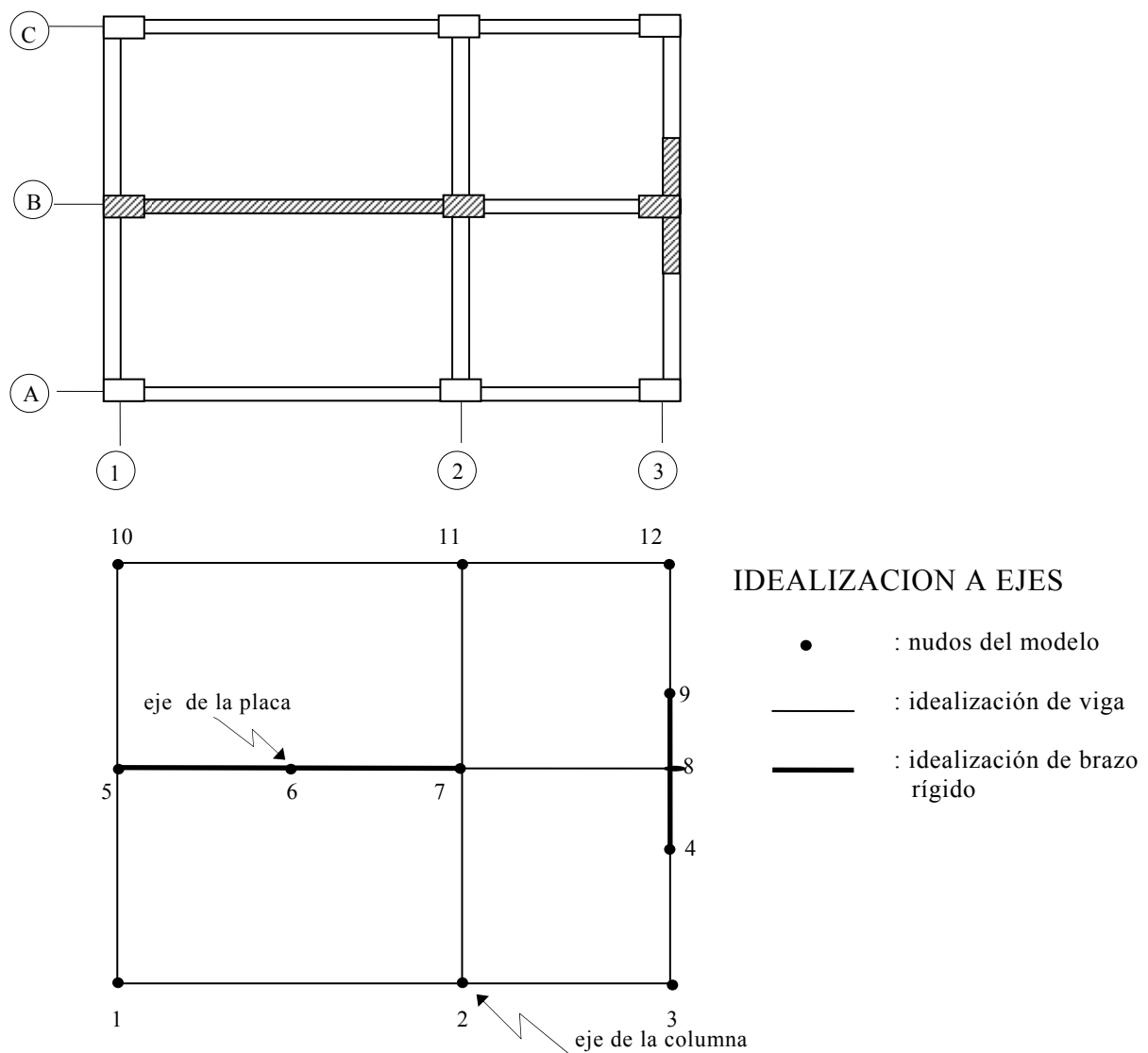


Fig. 3.1 . Gráfica ilustrativa de idealización de una parte del modelo sísmico.

3.3 DETERMINACION DE LAS FUERZAS SISMICAS HORIZONTALES

La fuerza horizontal o cortante en la base debido a la acción sísmica se determinó por la fórmula siguiente:

$$H = \frac{Z * U * S * C * P}{R_d} \quad (4)$$

donde:

Z = Factor de zona.

U = Factor de uso e importancia.

S = Factor de suelo.

C = Coeficiente sísmico.

R_d = Factor de ductilidad.

(4) RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápito 1.13.1

P = Peso de la edificación.

FACTOR DE ZONA (Z)

Depende de la zona sísmica donde esté ubicada la edificación. ⁽⁵⁾

	Zona 1	Zona 2	Zona 3
factor "Z"	1.0	0.7	0.3

para el caso de Piura $Z = 1.0$

FACTOR DE USO E IMPORTANCIA (U)

Depende de la categoría de la edificación. ⁽⁶⁾

	Categoría B	Categoría C
factor "U"	1.3	1.0

a) Para las estructuras del tipo A y otras no consideradas en este cuadro, el proyectista a cargo del diseño presentará un estudio detallado justificando la fuerza sísmica adoptada; sin embargo, en cualquier caso ésta no será menor que la obtenida, considerando la estructura del tipo B.

b) Las estructuras del tipo D están exoneradas del diseño sísmico; sin embargo en su concepción y construcción se tomarán las previsiones necesarias que éstas tengan resistencia a fuerzas del sismo.

Para el caso de edificio de oficinas $U = 1.0$

FACTOR DE SUELO (S)

Este factor considera los efectos de amplificación de la acción sísmica que se producen por las características del subsuelo de cimentación.

	Factor "S"	Período del suelo "Ts" (seg)
SUELO I	1.0	0.3
SUELO II	1.2	0.6
SUELO III	1.4	0.9

Para este proyecto el suelo es tipo II : $S = 1.2$ y $T_s = 0.6$ seg.

COEFICIENTE SISMICO (C)

Es la fracción del peso de la edificación "P" que debe tomarse para la determinación de la fuerza cortante en la base, el que se calculará mediante el espectro de respuesta de aceleraciones generalizado y expresado mediante fórmula en función del período fundamental de la estructura (T) y del período predominante del suelo (Ts).

$$C = \frac{0.8}{\frac{T + 1}{T_s}}$$

⁽⁵⁾ RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápito 1.13.2

⁽⁶⁾ RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápito 1.13.3

⁽⁷⁾ RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápito 1.13.4

El valor C no se tomará menor que 0.16 ni mayor que 0.40
 Ts no se tomará menor que 0.3 seg. ni mayor que 0.9 seg. ⁽⁸⁾

Mediante el análisis dinámico de autovalores se determinó el período fundamental de la estructura “T”, del modelo matemático de la estructura tanto en la dirección X como en la dirección Y. ⁽⁹⁾

$$T_x = 0.94 \text{ seg.}$$

$$T_y = 0.70 \text{ seg.}$$

Calculando C, con estos valores:

$$C_x = 0.8 / [(0.94 / 0.6) + 1.0] = 0.312$$

$$C_y = 0.8 / [(0.70 / 0.6) + 1.0] = 0.369$$

FACTOR DE DUCTILIDAD (Rd)

Corresponde básicamente a la ductilidad global de la estructura, involucrando además consideraciones sobre amortiguamiento y comportamiento en niveles próximos a la fluencia.

Ductilidad es la relación entre las deformaciones correspondiente a la rotura y la correspondiente al límite elástico, del material del elemento o de la estructura. ⁽¹⁰⁾

Para el modelo matemático del presente proyecto, se optó por $R_d = 4$ de acuerdo al tipo y características de la edificación.

PESO DE LA EDIFICACION (P)

El peso de la edificación se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga. Para el caso de edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga. ⁽¹¹⁾

En el cuadro 3.1 se puede observar el cálculo del peso de la estructura piso por piso, haciendo la respectiva reducción de la carga viva.

Con los valores de los factores y el peso “P” procedemos a hallar el cortante total en la base para ambas direcciones:

Dirección de sismo X-X

$$H_x = [(1 * 1 * 1.2 * 0.312) / 4] * P = 0.0936 P = 0.0936 * 5556.39$$

$$H_x = 520.08 \text{ ton.}$$

Dirección de sismo Y-Y

$$H_y = [(1 * 1 * 1.2 * 0.369) / 4] * P = 0.1107 P = 0.1107 * 5556.39$$

$$H_y = 615.09 \text{ ton.}$$

⁽⁸⁾ RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápito 1.13.5

⁽⁹⁾ RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápito 1.13.8

⁽¹⁰⁾ RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápito 1.13.6

⁽¹¹⁾ RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápito 1.13.7

**PESO TOTAL DE LA
ESTRUCTURA**

Nivel	Losas Aligeradas	Vigas	Columnas	Piso Termin.	Placas	Parapeto	Muros	Escalera	Caja Ascensor	Tanque elevado	Sobre Carga	Peso (Pi) total por piso (Ton)
9	185.04	86.90	38.36	62.21	45.95	21.12	46.48	3.53	63.46	59.77	23.77	636.59
8	185.04	86.90	66.36	54.25	79.49	21.12	67.48	7.05	7.32		37.97	612.98
7	185.04	86.90	66.36	54.25	79.49	21.12	67.48	7.05	7.32		37.97	612.98
6	185.04	86.90	66.36	54.25	79.49	21.12	67.48	7.05	7.32		37.97	612.98
5	185.04	86.90	66.36	54.25	79.49	21.12	67.48	7.05	7.32		37.97	612.98
4	185.04	86.90	66.36	54.25	79.49	21.12	67.48	7.05	7.32		37.97	612.98
3	185.04	86.90	66.36	54.25	79.49	21.12	67.48	7.05	7.32		37.97	612.98
2	185.04	86.90	66.36	54.25	79.49	21.12	67.48	7.05	7.32		37.97	612.98
1	185.04	86.90	73.61	54.25	88.18	21.12	67.48	7.05	7.32		37.97	628.93
Total	1665.36	782.14	576.46	496.21	690.55	190.08	586.32	59.94	122.04	59.77	327.53	5556.39
%	30%	14%	10%	9%	12%	3%	11%	1%	2%	1%	6%	100%

Cuadro
3.1

3.4 DISTRIBUCION DE “H” EN LA ALTURA DEL EDIFICIO

Una vez calculadas las fuerzas sísmicas horizontales se procedió a repartirlas en la altura del edificio. En edificios muy altos puede ser importante el efecto de “chicoteo”, por lo que el RNC indica que si la relación altura / ancho es mayor que 3 se debe repartir un porcentaje de H y el resto aplicarlo al último nivel. ⁽¹²⁾

Para el presente proyecto tenemos:

$$H/D = 29.50/25 = 1.18 < 3 \rightarrow f_x = f_y = 1.0$$

Significa que debemos repartir el total de la carga.

El RNC asume una forma lineal para la vibración del edificio y distribuye la carga bajo esa hipótesis. En este proyecto se ha asumido que el edificio se mueve preponderantemente según sus primeros modos de vibración. Por eso, para aproximarnos más a la distribución de fuerzas del primer y segundo modo de vibración (para X e Y, respectivamente), usamos la fórmula siguiente:

$$F_i = f * H \frac{\delta_i * m_i}{\sum \delta_i * m_i}$$

donde:

F_i = Fuerza aplicada en el nivel i

δ_i = Desplazamiento del nivel i , medido en la base del edificio debido a la vibración del modo fundamental

m_i = masa del entreciso i

$f = 0.85$ para edificios cuya relación alto/ancho en la dirección considerada excede a 6.

$f = 1.00$ cuando la relación no excede de 3.

para relaciones alto/ancho entre 3 y 6 se deberá interpolar linealmente

Se muestra en el cuadro 3.2 los cálculos de la distribución de “H” en la altura del edificio.

3.5 EFECTOS DE TORSION

Cuando el centro de rigidez y el centro de masa no coinciden en cada piso, se produce en el edificio un momento de torsión y ocurre una vibración torsional. Aun cuando no exista la excentricidad geométrica, puede ocurrir una torsión accidental debido a la componente torsional del movimiento del terreno, errores de cálculo de rigidez, distribución no uniforme de las cargas vivas y otras razones no predecibles. Por estos motivos, el reglamento peruano adopta una “ excentricidad accidental ” equivalente al 5% de la longitud perpendicular a la dirección de análisis. Esta excentricidad deberá sumarse a la excentricidad geométrica calculada.

El momento de torsión en cada nivel, considerando la no coincidencia entre el centro de masas y el centro de rigideces y una torsión accidental, se determinará según las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned} MT1 &= H_i * (1.5 e + 0.05 b_x) \\ MT2 &= H_i * (e - 0.05 b_x) \end{aligned} \quad (13)$$

⁽¹²⁾ RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápito 1.14.1

⁽¹³⁾ RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápito 1.19.3

El análisis por torsión deberá realizarse para todo tipo de edificación salvo las que no requieran un análisis sísmico.

Para hallar los momentos torsores en el programa SAP 80 restringimos el giro en Z (análisis traslacional), con estos momentos torsores se calculan las excentricidades de cada nivel. Se hacen las correcciones de estas excentricidades obteniéndose así los momentos torsionales corregidos, que son utilizados en el file del modelo, para considerar los efectos de torsión en el análisis.

En el cuadro 3.3 podemos ver los resultados de la corrección por torsión, a continuación explicamos la construcción de dicho cuadro:

Fuerza	→ obtenida en la distribución de H en la altura para cada nivel.
M.T.	→ momentos torsores obtenidos al restringir la rotación en Z en cada nivel.
$e = (\sum M.T.) / (\sum \text{Fuerza})$	→ excentricidad geométrica en cada nivel.
$e1 = 1.5 * e + 0.05 * b$	→ excentricidad de reglamento 1 ; ambos términos positivos ó negativos, según el signo de “e”.
$e2 = e - 0.05 * b$	→ excentricidad de reglamento 2 ; $0.05 * b$ con signo contrario a “e”.

$$MT1acum = Q(\text{entrepiso}) * e1 = (\sum \text{Fuerza}) * e1$$

$$MT2acum = Q(\text{entrepiso}) * e2 = (\sum \text{Fuerza}) * e2$$

$$Q(\text{entrepiso}) = \text{cortante sísmico de entrepiso}$$

$$MT1entrep = MT1acum(i + 1) - MT1acum(i)$$

$$MT2entrep = MT2acum(i + 1) - MT2acum(i)$$

$$MT1correc = - MT1entrep$$

$$MT2correc = - MT2entrep$$

$$MT1correg = MT1correc + M.T. \quad \rightarrow \text{suma algebraica}$$

$$MT2correg = MT2correc + M.T. \quad \rightarrow \text{suma algebraica}$$

MT1correg y MT2correg , son los momentos torsionales corregidos, que se incluyen en el bloque de datos “ LOADS ” en el file de datos, como condiciones de carga 1 y 2 para el sismo en la dirección X, así como 3 y 4 para el sismo en la dirección Y.

DISTRIBUCIÓN DE "H" EN LA ALTURA DEL EDIFICIO

SISMO EJE X - X

Hx(ton) =	520.08
-----------	--------

Nivel	m_i (U.T.M.)	d_i (m)	m_i.d_i	% de H Adsorbido	F_i (ton)
9	64892	0.069136	4486.37	22%	115.06
8	62485	0.061614	3849.96	19%	98.73
7	62485	0.053473	3341.27	16%	85.69
6	62485	0.044754	2796.46	14%	71.72
5	62485	0.035616	2225.47	11%	57.07
4	62485	0.026387	1648.80	8%	42.28
3	62485	0.017538	1095.87	5%	28.10
2	62485	0.009683	605.04	3%	15.52
1	64111	0.003592	230.29	1%	5.91
Total	566400	0.252657	20279.54	100%	520.08

SISMO EJE Y - Y

Hy(ton) =	615.09
-----------	--------

Nivel	m_i (U.T.M.)	d_i (m)	m_i.d_i	% de H Absorbido	F_i (ton)
9	64892	0.071267	4624.65	23%	142.25
8	62485	0.062332	3894.83	19%	119.80
7	62485	0.053004	3311.97	17%	101.88
6	62485	0.043465	2715.92	14%	83.54
5	62485	0.033920	2119.50	11%	65.20
4	62485	0.024693	1542.95	8%	47.46
3	62485	0.016194	1011.89	5%	31.13
2	62485	0.008911	556.81	3%	17.13
1	64111	0.003400	217.98	1%	6.70
Total	566400	0.245919	19996.49	100%	615.09

Cuadro 3.2

CORRECCION POR SISMO

SISMO - EJE X

NIVE L	FUERZA (ton)	M.T. (ton-m)	ex (m)	e1 (m)	e2 (m)	MT1acum. (ton-m)	MT2acum. (ton-m)	MT1entrep (ton-m)	MT2entrep (ton-m)	MT1correc (ton-m)	MT2correc (ton-m)	MT1correg (ton-m)	MT2correg (ton-m)
9	115.06	11.39	0.098992	1.3985	-1.1510	160.91	-132.44	160.91	-132.44	-160.91	132.44	-149.52	143.83
8	98.73	27.25	0.180738	1.5211	-1.0693	325.20	-228.60	164.29	-96.16	-164.29	96.16	-137.04	123.41
7	85.69	23.65	0.207994	1.5620	-1.0420	467.79	-312.06	142.59	-83.46	-142.59	83.46	-118.94	107.11
6	71.72	19.79	0.221121	1.5817	-1.0289	587.12	-381.92	119.34	-69.86	-119.34	69.86	-99.55	89.65
5	57.07	15.75	0.228431	1.5926	-1.0216	682.08	-437.51	94.96	-55.59	-94.96	55.59	-79.21	71.34
4	42.28	11.67	0.232706	1.5991	-1.0173	752.44	-478.69	70.36	-41.18	-70.36	41.18	-58.69	52.85
3	28.10	7.76	0.235155	1.6027	-1.0148	799.20	-506.05	46.77	-27.37	-46.77	27.37	-39.01	35.13
2	15.52	4.28	0.236381	1.6046	-1.0136	825.02	-521.17	25.82	-15.12	-25.82	15.12	-21.54	19.40
1	5.91	1.63	0.236829	1.6052	-1.0132	834.86	-526.93	9.83	-5.76	-9.83	5.76	-8.20	7.39

SISMO - EJE Y

NIVE L	FUERZA (ton)	M.T. (ton-m)	ey (m)	e1 (m)	e2 (m)	MT1acum. (ton-m)	MT2acum. (ton-m)	MT1entrep (ton-m)	MT2entrep (ton-m)	MT1correc (ton-m)	MT2correc (ton-m)	MT1correg (ton-m)	MT2correg (ton-m)
9	142.25	-29.16	-0.204991	-1.5575	1.0450	-221.55	148.65	-221.55	148.65	221.55	-148.65	192.39	-177.81
8	119.80	-24.68	-0.205457	-1.5582	1.0445	-408.32	273.72	-186.77	125.07	186.77	-125.07	162.09	-149.75
7	101.88	-20.99	-0.205616	-1.5584	1.0444	-567.16	380.08	-158.84	106.36	158.84	-106.36	137.85	-127.35
6	83.54	-17.21	-0.205690	-1.5585	1.0443	-697.40	467.30	-130.24	87.22	130.24	-87.22	113.03	-104.43
5	65.20	-13.43	-0.205727	-1.5586	1.0443	-799.04	535.37	-101.65	68.07	101.65	-68.07	88.22	-81.50
4	47.46	-9.78	-0.205756	-1.5586	1.0442	-873.04	584.91	-74.00	49.55	74.00	-49.55	64.22	-59.33
3	31.13	-6.41	-0.205764	-1.5586	1.0442	-921.57	617.42	-48.53	32.50	48.53	-32.50	42.12	-38.91
2	17.13	-3.53	-0.205773	-1.5587	1.0442	-948.27	635.30	-26.71	17.88	26.71	-17.88	23.18	-21.41
1	6.70	-1.38	-0.205775	-1.5587	1.0442	-958.72	642.29	-10.45	7.00	10.45	-7.00	9.07	-8.38

Cuadro 3.3

3.6 DESPLAZAMIENTO LATERAL

Para determinar los máximos desplazamientos laterales durante un sismo se multiplicará por $0.75 R_d$ los desplazamientos calculados elásticamente con las fuerzas sísmicas horizontales. ⁽¹⁴⁾

El máximo desplazamiento relativo de entrepisos δ_r , será de 0.01 la altura de piso, considerada cuando existan elementos susceptibles de dañarse por la deformación relativa. Para otros casos δ_r será de 0.015. ⁽¹⁵⁾

Analizando los valores de los desplazamientos, dados por el programa SAP 80, tenemos que los máximos desplazamientos en la dirección XX, se dan en el pórtico 1, para la combinación de carga N°1; y para la dirección YY, se dan en el pórtico F, para la combinación de carga N°3.

Los valores de los desplazamientos podemos observarlos en los siguientes cuadros:

DIRECCION X-X

Nivel	δ -total (m)	δ relat. (m)	$0.75 \cdot R_d \cdot \delta$ relat. (m)
9	0.042512	0.004581	0.013743
8	0.037931	0.004962	0.014886
7	0.032969	0.005331	0.015993
6	0.027638	0.005602	0.016808
5	0.022036	0.005672	0.017016
4	0.016364	0.005453	0.016356
3	0.010911	0.004857	0.014571
2	0.006054	0.003784	0.011352
1	0.002270	0.002270	0.006810

⁽¹⁴⁾ RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápito 1.20.1

⁽¹⁵⁾ RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápito 1.20.2

DIRECCION Y-Y

Nivel	δ -total (m)	δ relat. (m)	$0.75 \cdot R_d \cdot \delta$ relat. (m)
9	0.030666	0.003738	0.011214
8	0.026928	0.003930	0.011790
7	0.022998	0.004050	0.012150
6	0.018948	0.004084	0.012252
5	0.014864	0.003980	0.011940
4	0.010884	0.003696	0.011088
3	0.007188	0.003197	0.009591
2	0.003991	0.002447	0.007341
1	0.001544	0.001544	0.004632

$$\delta_{\text{relat}} = 0.01 \cdot h$$

$$\delta_{\text{relat}} = 0.01 \cdot 3.20$$

$$\delta_{\text{relat}} = 0.032 \text{ m.}$$

$$\text{DIRECCION XX} \rightarrow 0.017016 \text{ m.} < 0.0320 \text{ m.} \quad \text{ok.!$$

$$\text{DIRECCION YY} \rightarrow 0.012252 \text{ m.} < 0.0320 \text{ m.} \quad \text{ok.!$$

3.7 MOMENTOS DE VOLTEO

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir conjuntamente el momento de volteo que produce un sismo. Este momento de volteo se determinará mediante la fórmula:

$$M_v = \sum F_i \cdot h_i \quad (14)$$

donde:

F_i = fuerza sísmica del i-ésimo nivel.

h_i = altura del i-ésimo nivel.

No se hará reducción en los 10 pisos superiores de cualquier edificación pudiendo hacerse una reducción del 2 % por cada piso, desde el 10° piso a partir del piso más alto, pero no mayor que el 20 %.

El factor de seguridad al volteo no será menor que 1.5 ⁽¹⁵⁾

⁽¹⁴⁾ RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápites 1.18.1

⁽¹⁵⁾ RNC. Norma de diseño sismo-resistente. Acápites 1.18.5

En los siguientes cuadros presentamos los cálculos de momentos de volteo para ambas direcciones:

DIRECCION X-X

Nivel	Fi (ton)	Hi (m)	Mvi (ton-m)
9	115.06	29.50	3394.1
8	98.73	26.30	2596.7
7	85.69	23.10	1979.4
6	71.72	19.90	1427.2
5	57.07	16.70	953.1
4	42.28	13.50	570.8
3	28.10	10.30	289.5
2	15.52	7.10	110.2
1	5.91	3.90	23.0
total			11344.1

DIRECCION Y-Y

Nivel	Fi (ton)	Hi (m)	Mvi (ton-m)
9	142.25	29.50	4196.5
8	119.80	26.30	3150.9
7	101.88	23.10	2353.3
6	83.54	19.90	1662.5
5	65.20	16.70	1088.8
4	47.46	13.50	640.7
3	31.13	10.30	320.6
2	17.13	7.10	121.6
1	6.70	3.90	26.1
total			13561.0

Calculamos el momento resistente M_r para ambas direcciones, el cual va a ser igual para ambas direcciones:

$$M_r = (5556.39) * 12.5 = 69454.9 \text{ ton-m}$$

en la dirección XX:

$$F_{Sv} = 69454.9 / 11344.1 = 6.12 > 1.5 \quad \text{ok. !}$$

en la dirección YY:

$$F_{Sv} = 69454.9 / 13561.0 = 5.12 > 1.5 \quad \text{ok. !}$$

3.8 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Para cumplir con el modelo idealizado de la estructura, los elementos no estructurales se separarán de los elementos verticales del pórtico. Estas separaciones las evaluaremos de acuerdo a los máximos desplazamientos relativos horizontales de los entre pisos.

Analizando los cuadros de máximos desplazamientos concluimos que los tabiques se separarán de las columnas y placas una distancia de $\frac{3}{4}$ ". Estas separaciones serán rellenadas por un material compresible.

Los tabiques tendrán columnas de amarre como se podrá ver en los planos respectivos.

3.9 COMPROBACION DE LA HIPOTESIS ASUMIDA EN LA DISTRIBUCION DEL CORTANTE BASAL EN LA ALTURA DEL EDIFICIO.

Para realizar la comparación que el edificio se mueve preponderantemente según sus primeros modos de vibración, verificamos los porcentajes de las masas participantes en cada modo.

En el cuadro siguiente, que nos da el programa SAP en sus archivos de salida, podemos observar que los mayores porcentajes de masa participante se dan en el primer y segundo modo.

MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.940752	72.6048	0.0000	0.000	72.6048	0.0000	0.000
2	0.702239	0.0001	70.5767	0.000	72.6049	70.5767	0.000
3	0.588371	0.0094	0.1534	0.000	72.6143	70.7301	0.000
4	0.238788	16.1972	0.0000	0.000	88.8115	70.7302	0.000
5	0.168785	0.0047	1.7415	0.000	88.8163	72.4717	0.000
6	0.162814	0.0003	17.3863	0.000	88.8166	89.8580	0.000

CAPITULO 4

ANALISIS VERTICAL

4.1 CARGAS

Procedemos a evaluar las cargas verticales actuantes en los diferentes elementos estructurales que conforman el edificio.

Las cargas verticales se clasifican, por su naturaleza, en: Carga Muerta (CM) y Carga Viva (CV).

4.1.1 CARGA MUERTA

Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se propone sean permanentes. ⁽¹⁾

Para calcular el peso de los elementos que conforman la estructura y el peso de los materiales que deberán soportar, se han tomado los siguientes pesos unitarios: ⁽²⁾

Concreto armado	2400 Kg/m ³
Agua	1000 Kg/m ³
Vidrios	2500 Kg/m ³
Muros de Albañilería, unidades huecas	1400 Kg/m ³

⁽¹⁾ RNC. Norma E-20 Cargas. Acápito 1.3

⁽²⁾ RNC. Norma E-20 Cargas. Anexo 1

Piso terminado	100 Kg/m ²
Aligerado de 25 cm. de espesor	350 Kg/m ²

4.1.2 CARGA VIVA

Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.⁽³⁾

Para diseñar la edificación se tomarán en cuenta cargas vivas repartidas, concentradas o combinación de ambas.

El RNC da los siguientes valores de cargas viva :⁽⁴⁾

Oficinas y baños	250 Kg/m ²
Escaleras y corredores	400 Kg/m ²

Para la azotea el RNC establece : “ la sobrecarga mínima para los techos con una inclinación hasta de 3° con relación a la horizontal, es 100 Kg/m² ”⁽⁵⁾ , pero un buen criterio es tomar 150 Kg/m² , esto se hace como medida de precaución.

4.1.3 REDUCCIÓN POR CARGA VIVA

Debido a la poca probabilidad de que el edificio se encuentre totalmente ocupado y para evitar el sobredimensionamiento de los elementos estructurales, el RNC establece: “ Para columnas y muros las reducciones de carga viva de pisos serán de 15 por ciento en el piso más alto de la edificación y de 5 por ciento adicional por cada piso sucesivo, con una reducción máxima de 50 por ciento, sin embargo , para el caso de azoteas el reglamento no permite ningún tipo de reducción” .⁽⁶⁾

4.2 METRADO Y ANALISIS ESTRUCTURAL

Consideramos en el metrado de elementos:

- El tipo de carga que asume cada elemento del edificio, sin tener en cuenta las combinaciones de carga que causen los máximos esfuerzos, estas combinaciones se considerarán en la parte de diseño.
- La magnitud y ubicación de la carga.

Para realizar el análisis estructural de todos los pórticos, se utilizó el programa PFRAME.

4.2.1 ALIGERADOS

METRADO DE ALIGERADOS

El ancho tributario del sistema vigueta-ladrillo de un aligerado es de 40 cm. y por lo tanto la carga que actuará sobre una vigueta estará referida a ese ancho.

Los tabiques ubicados perpendicularmente a la dirección de las viguetas, influirán sobre éstas como cargas concentradas, que se calcularán como el peso de tabique en 40 cm. de longitud.

Ejemplo:

Aligerado A1

Nivel típico:

Carga muerta :

⁽³⁾ RNC. Norma E-20 Cargas. Acápites 1.3

⁽⁴⁾ RNC. Norma E-20 Cargas. Tabla 3.2.1

⁽⁵⁾ RNC. Norma E-20 Cargas. Acápites 3.4.1.1

⁽⁶⁾ RNC. Norma E-20 Cargas. Acápites 4.2.4

Repartida

- peso propio : $0.35 * 0.40 = 0.14 \text{ ton/m}$
- piso terminado : $0.10 * 0.40 = 0.04 \text{ ton/m}$
- tabiquería móvil : $0.10 * 0.40 = 0.04 \text{ ton/m}$

Puntual:

- tabique: $0.15 * 0.4 * 2.95 * 1400 = 0.25 \text{ ton}$

Carga viva :

- Sobrecarga : $0.25 * 0.40 = 0.10 \text{ ton/m}$
 $W_{cm} = 0.22 \text{ ton/m}$ $P_{cm} = 0.25 \text{ ton}$
 $W_{cv} = 0.10 \text{ ton/m}$

Azotea:**Carga muerta :****Repartida**

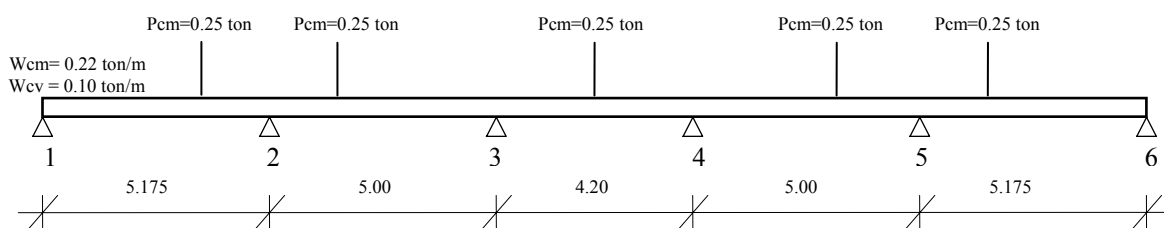
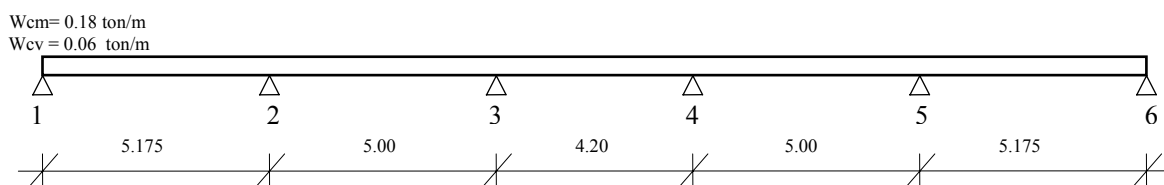
- peso propio : $0.35 * 0.40 = 0.14 \text{ ton/m}$
- piso terminado : $0.10 * 0.40 = 0.04 \text{ ton/m}$

Carga Viva

- Sobrecarga : $0.15 * 0.40 = 0.06 \text{ ton/m}$
 $W_{cm} = 0.18 \text{ ton/m}$
 $W_{cv} = 0.06 \text{ ton/m}$

ANALISIS ESTRUCTURAL DE ALIGERADOS

Se muestran a continuación los resultados del programa PFRAME , para el aligerado A2: **ALIGERADO TIPO A2 - NIVEL TIPICO**

**ALIGERADO TIPO A2 - AZOTEA****ANALISIS ESTRUCTURAL DE ALIGERADOS**

Se muestran a continuación los resultados del programa PFRAME , para el aligerado A2:

NIVEL TIPICO

CARGA MUERTA

Elemento	Nudo	Axial (kg)	Cortante (kg)	Momento (kg-m)
1 - 2	1	0	706	0
	2	0	-1249	-1160
2 - 3	2	0	1113	-1160
	3	0	-818	-641
3 - 4	3	0	818	-641
	4	0	-816	-637
4 - 5	4	0	813	-637
	5	0	-1118	-1159
5 - 6	5	0	1249	-1159
	6	0	-706	0

CARGA VIVA

Elemento	Nudo	Axial (kg)	Cortante (kg)	Momento (kg-m)
1 - 2	1	0	365	0
	2	0	-567	-522
2 - 3	2	0	504	-522
	3	0	-414	-291
3 - 4	3	0	378	-291
	4	0	-378	-291
4 - 5	4	0	414	-291
	5	0	-504	-522
5 - 6	5	0	567	-522
	6	0	-365	0

4.2.2 VIGAS

METRADO DE VIGAS

Utilizamos el método del área tributaria, que es un método práctico, rápido y da buenos resultados.

La influencia de aligerados, piso terminado y sobre carga se toman con sus distancias a ejes de pórticos, que están establecidos en el plano estructural.

La influencia de tabiques paralelos en las vigas que cargan techo, se ve reflejada en un porcentaje de carga repartida de tabique. Este porcentaje es el cociente de la distancia de la viga vecina al tabique, dividida por la distancia entre las vigas.

La influencia de tabiques perpendiculares a las vigas que cargan techo, se ve reflejada en un porcentaje de carga concentrada de tabique; dicho porcentaje es el cociente de la distancia del centro de gravedad del tabique a la viga vecina entre la distancia entre vigas.

Para las vigas secundarias se les considera una influencia de 40 cm. de aligerado en cada lado de la viga.

Ejemplo:

Viga principal : Eje “ B ”

Nivel típico:

Tramo 2 - 3

de 0 - 2.28 m.

Carga muerta :

Carga repartida

- peso propio :	$0.25*0.6*2400 = 0.36 \text{ ton/m}$
- peso aligerado :	$0.35*4.89 = 1.71 \text{ ton/m}$
- piso terminado :	$0.10*4.69 = 0.47 \text{ ton/m}$
- tabique paralelo :	$2*1.4*.15*2.95*3.65/5.1 = 0.89 \text{ ton/m}$
- tabique sobre la viga :	$1.4*.15*2.95 = 0.62 \text{ ton/m}$
- tabiquería móvil :	$0.10*4.69 = 0.47 \text{ ton/m}$
	<hr/>
	$W_{cm_1} = 4.52 \text{ ton/m}$

Carga viva :

- Sobrecarga :	$0.25*4.69 = 1.17 \text{ ton/m}$
	<hr/>
	$W_{cv_1} = 1.17 \text{ ton/m}$

en 2.28 m.

Carga puntual:

- tabique:	$2*1.4*.15*2.95*1.68*4.38/5.1 = 1.79 \text{ ton}$
	<hr/>
	$P_{cm} = 1.79 \text{ ton}$

de 2.28 a 3.30 m.

Carga muerta :

Carga repartida

- peso propio :	$0.25*0.6*2400 = 0.36 \text{ ton/m}$
- peso aligerado :	$0.35*4.89 = 1.71 \text{ ton/m}$
- piso terminado :	$0.10*1.8 = 0.02 \text{ ton/m}$
- tabique paralelo :	$2*1.4*.15*2.95*3.65/5.1 = 0.89 \text{ ton/m}$
- tabique sobre la viga :	$1.4*.15*2.4 = 0.62 \text{ ton/m}$
- tabiquería móvil :	$0.10*1.8 = 0.02 \text{ ton/m}$
	<hr/>
	$W_{cm_2} = 3.62 \text{ ton/m}$

Carga viva :

- Sobrecarga :	$0.25*1.8 = 0.23 \text{ ton/m}$
	<hr/>
	$W_{cv_2} = 0.23 \text{ ton/m}$

Tramo 3 - 4

Carga viva :

$$\begin{array}{r} \text{- Sobrecarga :} \\ \hline 0.25 \cdot 1.8 = 0.23 \text{ ton/m} \\ \text{Wcv}_2 = 0.23 \text{ ton/m} \end{array}$$

Tramo 3 - 4Carga muerta :

Carga repartida

$$\begin{array}{r} \text{- peso propio :} \\ \text{- peso aligerado :} \\ \text{- piso terminado :} \\ \text{- tabiquería móvil :} \\ \hline 0.25 \cdot 0.6 \cdot 2400 = 0.36 \text{ ton/m} \\ 0.35 \cdot 4.89 = 1.71 \text{ ton/m} \\ 0.10 \cdot 5.14 = 0.51 \text{ ton/m} \\ 0.10 \cdot 5.14 = 0.51 \text{ ton/m} \\ \text{Wcm}_2 = 3.10 \text{ ton/m} \end{array}$$

Carga viva :

$$\begin{array}{r} \text{- Sobrecarga :} \\ \hline 0.40 \cdot 5.14 = 2.06 \text{ ton/m} \\ \text{Wcv}_2 = 2.06 \text{ ton/m} \end{array}$$

Azotea:Carga muerta :

Carga repartida

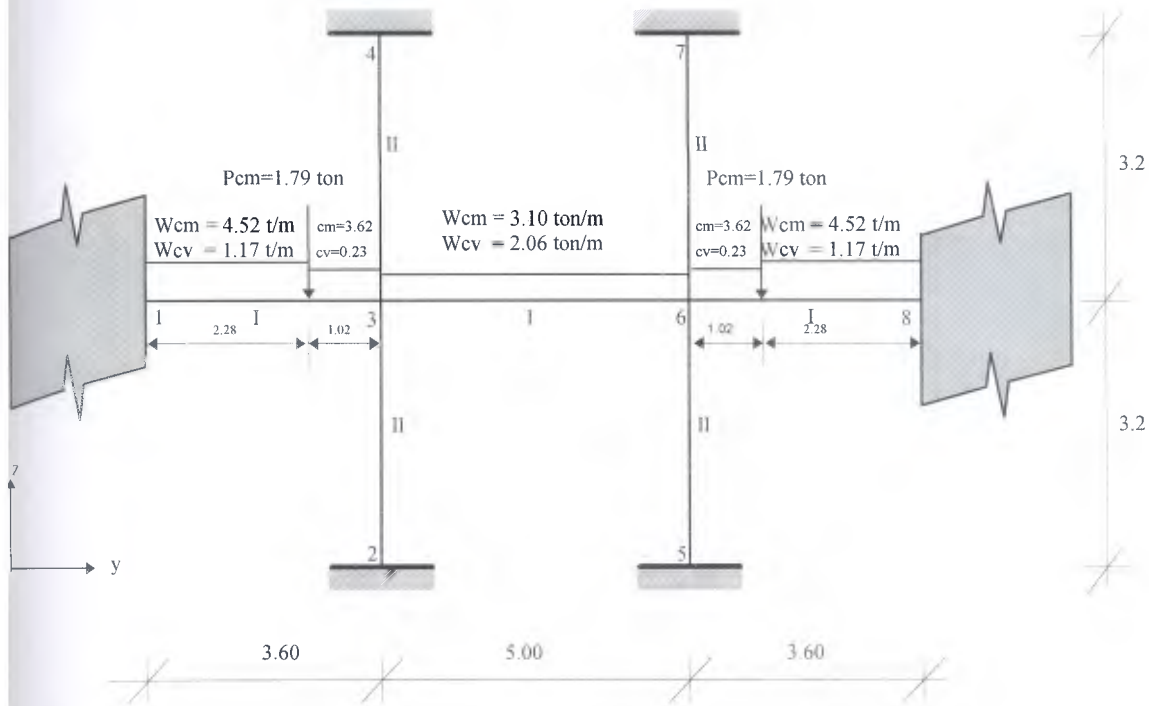
$$\begin{array}{r} \text{- peso propio :} \\ \text{- peso aligerado :} \\ \text{- piso terminado :} \\ \hline 0.25 \cdot 0.6 \cdot 2400 = 0.36 \text{ ton/m} \\ 0.35 \cdot 4.89 = 1.71 \text{ ton/m} \\ 0.10 \cdot 4.69 = 0.47 \text{ ton/m} \\ \text{Wcm}_1 = 2.54 \text{ ton/m} \end{array}$$

Carga viva :

$$\begin{array}{r} \text{- Sobrecarga :} \\ \hline 1.50 \cdot 4.69 = 0.70 \text{ ton/m} \\ \text{Wcv}_1 = 0.70 \text{ ton/m} \end{array}$$

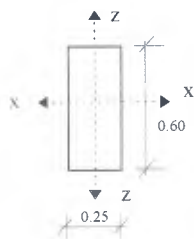
ANALISIS ESTRUCTURAL DE VIGAS

PORTICO " B " - NIVEL TIPICO

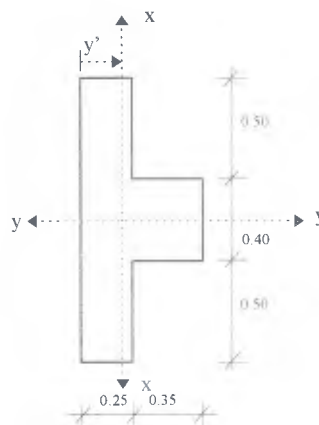


SECCION I

SECCION II



$A = 0.150 \text{ m}^2$
 $I_x = 0.0045 \text{ m}^4$
 $z' = 0.30 \text{ m}$



$A = 0.490 \text{ m}^2$
 $I_x = 0.0117 \text{ m}^4$
 $y' = 0.21 \text{ m}$

Se muestran a continuación los resultados del programa PFRAME , para la viga principal del pórtico " B " :

NIVEL TIPICO

CARGA MUERTA

Elemento	Nudo	Axial (kg)	Cortante (kg)	Momento kg-m)
1 - 3	1	0	6039	-3348
	3	0	-5175	-3847
2 - 3	2	-6461	-566	603
	3	-6461	-566	-1206
3 - 4	3	6461	-566	1206
	4	6461	-566	-603
3 - 6	3	0	7746	-6260
	6	0	7746	-6260
5 - 6	5	-6461	-566	-603
	6	-6461	-566	1206
6 - 7	6	6461	-566	-1206
	7	6461	-566	603
6 - 8	6	0	5175	-3847
	8	0	-6039	-3348

CARGA VIVA

Elemento	Nudo	Axial (kg)	Cortante (kg)	Momento kg-m)
1 - 3	1	0	1565	-688
	3	0	-1101	-1290
2 - 3	2	-3119	-649	692
	3	-3119	-649	-1384
3 - 4	3	3119	-649	1384
	4	3119	-649	-692
3 - 6	3	0	5138	-4058
	6	0	-5138	-4058
5 - 6	5	-3119	649	-692
	6	-3119	649	1384
6 - 7	6	3119	649	-1384
	7	3119	649	692
6 - 8	6	0	1101	-1290
	8	0	-1565	-688

4.2.3 COLUMNAS

METRADO DE COLUMNAS

Se ha empleado el método del área tributaria, que es muy práctico y brinda buenos resultados.

Se ha despreciado la existencia de ductos , pues su área es muy pequeña.

Se ha reducido la carga viva como lo indica el R.N.C.

En el siguiente cuadro mostramos un ejemplo de metrado de una columna.

COLUMNAS A1, A6, F1, F6

Nivel	TIPO DE CARGA	C.M. (ton)	C.V. reduc. (ton)	C.M. acumulada		C.V. red.acum. (ton)
				inferior (ton)	superior (ton)	
9	Peso propio	2.42				
	Vigas principales	0.99				
	Vigas secundarias	0.71				
	Aligerado	2.71				
	Piso terminado	0.82				
	Parapeto	<u>1.07</u>				
	C.M.	8.72		8.72	7.22	
	S/C		1.23			1.23
8	Peso propio	1.84				
	Vigas principales	0.99				
	Vigas secundarias	0.71				
	Aligerado	2.71				
	Piso terminado	0.82				
	Tab.Mov.	0.82				
	Muros					
	Parapeto	<u>1.07</u>				
C.M.	8.96		17.68	16.18		
S/C * .85		1.74			2.98	
7	C.M.	8.96		26.64	25.15	
	C.V.*0.80		1.64			4.62
6	C.M.	8.96		35.61	34.11	
	C.V.*0.75		1.54			6.16
5	C.M.	8.96		44.57	43.07	
	C.V.*0.70		1.44			7.59
4	C.M.	8.96		53.53	52.04	
	C.V.*0.65		1.33			8.93
3	C.M.	8.96		62.50	61.00	
	C.V.*0.60		1.23			10.16
2	C.M.	8.96		71.46	69.96	
	C.V.*0.55		1.13			11.29
1	Peso propio	2.42				
	Vigas principales	0.99				
	Vigas secundarias	0.71				
	Aligerado	2.71				
	Piso terminado	0.82				
	Tab.Mov.	0.82				
	Muros					
	Parapeto	<u>1.07</u>				
C.M.	9.54		81.00	78.93		
C.V.*0.50		1.03			12.31	

Presentamos los cuadros de los metrados de las columnas y sus respectivos momentos por fuerza de gravedad.

COLUMNA A1

Nivel	Entrepiso	Pcm (ton)	Pcv (ton)	Mcmx (ton - m)	Mcvx (ton - m)	Mcm _y (ton - m)	Mcv _y (ton - m)
1	inferior	81.00	12.31	0.33	0.06	1.40	0.46
	superior	78.93	12.31	-0.66	-0.12	-2.79	-0.91
2	inferior	71.46	11.29	0.66	0.12	2.79	0.91
	superior	69.96	11.29	-0.66	-0.12	-2.79	-0.91
3	inferior	62.50	10.16	0.66	0.12	2.79	0.91
	superior	61.00	10.16	-0.66	-0.12	-2.79	-0.91
4	inferior	53.53	8.93	0.66	0.12	2.79	0.91
	superior	52.04	8.93	-0.66	-0.12	-2.79	-0.91
5	inferior	44.57	7.59	0.66	0.12	2.79	0.91
	superior	43.07	7.59	-0.66	-0.12	-2.79	-0.91
6	inferior	35.61	6.16	0.66	0.12	2.79	0.91
	superior	34.11	6.16	-0.66	-0.12	-2.79	-0.91
7	inferior	26.64	4.62	0.66	0.12	2.79	0.91
	superior	25.15	4.62	-0.66	-0.12	-2.79	-0.91
8	inferior	17.68	2.98	0.66	0.12	2.79	0.91
	superior	16.18	2.98	-0.66	-0.12	-2.79	-0.91
9	inferior	8.72	1.23	0.66	0.12	2.79	0.91
	superior	7.22	1.23	-0.99	-0.12	-4.22	-0.96

COLUMNA A2

Nivel	Entrepiso	Pcm (ton)	Pcv (ton)	Mcmx (ton - m)	Mcvx (ton - m)	Mcm _y (ton - m)	Mcv _y (ton - m)
1	inferior	110.82	18.28	0.47	0.10	-0.83	-0.28
	superior	108.75	18.28	-0.95	-0.20	1.65	0.56
2	inferior	87.82	16.76	0.95	0.20	-1.65	-0.56
	superior	96.32	16.76	-0.95	-0.20	1.65	0.56
3	inferior	85.39	15.09	0.95	0.20	-1.65	-0.56
	superior	83.89	15.09	-0.95	-0.20	1.65	0.56
4	inferior	72.96	13.26	0.95	0.20	-1.65	-0.56
	superior	71.46	13.26	-0.95	-0.20	1.65	0.56
5	inferior	60.53	11.29	0.95	0.20	-1.65	-0.56
	superior	59.03	11.29	-0.95	-0.20	1.65	0.56
6	inferior	48.10	9.16	0.95	0.20	-1.65	-0.56
	superior	46.60	9.16	-0.95	-0.20	1.65	0.56
7	inferior	35.67	6.87	0.95	0.20	-1.65	-0.56
	superior	34.17	6.87	-0.95	-0.20	1.65	0.56
8	inferior	23.24	4.44	0.95	0.20	-1.65	-0.56
	superior	21.74	4.44	-0.95	-0.20	1.65	0.56
9	inferior	10.81	1.86	0.95	0.20	-1.65	-0.56
	superior	9.31	1.86	-0.97	-0.22	2.54	0.58

COLUMNA A3

Nivel	Entrepiso	Pcm (ton)	Pcv (ton)	Mcmx (ton - m)	Mcvx (ton - m)	Mcm y (ton - m)	Mcv y (ton - m)
1	inferior	103.27	21.00	0.21	0.01	0.44	0.30
	superior	101.20	21.00	-0.42	-0.10	-0.89	-0.59
2	inferior	91.09	19.21	0.42	0.10	0.89	0.59
	superior	89.59	19.21	-0.42	-0.10	-0.89	-0.59
3	inferior	79.49	17.24	0.42	0.10	0.89	0.59
	superior	77.99	17.24	-0.42	-0.10	-0.89	-0.59
4	inferior	67.89	15.09	0.42	0.10	0.89	0.59
	superior	66.39	15.09	-0.42	-0.10	-0.89	-0.59
5	inferior	56.29	12.76	0.42	0.10	0.89	0.59
	superior	54.79	12.76	-0.42	-0.10	-0.89	-0.59
6	inferior	44.69	10.25	0.42	0.10	0.89	0.59
	superior	43.19	10.25	-0.42	-0.10	-0.89	-0.59
7	inferior	33.08	7.56	0.42	0.10	0.89	0.59
	superior	31.59	7.56	-0.42	-0.10	-0.89	-0.59
8	inferior	21.48	4.70	0.42	0.10	0.89	0.59
	superior	19.89	4.70	-0.42	-0.10	-0.89	-0.59
9	inferior	9.88	1.65	0.42	0.10	0.89	0.59
	superior	8.38	1.65	-0.37	-0.08	-1.30	-0.30

COLUMNA C1

Nivel	Entrepiso	Pcm (ton)	Pcv (ton)	Mcmx (ton - m)	Mcvx (ton - m)	Mcm y (ton - m)	Mcv y (ton - m)
1	inferior	125.66	22.05	-0.09	0.02	2.33	0.78
	superior	123.59	22.05	0.19	0.03	-4.65	-1.56
2	inferior	110.94	20.21	-0.19	-0.03	4.65	1.56
	superior	109.44	20.21	0.19	0.03	-4.65	-1.56
3	inferior	96.79	18.19	-0.19	-0.03	4.65	1.56
	superior	95.30	18.19	0.19	0.03	-4.65	-1.56
4	inferior	82.65	15.99	-0.19	-0.03	4.65	1.56
	superior	81.15	15.99	0.19	0.03	-4.65	-1.56
5	inferior	68.50	13.60	-0.19	-0.03	4.65	1.56
	superior	67.00	13.60	0.19	0.03	-4.65	-1.56
6	inferior	54.35	11.03	-0.19	-0.03	4.65	1.56
	superior	52.85	11.03	0.19	0.03	-4.65	-1.56
7	inferior	40.21	8.27	-0.19	-0.03	4.65	1.56
	superior	38.71	8.27	0.19	0.03	-4.65	-1.56
8	inferior	26.06	5.33	-0.19	-0.03	4.65	1.56
	superior	24.56	5.33	0.19	0.03	-4.65	-1.56
9	inferior	11.91	2.21	-0.19	-0.03	4.65	1.56
	superior	10.41	2.21	0.27	0.03	-5.77	-1.70

COLUMNA C3

Nivel	Entrepiso	Pcm (ton)	Pcv (ton)	Mcmx (ton - m)	Mcvx (ton - m)	Mcm _y (ton - m)	Mcv _y (ton - m)
1	inferior	167.87	34.06	0.25	-0.02	0.59	0.31
	superior	166.29	34.06	-0.50	0.04	-1.19	-0.62
2	inferior	150.91	31.90	0.50	-0.04	1.19	0.62
	superior	149.76	31.90	-0.50	0.04	-1.19	-0.62
3	inferior	133.94	29.52	0.50	-0.04	1.19	0.62
	superior	132.80	29.52	-0.50	0.04	-1.19	-0.62
4	inferior	116.98	26.93	0.50	-0.04	1.19	0.62
	superior	115.83	26.93	-0.50	0.04	-1.19	-0.62
5	inferior	100.01	24.12	0.50	-0.04	1.19	0.62
	superior	98.87	24.12	-0.50	0.04	-1.19	-0.62
6	inferior	83.05	21.09	0.50	-0.04	1.19	0.62
	superior	81.90	21.09	-0.50	0.04	-1.19	-0.62
7	inferior	66.08	17.85	0.50	-0.04	1.19	0.62
	superior	64.94	17.85	-0.50	0.04	-1.19	-0.62
8	inferior	49.12	14.39	0.50	-0.04	1.19	0.62
	superior	47.97	14.39	-0.50	0.04	-1.19	-0.62
9	inferior	32.45	10.71	0.50	-0.04	1.19	0.62
	superior	31.01	10.71	-0.56	0.02	-1.12	-0.18

COLUMNA C4

Nivel	Entrepiso	Pcm (ton)	Pcv (ton)	Mcmx (ton - m)	Mcvx (ton - m)	Mcm _y (ton - m)	Mcv _y (ton - m)
1	inferior	180.82	39.81	0.25	-0.02	-0.43	0.36
	superior	179.24	39.81	-0.50	0.04	0.87	0.71
2	inferior	162.69	36.47	0.50	-0.04	-0.87	-0.71
	superior	161.55	36.47	-0.50	0.04	0.87	0.71
3	inferior	144.55	32.80	0.50	-0.04	-0.87	-0.71
	superior	143.41	32.80	-0.50	0.04	0.87	0.71
4	inferior	126.42	28.79	0.50	-0.04	-0.87	-0.71
	superior	125.28	28.79	-0.50	0.04	0.87	0.71
5	inferior	108.29	24.45	0.50	-0.04	-0.87	-0.71
	superior	107.15	24.45	-0.50	0.04	0.87	0.71
6	inferior	90.16	19.78	0.50	-0.04	-0.87	-0.71
	superior	89.01	19.78	-0.50	0.04	0.87	0.71
7	inferior	72.02	14.77	0.50	-0.04	-0.87	-0.71
	superior	70.88	14.77	-0.50	0.04	0.87	0.71
8	inferior	53.89	9.43	0.50	-0.04	-0.87	-0.71
	superior	52.75	5.33	-0.50	0.04	0.87	0.71
9	inferior	35.76	3.76	0.50	-0.04	-0.87	-0.71
	superior	34.62	3.76	-0.56	0.02	0.76	0.10

4.2.4 PLACAS METRADO Y ANALISIS

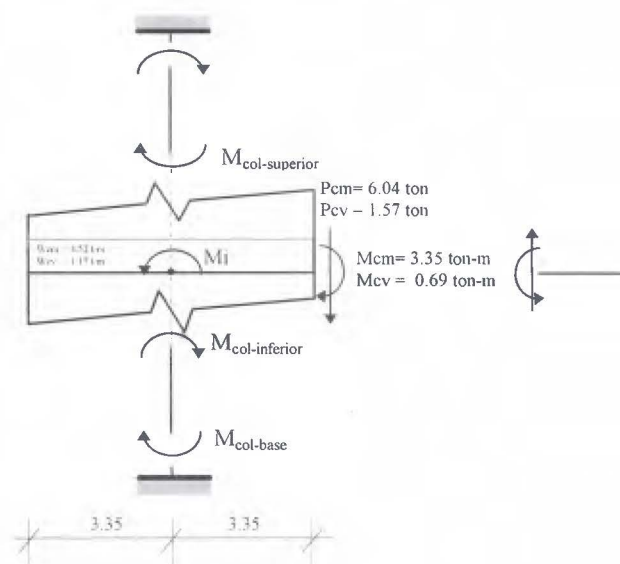
Para la carga axial se ha empleado también el método del área tributaria y se han tomado en cuenta las mismas consideraciones que en las columnas.

Para hallar los momentos por cargas de gravedad se procedió de la siguiente manera :

Se idealiza cada placa a ejes, se metra las cargas repartidas y puntuales que actúan sobre la placa y las ubicamos en el modelo idealizado de la placa, así como también los momentos y reacciones provenientes del análisis estructural efectuado con el programa PFRAME, luego se procede a trasladar todas las cargas que actúan sobre la placa hacia su centro de gravedad, y se obtiene de esta manera el momento por cargas de gravedad en los nudos de cada nivel por placa. Los momentos flectores obtenidos en los nudos de cada nivel, se reparten al nivel superior e inferior de la placa, proporcionalmente a su rigidez.

A continuación mostramos un ejemplo para hallar los momentos flectores por gravedad.

PLACA 1 - TIPO A :



Nivel típico :

$$M_{i_{cm}} = 3.35 + 6.04 \cdot 3.35 = 23.58 \text{ ton-m}$$

$$M_{i_{cv}} = 0.69 + 1.57 \cdot 3.35 = 5.93 \text{ ton-m}$$

$$M_{col-inf_{cm}} = M_{i_{cm}} / 2 = 23.58 / 2 = 11.79 \text{ ton-m}$$

$$M_{col-sup_{cm}} = M_{i_{cm}} / 2 = 23.58 / 2 = 11.79 \text{ ton-m}$$

$$M_{col-inf_{cv}} = M_{i_{cv}} / 2 = 5.93 / 2 = 2.97 \text{ ton-m}$$

$$M_{col-sup_{cv}} = M_{i_{cv}} / 2 = 5.93 / 2 = 2.97 \text{ ton-m}$$

Base :

$$M_{col-base_{cm}} = M_{col-inf_{cm}} / 2 = 11.79 / 2 = 5.90 \text{ ton-m}$$

$$M_{col-base_{cv}} = M_{col-inf_{cv}} / 2 = 2.97 / 2 = 1.49 \text{ ton-m}$$

Azotea :

$$M_{i_{cm}} = 2.06 + 3.91 \cdot 3.35 = 15.15 \text{ ton-m}$$

$$M_{i_{cv}} = 0.57 + 1.08 \cdot 3.35 = 4.19 \text{ ton-m}$$

$$M_{col-inf_{cm}} = M_{i_{cm}} = 15.15 \text{ ton-m}$$

PLACA 1 : TIPO A

N	TIPO DE CARGA	C.M.	C.V. reduc.	C.M. acum. inferior	C.M. acum. superior	C.V. red.acum.
9	Peso propio	14.25				
	Vigas principales	0.54				
	Vigas secundarias	2.82				
	Aligerado	13.07				
	Piso terminado	4.11				
	Parapeto	<u>0.99</u>				
	C.M.	35.78		35.78	26.96	
	S/C		6.16			6.16
	8	Peso propio	14.25			
Vigas principales	0.54					
Vigas secundarias	2.82					
Aligerado	13.07					
Piso terminado	3.80					
Tab.Mov.	3.80					
Muros	4.56					
Parapeto	<u>0.99</u>					
C.M.	43.84		79.61	70.79		
S/C * .85		8.08			14.24	
7	C.M.	43.84		123.45	114.63	
C.V.*0.80			7.61			21.85
6	C.M.	43.84		167.29	158.47	
C.V.*0.75			7.13			28.99
5	C.M.	43.84		211.13	202.31	
C.V.*0.70			6.66			35.64
4	C.M.	43.84		254.96	246.14	
C.V.*0.65			6.18			41.83
3	C.M.	43.84		298.80	289.98	
C.V.*0.60			5.71			47.53
2	C.M.	43.84		342.64	333.82	
C.V.*0.55			5.23			52.76
1	Peso propio	18.70				
	Vigas principales	0.54				
	Vigas secundarias	2.82				
	Aligerado	13.07				
	Piso terminado	3.80				
	Tab.Mov.	3.80				
	Muros	4.56				
	Parapeto	<u>0.99</u>				
	C.M.	48.29		390.93	378.72	
C.V.*0.50		4.76			57.52	

Presentamos los cuadros de los metrados de las placas y sus respectivos momentos por fuerzas de gravedad.

PLACA 1 TIPO A

Nivel	Entrepiso	Pcm (ton)	Pcv (ton)	Mcm (ton - m)	Mcv (ton - m)
1	inferior	390.93	57.52	5.90	1.49
	superior	378.72	57.52	-11.79	-2.97
2	inferior	342.64	52.76	11.79	2.97
	superior	333.82	52.76	-11.79	-2.97
3	inferior	298.80	47.53	11.79	2.97
	superior	289.98	47.53	-11.79	-2.97
4	inferior	254.96	41.83	11.79	2.97
	superior	246.14	41.83	-11.79	-2.97
5	inferior	211.13	35.64	11.79	2.97
	superior	202.31	35.64	-11.79	-2.97
6	inferior	167.29	28.99	11.79	2.97
	superior	158.47	28.99	-11.79	-2.97
7	inferior	123.45	21.85	11.79	2.97
	superior	114.63	21.85	-11.79	-2.97
8	inferior	79.61	14.24	11.79	2.97
	superior	70.79	14.24	-11.79	-2.97
9	inferior	35.78	6.16	11.79	2.97
	superior	26.96	6.16	-15.15	-4.19

PLACA 5 TIPO B

Nivel	Entrepiso	Pcm (ton)	Pcv (ton)	Mcmx (ton - m)	Mcvx (ton - m)
1	inferior	392.49	71.65	0.00	0.00
	superior	383.07	71.65	0.00	0.00
2	inferior	346.63	66.33	0.00	0.00
	superior	339.83	66.33	0.00	0.00
3	inferior	304.21	60.48	0.00	0.00
	superior	297.41	60.48	0.00	0.00
4	inferior	261.79	54.10	0.00	0.00
	superior	254.99	54.10	0.00	0.00
5	inferior	219.36	47.19	0.00	0.00
	superior	212.56	47.19	0.00	0.00
6	inferior	176.94	39.74	0.00	0.00
	superior	170.14	39.74	0.00	0.00
7	inferior	134.52	31.77	0.00	0.00
	superior	127.72	31.77	0.00	0.00
8	inferior	92.09	23.26	0.00	0.00
	superior	85.30	23.26	0.00	0.00
9	inferior	49.67	14.22	0.00	0.00
	superior	42.87	14.22	0.00	0.00

PLACA 7 : TIPO C

Nivel	Entrepiso	Pcm (ton)	Pcv (ton)	Mcm (ton - m)	Mcv (ton - m)
1	inferior	220.42	37.76	0.37	0.01
	superior	213.98	37.76	-0.74	-0.26
2	inferior	193.10	34.46	0.74	0.26
	superior	188.46	34.46	-0.74	-0.26
3	inferior	168.14	30.82	0.74	0.26
	superior	163.49	30.82	-0.74	-0.26
4	inferior	143.17	26.86	0.74	0.26
	superior	138.52	26.86	-0.74	-0.26
5	inferior	118.20	22.57	0.74	0.26
	superior	113.56	22.57	-0.74	-0.26
6	inferior	93.24	17.95	0.74	0.26
	superior	88.59	17.95	-0.74	-0.26
7	inferior	68.27	12.99	0.74	0.26
	superior	63.62	12.99	-0.74	-0.26
8	inferior	43.30	7.71	0.74	0.26
	superior	38.65	7.71	-0.74	-0.26
9	inferior	18.33	2.10	0.74	0.26
	superior	13.69	2.10	-0.83	-0.06

CAPITULO 5

ANALISIS Y DISEÑO DE ALIGERADOS

5.1 DEFINICION Y CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

Los aligerados son elementos monolíticos de concreto formados por nervaduras regularmente espaciadas, unidas por una losa superior más delgada, el espacio que hay entre las nervaduras está relleno por un ladrillo aligerado, con vacíos tubulares.

El espaciamiento y dimensiones de los componentes de este tipo de losa son tales que su comportamiento estructural permite ser analizada como una viga T.

Para el cálculo estructural y diseño, se considera que sólo las viguetas aportan rigidez y resistencia.

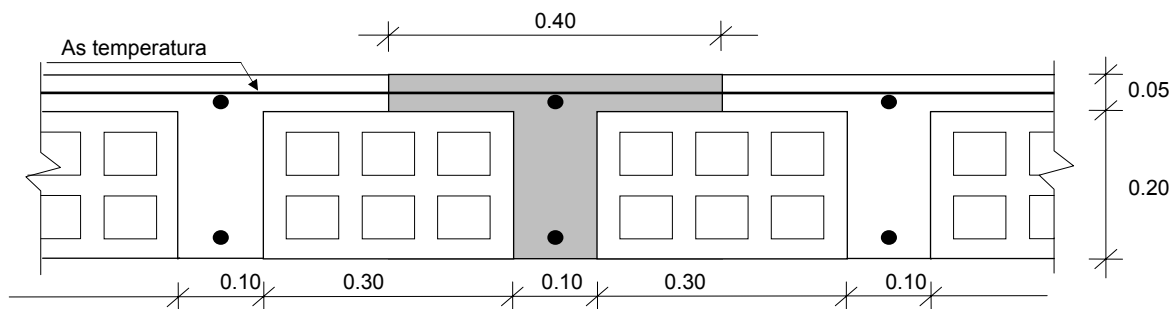


Fig. 5.1 . _ Sección transversal del aligerado

Á.....700CP f NKU

5.2.1 IDEALIZACION

En el análisis de aligerados se han usado las siguientes consideraciones:

- La luz de cálculo es igual a la distancia entre ejes de apoyo.
- Se han tomado las características geométricas de una sección T.
- La condición de apoyo en el encuentro con vigas es “ simplemente apoyado”.
- La condición de apoyo en el encuentro con placas es “ empotrado ”.

5.2.2 ALTERNANCIA DE CARGAS

La alternancia de cargas vivas es una situación real en una estructura y puede generar momentos mayores a los obtenidos al considerar todos los tramos uniformemente cargados, así como zonas donde se produzcan inversiones de momentos.⁽¹⁾

Las alternancias de cargas son las siguientes :

- La carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva aplicada simultáneamente en todos los tramos.
- La carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva en dos tramos adyacentes.
- La carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva en tramos alternos.⁽²⁾

Una muestra de la alternancia de carga viva, para un aligerado de cinco tramos, se puede observar en el ejemplo práctico incluido en este capítulo.

5.2.3 ANALISIS ESTRUCTURAL - PROGRAMAS DE AYUDA

El análisis estructural de cada alternancia de cargas se efectuó mediante la aplicación del programa de ayuda PFRAME, de este programa se obtuvieron los momentos flectores y las reacciones en los ejes de los apoyos.

Para la construcción de los diagramas de envolvente de esfuerzos se utilizó una hoja de cálculo desarrollada en Microsoft “ EXCEL ”.

En los extremos de los modelos de aligerados, en los que el momento negativo es cero, se consideró un momento determinado por la siguiente expresión :

(3)

Donde :

w_u : Carga última = $1.5 * CM + 1.8 * CV$

L : Luz libre de tramo de aligerado.

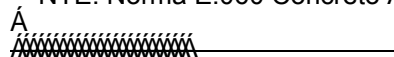
5.3 DISEÑO

5.3.1 DISEÑO POR FLEXION

⁽¹⁾ BLANCO A. . Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. pág. 103.

⁽²⁾ NTE. Norma E.060 Concreto Armado . Acápito 9.2.2

⁽³⁾ NTE. Norma E.060 Concreto Armado . Acápito 9.3.2



Para diseñar el acero requerido para resistir los momentos flectores, las viguetas se consideran como vigas rectangulares, teniendo en cuenta que :

- Para hallar el acero superior se consideran secciones rectangulares de 10 x 25 cm.

- Para hallar el acero inferior se consideran secciones rectangulares de 40 x 25 cm. , verificando que la compresión no pase del ala, es decir que la altura del rectángulo en compresión sea menor que 5 cm.

siendo :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} < 5 \text{ cm.}$$

a : altura del rectángulo en compresión.

b : ancho de la vigueta.

La expresión para hallar el área de acero requerida es :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a)} \cdot 2$$

donde :

A_s : área de acero requerida

M_u : momento actuante último.

ϕ : factor de reducción de capacidad = 0.9 (4)

d : peralte efectivo

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Para facilitar el diseño se ha elaborado la siguiente tabla que contiene los momentos de diseño correspondientes a las áreas de acero más usuales en aligerados.

$h = 25 \text{ cm.} \quad f'_c = 210 \text{ Kg /cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg /cm}^2$			
Varilla	A_s (cm^2)	$Md^{(-)}$ (ton-m)	$Md^{(+)}$ (ton-m)
1 Ø 3/8 “	0.71	0.57	0.59
1 Ø 1/2”	1.29	1.00	1.05
2 Ø 3/8”	1.42	1.09	1.16
1 Ø 3/8” + 1 Ø 1/2”	2.00	1.49	1.62
2 Ø 1/2”	2.58	1.85	2.07

"

(4) NTE. Norma E.060 Concreto Armado . Acápite 10.3.2

REFUERZO MAXIMO :

El porcentaje de refuerzo ρ proporcionado no debe exceder de $0.75\rho_b$, donde ρ_b es el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada. ⁽⁵⁾

REFUERZO MINIMO :

El área mínima de refuerzo podrá calcularse con :

$$A_{s.min} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d}{f_y} \quad (6)$$

donde :

b : ancho efectivo = 10 cm. (para ambos casos)

d : peralte efectivo = 22 cm.

Alternativamente, si el área de acero requerida es menor que el área mínima, a esta área menor se le aumentará un 33 %. Si al hacer esta operación aún resulta menor que el área mínima se diseñará con esta nueva área. En caso contrario se diseñará con el acero mínimo.

CORTE Y COLOCACION DEL REFUERZO

El diseño se debe complementar con el corte de las varillas longitudinales o la colocación de bastones con el fin de obtener un diseño económico.

Para el corte del fierro, se usa los diagramas de envolventes de momento flector. Fácilmente se puede determinar el punto en que ya no es requerida una cierta área de acero, pero debemos cumplir con lo especificado en la norma NTE. 060 Concreto Armado :

- Acápite 8.8.1.4 : “El refuerzo deberá extenderse, más allá de la sección en que ya no es necesario, una distancia igual al peralte efectivo del elemento ó $12 d_b$, la que sea mayor, siempre que desarrolle l_d desde el punto de máximo esfuerzo, excepto en los apoyos de los tramos libres y en el extremo de voladizos.” donde :

d_b : diámetro nominal de la varilla.

l_d : longitud de desarrollo o de anclaje.

- Acápite 8.8.1.5 : “ Cuando se use refuerzo continuo y adicionalmente otro de menor longitud (bastones) se deberá cumplir :

El refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo l_d , más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario.

El refuerzo por flexión no deberá terminarse en una zona de tracción a menos que se cumpla que en el punto de corte el refuerzo que continúa proporcione el doble del área requerida por flexión, y el cortante no exceda las $3/4$ partes de lo permitido. ”

- Acápite 8.8.2.1 : “ Por lo menos la tercera parte del refuerzo por momento positivo deberá prolongarse dentro del apoyo, cumpliendo con el anclaje requerido. ”

- Acápite 8.8.3.3 : “ Por lo menos un tercio del refuerzo total por flexión en el apoyo se extenderá una longitud, más allá del punto de inflexión, mayor o igual al peralte efectivo, $12 d_b$ ó $1/16$ de la luz del tramo. ”

En la figura 5.2 , se puede observar todo lo mencionado sobre el corte y disposición del acero.

⁽⁵⁾ NTE. Norma E.060 Concreto Armado . Acápite 11.4

⁽⁶⁾ NTE. Norma E.060 Concreto Armado . Acápite 11.5.2

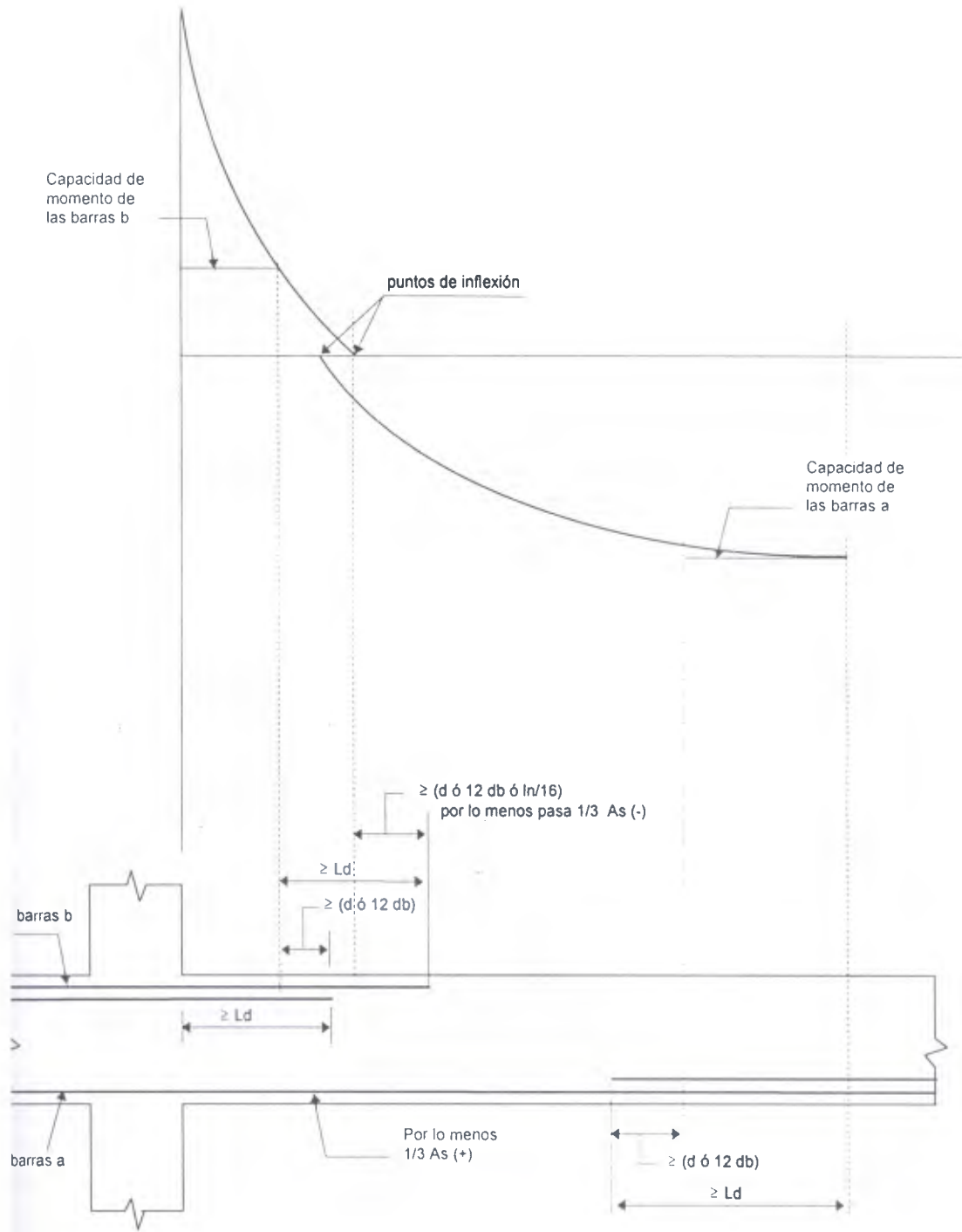


Fig.5.2 . _ Corte y disposición del refuerzo

5.3.2 DISEÑO POR CORTE

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión :

$$V_u < V_n \quad (7)$$

donde:

V_u : Resistencia última, requerida por corte en la sección analizada. V_n : resistencia nominal al corte de la sección.

ϕ : factor de reducción de capacidad = 0.85 ⁽⁸⁾

Para el caso de aligerados:

$$V_u < \phi V_c$$

V_c : La contribución del concreto en la resistencia al corte.

V_c , para miembros sujetos únicamente a corte y flexión, se puede evaluar considerando:

$$V_c = 0.53 * V * b * d \quad (9)$$

donde:

b = 10 cm.

d = peralte efectivo f_c

= 210 kg/cm²

La resistencia al corte del concreto puede ser aumentada en un 10% debido al buen comportamiento en conjunto, donde el ladrillo toma algo del esfuerzo cortante.

La verificación se hace a una distancia "d" de la cara del apoyo y si no cumpliera, será necesario hacer uso de ensanches en las viguetas, retirando ladrillos en forma alternada, hasta que se cubran las necesidades de resistencia.

En los cálculos realizados, se ha considerado las siguientes resistencias:

Vigueta sin retiro de ladrillo : 1.10 V_c = 1.58 ton

Vigueta con retiro de ladrillo : 1.10 V_c = 3.95 ton

5.3.3 REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extienda en un dirección deberá proporcionarse refuerzo perpendicular al refuerzo por flexión, para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura. El acero prevista para resistir los momentos de flexión es suficiente para resistir, en esa dirección, los esfuerzo por contracción y temperatura.

El código peruano especifica lo siguiente:

$$A_{s_{temp}} = 0.0025 * b * h \quad (10)$$

(7) NTE. Norma E.060 Concreto Armado . Acápite 13.1.1

(8) NTE. Norma E.060 Concreto Armado . Acápite 10.3.2

(9) NTE. Norma E.060 Concreto Armado . Acápite 13.2.1

(10) NTE. Norma E.060 Concreto Armado . Acápite 7.10.2

se tiene para un metro de ancho:

$$A_{Stemp} = 0.0025 * 100 * 5 = 1.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Ø } 1/4'' @ 32 \text{ cm.}$$

Pero, el reglamento estipula: “El refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse a una separación menor o igual a 5 veces el espesor de la losa, sin exceder 45 cm.”⁽¹¹⁾

$$S_{max} = 5 * 5 = 25 \text{ cm.}$$

$$S_{max} = 45 \text{ cm.}$$

por lo que optamos : $A_{Stemp} \rightarrow \text{Ø } 1/4'' @ 25 \text{ cm.}$

5.3.4 CONTROL DE DEFLEXIONES

Los elementos de concreto armado sujetos a flexión deben diseñarse para tener una rigidez adecuada y evitar las deflexiones excesivas que afecten la resistencia del elemento o su funcionamiento.

Se distinguen dos tipos de deflexiones :

DEFLEXION INSTANTANEA :

Es la que se produce al desencofrar y aplicar las cargas al elemento. Podrán calcularse por los métodos o fórmulas usuales del análisis elástico, considerando los efectos que tienen la fisuración y el refuerzo sobre la rigidez del elemento.

DEFLEXION DIFERIDA :

Es la que se origina luego de un tiempo y sin la aplicación de más cargas. Se produce por el flujo plástico del concreto y de la contracción del fraguado de los elementos en flexión, podrá estimarse multiplicando la deflexión inmediata causada por las cargas sostenidas (carga muerta y la porción de carga viva que se prevé actuará permanentemente) por el factor Γ que se obtiene por :

$$\Gamma = \frac{F}{1 + 50 * \rho'}$$

donde ρ' es la cuantía de acero en compresión ($A's / b.d$) en el centro del tramo del tramo para elementos simples o continuos y en la sección de apoyo para voladizos.

El factor F depende del tiempo en que se desee evaluar la deflexión diferida y podrá tomarse:

$$\begin{aligned} F &= 1.0 \quad (3 \text{ meses }) \\ F &= 1.2 \quad (6 \text{ meses }) \\ F &= 1.4 \quad (12 \text{ meses }) \\ F &= 2.0 \quad (5 \text{ años o más }) \end{aligned} \quad (12)$$

⁽¹¹⁾ NTE. Norma E.060 Concreto Armado . Acápite 7.6.6

⁽¹²⁾ NTE. Norma E.060 Concreto Armado . Acápite 10.4.3.1

DEFLEXIONES MAXIMAS PERMITIDAS

La deflexión total será la suma de la deflexión inmediata y la deflexión diferida. ⁽¹³⁾

No debe ser mayor que :

- L / 360 : La deflexión instantánea debida a carga viva, para pisos que no soporten ni estén ligados a elementos estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.

- L / 240 : La deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas más la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional.

CALCULO DE LA INERCIA DEL TRAMO

El cálculo de la deflexión sólo proporciona una aproximación para los fines de diseño y no deben entenderse como un valor exacto, pues los cálculos están basados en una inercia “ representativa ” y aproximada del elemento.

En los cálculos intervienen numerosos factores: agrietamiento, la contracción de fragua, el flujo plástico, cantidad y distribución del refuerzo, etc. .

La deflexión inmediata para elementos de concreto de peso normal podrá calcularse con el momento de inercia de la sección transformada y agrietada (I_e), excepto cuando el momento flector para condiciones de servicio en cualquier sección del elemento no exceda del momento de agrietamiento (M_{cr}) de la sección, en cuyo caso podrá usarse el momento de la sección no agrietada (I_g). ⁽¹⁴⁾

El momento de agrietamiento se calculará como se indica a continuación:

$$M_{cr} = \frac{F_r \cdot I_g}{Y_t}$$

donde:

F_r : Módulo de ruptura = $2\sqrt{f'c}$

Y_t : distancia del eje centroidal de la sección a la fibra extrema en tracción.

En elementos continuos de sección constante, el momento de inercia que se use será un valor promedio calculado de acuerdo a:

$$I_e = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2 \cdot I_{e3}}{4}$$

donde I_{e1} , I_{e2} son los momentos de inercia de las secciones extremas del tramo , I_{e3} el momento de la sección central del tramo.

Si el tramo sólo es continuo en un extremo, se calculará con la siguiente expresión :

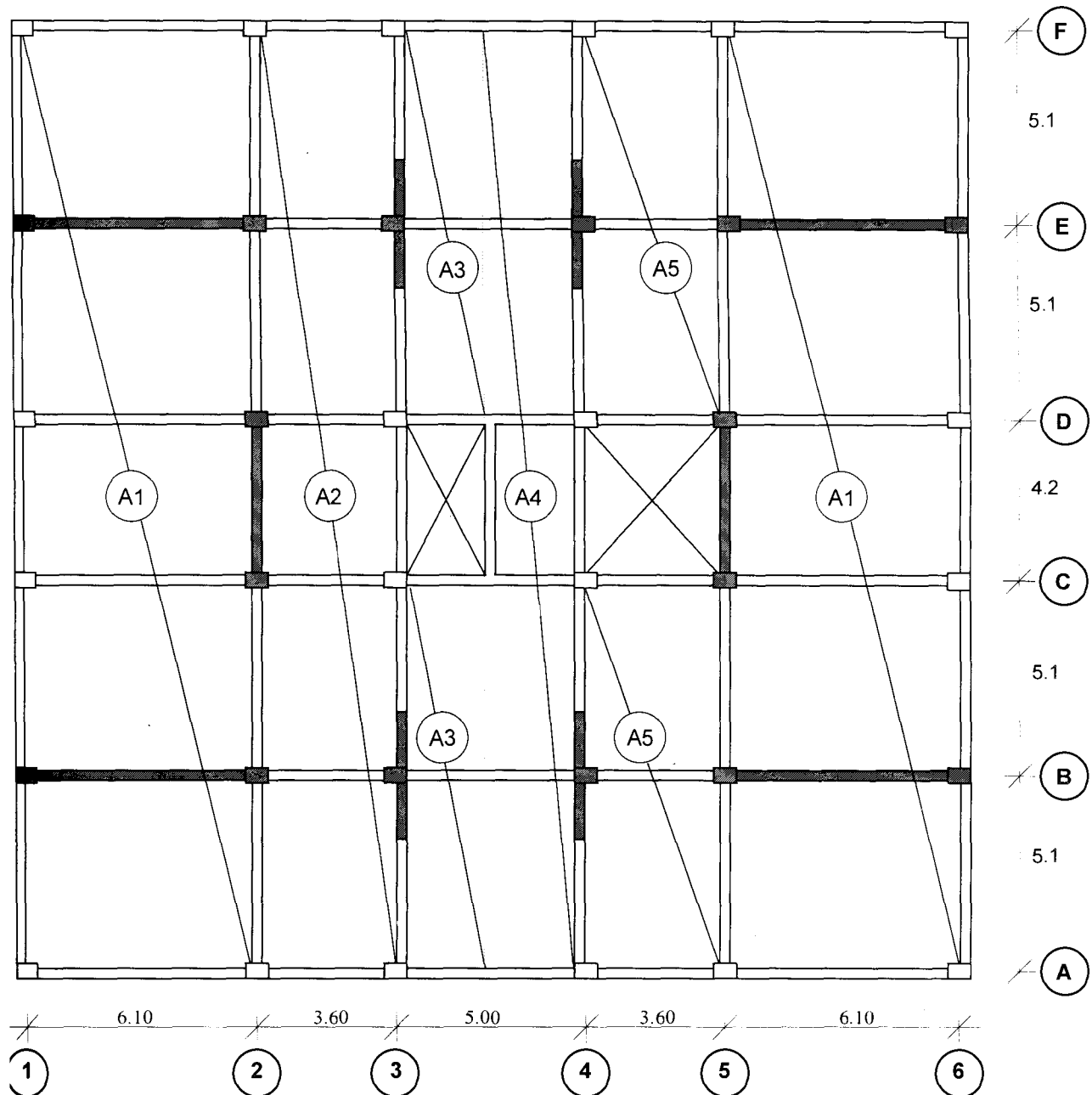
$$I_e = \frac{I_{e2} + 2 \cdot I_{e3}}{3}$$

⁽¹³⁾ NTE. Norma E.060 Concreto Armado . Acápite 10.4.4.1

⁽¹⁴⁾ NTE. Norma E.060 Concreto Armado . Acápite 10.4.2.2

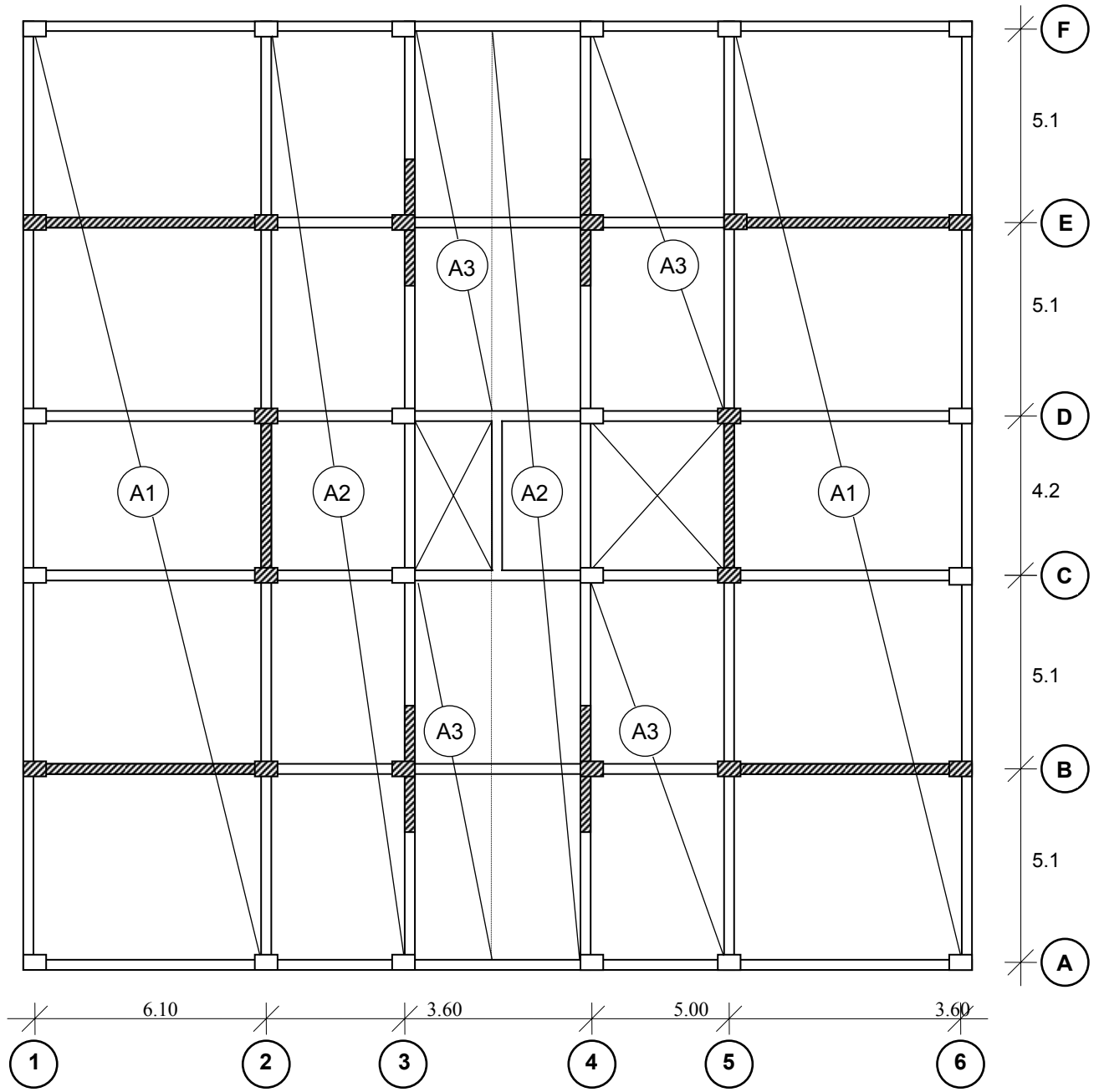
5.4 ALIGERADOS A DISEÑAR

Mostramos la planta del piso típico, allí se pueden ver los diferentes tipos de aligerados a diseñar.



PLANTA TIPICA

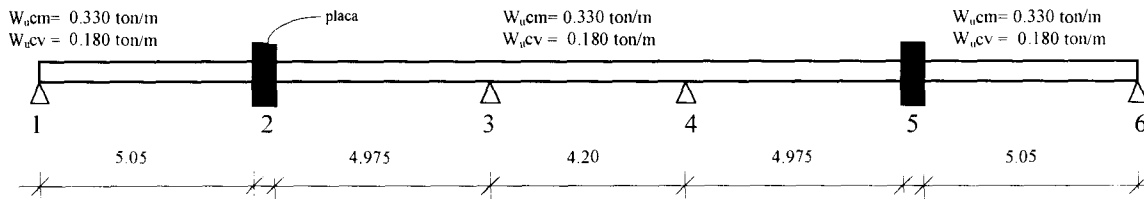
Fig. 5.3 . _ Tipos de aligerados



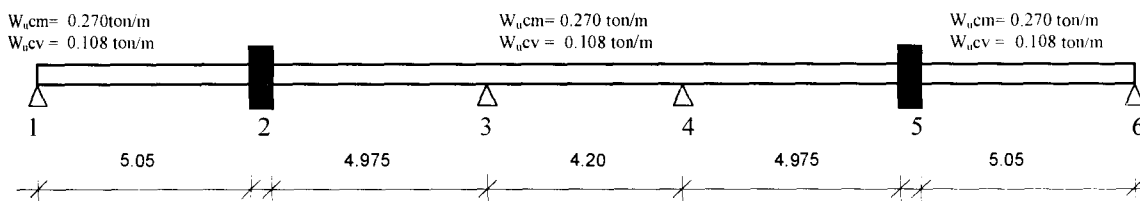
PLANTA AZOTEA

Fig. 5.4 . _ Tipos de aligerados

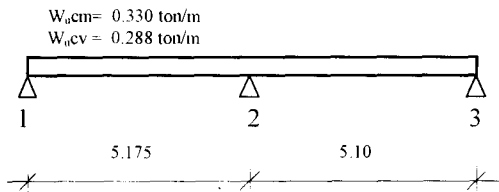
Mostramos los modelos idealizados para los diferentes tipos de aligerados:



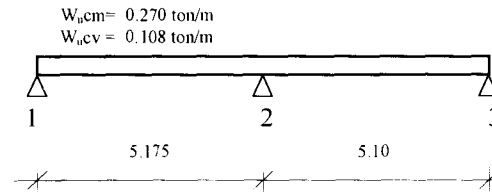
ALIGERADO TIPO A1 - NIVEL TIPICO



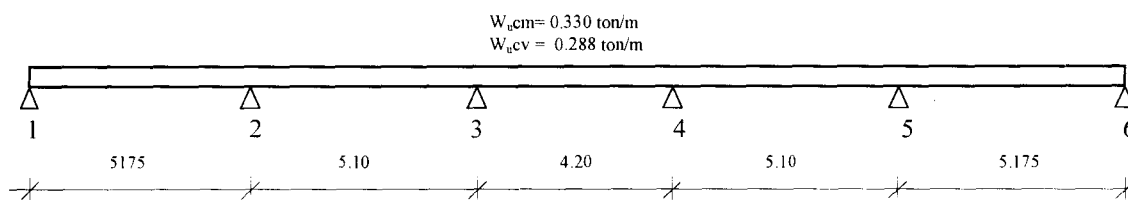
ALIGERADO TIPO A1 - AZOTEA



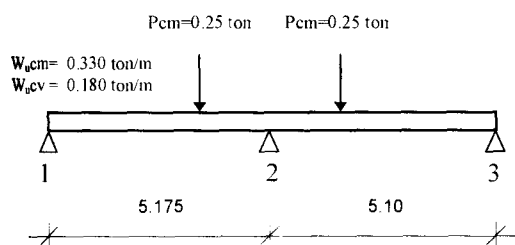
ALIGERADO TIPO A3 - NIVEL TIPICO



ALIGERADO TIPO A3 - AZOTEA



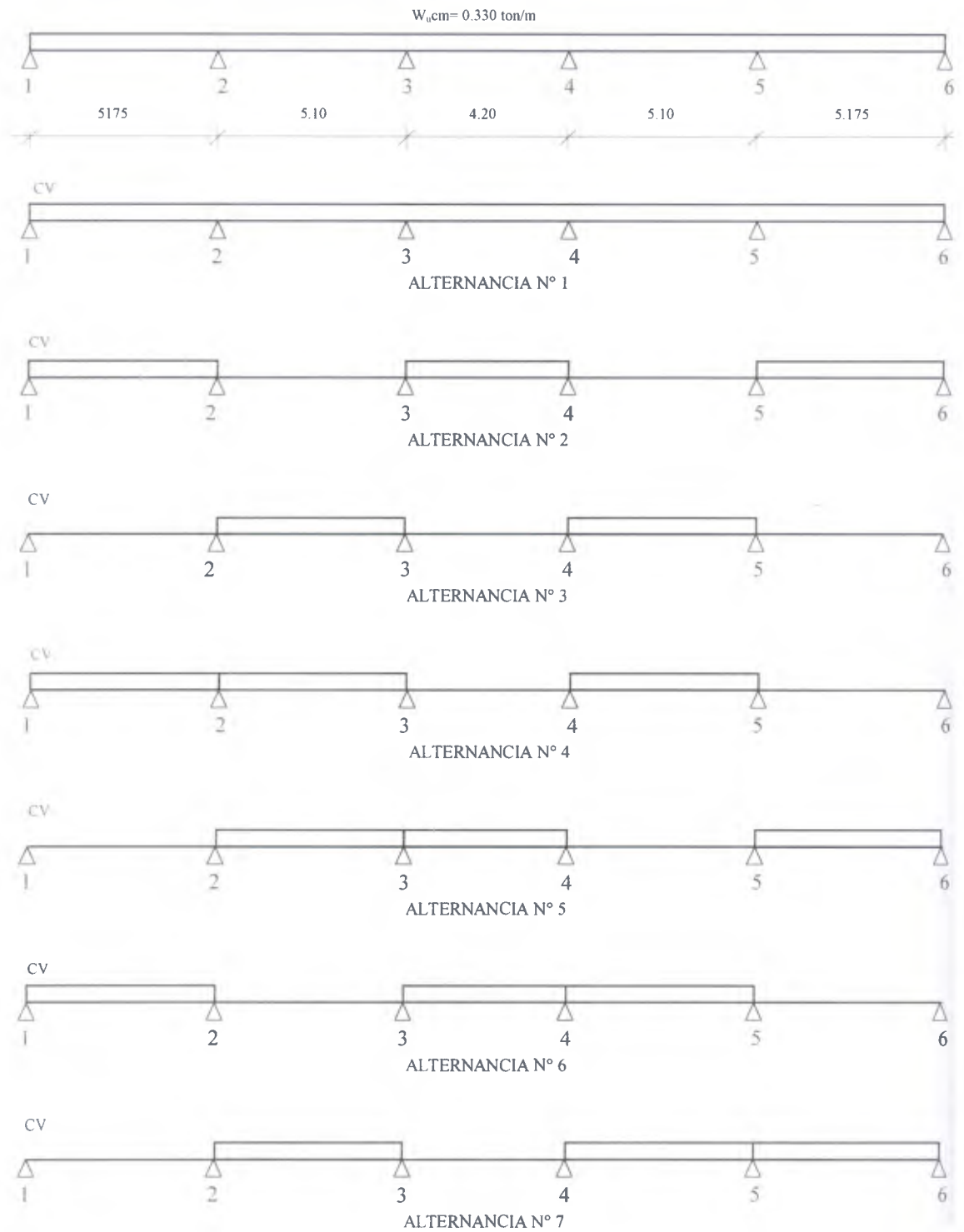
ALIGERADO TIPO A4- NIVEL TIPICO



ALIGERADO TIPO A5 - NIVEL TIPICO

5.5 EJEMPLO ILUSTRATIVO

Diseñaremos como ejemplo ilustrativo el aligerado tipo A4, del nivel típico. Mostramos los modelos idealizados con sus alternancias de carga viva:



Se muestra a continuación los resultados del programa PFRAME en la tabla de ingreso de datos a la hoja de cálculo, presentamos también los valores de momento para los diferentes estados de alternancia de carga viva y los valores de la respectiva envolvente.

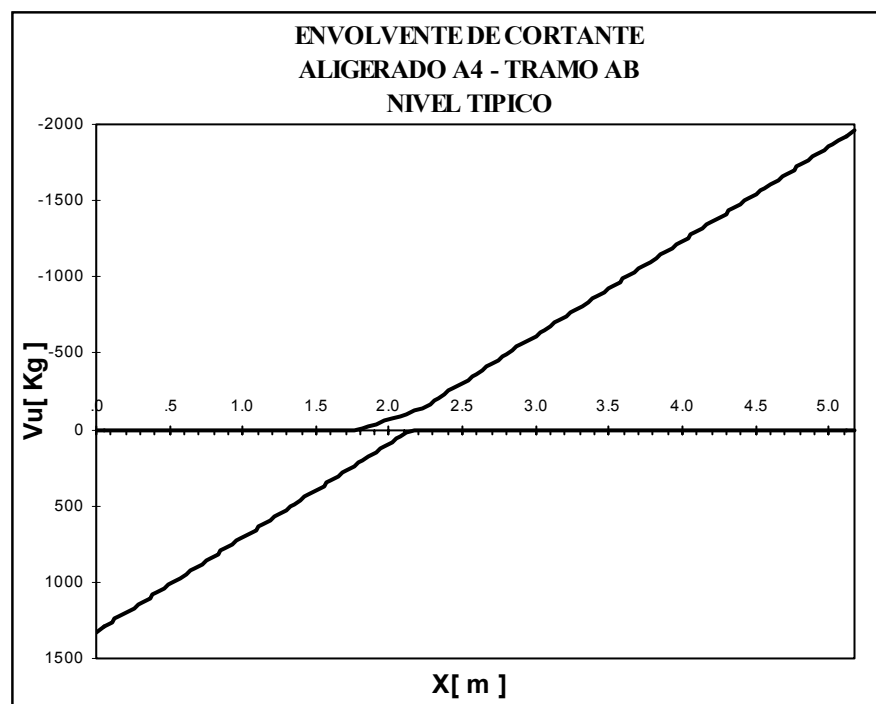
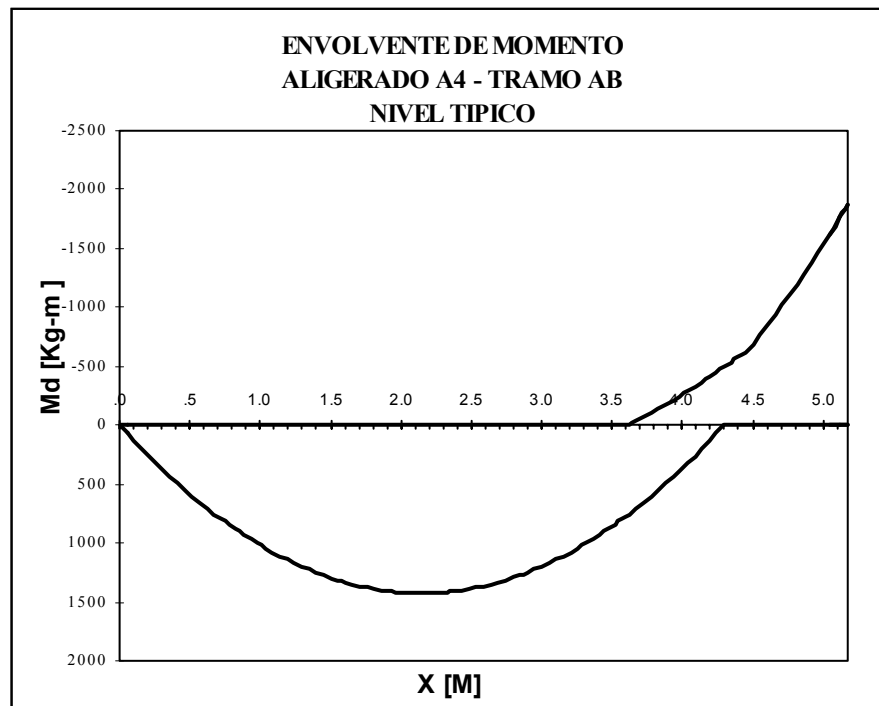
ALIGERADO A4 - TRAMO AB - NIVEL TIPICO

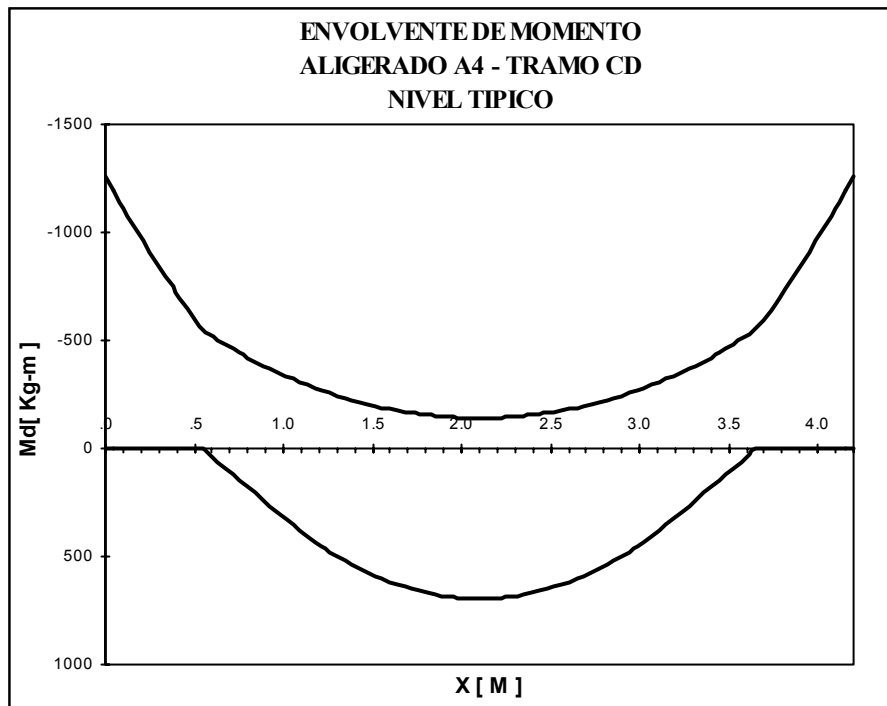
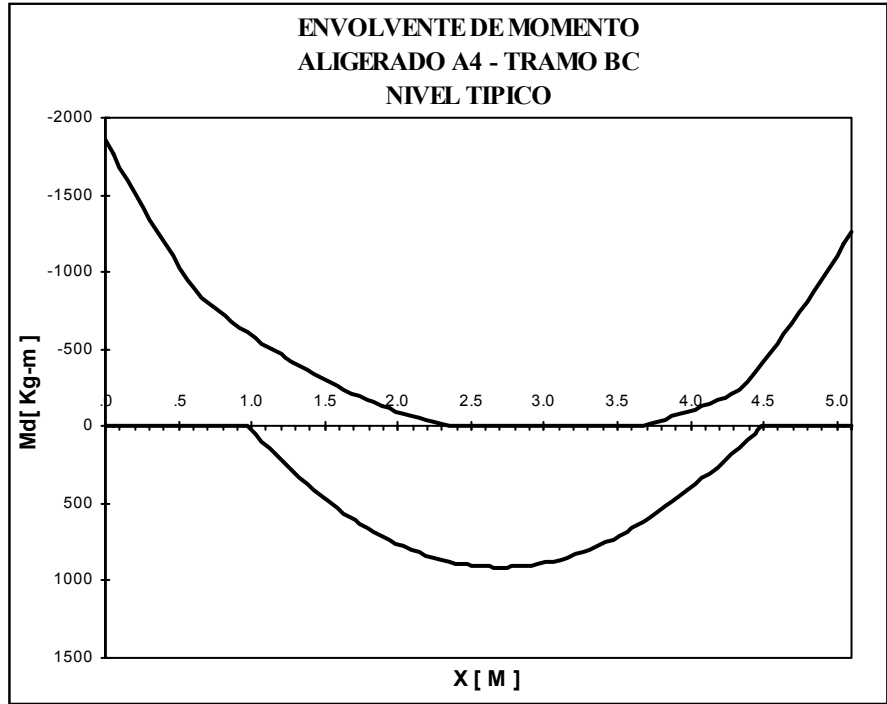
L (m) =	5.175								
b1 (m) =	0.125	b2 (m) =	0.125	d1 (m) =	0.345	d2 (m) =	0.345		W Kg/m
	CM		I		II		III		R Kg
W _{cm} =	330	W _{cv} =	288	W _{cv} =	288	W _{cv} =	0		M Kg-m
M1 =	0	M1 =	0	M1 =	0	M1 =	0		
R1 =	669	R1 =	584	R1 =	658	R1 =	-74		
	IV		V		VI		VII		
W _{cv} =	288	W _{cv} =	0	W _{cv} =	288	W _{cv} =	0		
M1 =	0	M1 =	0	M1 =	0	M1 =	0		
R1 =	570	R1 =	-55	R1 =	651	R1 =	-72		

ENVOLVENTE DE MOMENTOS

Diseño-Izq.	0.125	151.8	161.0	71.8	150.0	74.2	160.2	72.0	161.0	0.0
	x	I	II	III	IV	V	VI	VII	M (+)	M (-)
	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.052	64.0	67.8	30.3	63.3	31.3	67.5	30.5	67.8	0.0
	0.104	126.4	134.0	59.8	124.9	61.8	133.3	60.0	134.0	0.0
	0.155	187.1	198.6	88.4	184.9	91.3	197.5	88.7	198.6	0.0
	0.207	246.1	261.4	116.1	243.2	120.0	260.0	116.5	261.4	0.0
	0.259	303.5	322.7	142.9	299.9	147.8	320.9	143.4	322.7	0.0
	0.311	359.3	382.2	168.8	354.9	174.7	380.1	169.5	382.2	0.0
	0.362	413.4	440.2	193.9	408.3	200.8	437.6	194.6	440.2	0.0
	0.414	465.8	496.4	218.0	460.0	225.9	493.5	218.9	496.4	0.0
	0.466	516.6	551.0	241.3	510.0	250.2	547.8	242.3	551.0	0.0
	0.518	565.7	604.0	263.7	558.4	273.6	600.3	264.8	604.0	0.0
	0.569	613.1	655.3	285.2	605.2	296.1	651.3	286.4	655.3	0.0
	0.621	658.9	704.9	305.9	650.3	317.7	700.6	307.1	704.9	0.0
	0.673	703.1	752.9	325.6	693.7	338.4	748.2	327.0	752.9	0.0
	0.725	745.6	799.2	344.5	735.5	358.2	794.1	345.9	799.2	0.0
	0.776	786.4	843.9	362.4	775.6	377.2	838.5	364.0	843.9	0.0
	0.828	825.6	886.9	379.5	814.0	395.3	881.1	381.2	886.9	0.0
	0.880	863.2	928.3	395.7	850.9	412.5	922.1	397.5	928.3	0.0
	0.932	899.1	968.0	411.1	886.0	428.8	961.5	412.9	968.0	0.0
	0.983	933.3	1006.0	425.5	919.5	444.2	999.2	427.5	1006.0	0.0
	1.035	965.8	1042.4	439.1	951.4	458.7	1035.2	441.1	1042.4	0.0
	1.087	996.8	1077.2	451.7	981.5	472.4	1069.6	453.9	1077.2	0.0
	1.139	1026.0	1110.3	463.5	1010.1	485.2	1102.3	465.8	1110.3	0.0
	1.190	1053.6	1141.7	474.4	1037.0	497.1	1133.4	476.8	1141.7	0.0
	1.242	1079.6	1171.5	484.5	1062.2	508.1	1162.8	487.0	1171.5	0.0
	1.294	1103.9	1199.6	493.6	1085.8	518.2	1190.5	496.2	1199.6	0.0
	1.346	1126.5	1226.1	501.9	1107.7	527.4	1216.7	504.6	1226.1	0.0
	1.397	1147.5	1250.9	509.2	1127.9	535.8	1241.1	512.0	1250.9	0.0
	1.449	1166.8	1274.0	515.7	1146.5	543.3	1263.9	518.6	1274.0	0.0
	1.501	1184.5	1295.5	521.3	1163.5	549.8	1285.0	524.3	1295.5	0.0
	1.553	1200.5	1315.4	526.0	1178.8	555.5	1304.5	529.2	1315.4	0.0
	1.604	1214.9	1333.6	529.9	1192.4	560.4	1322.4	533.1	1333.6	0.0
	1.656	1227.6	1350.1	532.8	1204.4	564.3	1338.5	536.1	1350.1	0.0
	1.708	1238.6	1365.0	534.9	1214.7	567.4	1353.1	538.3	1365.0	0.0
	1.760	1248.0	1378.2	536.1	1223.4	569.5	1365.9	539.6	1378.2	0.0
	1.811	1255.8	1389.8	536.4	1230.4	570.8	1377.1	540.0	1389.8	0.0
	1.863	1261.9	1399.7	535.8	1235.8	571.2	1386.7	539.5	1399.7	0.0
	1.915	1266.3	1408.0	534.3	1239.5	570.7	1394.6	538.2	1408.0	0.0
	1.967	1269.1	1414.6	532.0	1241.6	569.4	1400.8	535.9	1414.6	0.0

x	I	II	III	IV	V	VI	VII	M (+)	M (-)	
2.018	1270.2	1419.6	528.8	1242.0	567.1	1405.4	532.8	1419.6	0.0	
2.070	1269.7	1422.9	524.6	1240.7	564.0	1408.4	528.8	1422.9	0.0	
2.122	1267.5	1424.5	519.6	1237.8	560.0	1409.6	523.9	1424.5	0.0	
2.174	1263.6	1424.5	513.8	1233.2	555.1	1409.3	518.1	1424.5	0.0	
2.225	1258.2	1422.8	507.0	1227.0	549.3	1407.2	511.4	1422.8	0.0	
2.277	1251.0	1419.5	499.3	1219.1	542.6	1403.6	503.9	1419.5	0.0	
2.329	1242.2	1414.5	490.8	1209.6	535.0	1398.2	495.5	1414.5	0.0	
2.381	1231.7	1407.9	481.4	1198.4	526.6	1391.2	486.1	1407.9	0.0	
2.432	1219.6	1399.6	471.1	1185.6	517.3	1382.6	475.9	1399.6	0.0	
2.484	1205.8	1389.7	459.9	1171.1	507.1	1372.3	464.9	1389.7	0.0	
2.536	1190.4	1378.1	447.8	1154.9	496.0	1360.3	452.9	1378.1	0.0	
2.588	1173.3	1364.8	434.9	1137.1	484.0	1346.7	440.0	1364.8	0.0	
2.639	1154.6	1349.9	421.0	1117.6	471.2	1331.4	426.3	1349.9	0.0	
2.691	1134.2	1333.3	406.3	1096.5	457.4	1314.5	411.7	1333.3	0.0	
2.743	1112.2	1315.1	390.7	1073.8	442.8	1295.9	396.2	1315.1	0.0	
2.795	1088.5	1295.2	374.2	1049.3	427.3	1275.7	379.8	1295.2	0.0	
2.846	1063.1	1273.7	356.8	1023.3	410.9	1253.8	362.5	1273.7	0.0	
2.898	1036.1	1250.5	338.6	995.5	393.6	1230.3	344.4	1250.5	0.0	
2.950	1007.4	1225.7	319.4	966.1	375.5	1205.1	325.3	1225.7	0.0	
3.002	977.1	1199.2	299.4	935.1	356.4	1178.2	305.4	1199.2	0.0	
3.053	945.1	1171.1	278.5	902.4	336.5	1149.7	284.6	1171.1	0.0	
3.105	911.5	1141.3	256.7	868.0	315.7	1119.5	262.9	1141.3	0.0	
3.157	876.2	1109.8	234.0	832.0	294.0	1087.7	240.3	1109.8	0.0	
3.209	839.3	1076.7	210.5	794.3	271.4	1054.2	216.9	1076.7	0.0	
3.260	800.7	1041.9	186.0	755.0	248.0	1019.1	192.5	1041.9	0.0	
3.312	760.4	1005.5	160.7	714.0	223.6	982.3	167.3	1005.5	0.0	
3.364	718.5	967.4	134.5	671.4	198.4	943.9	141.2	967.4	0.0	
3.416	674.9	927.7	107.4	627.1	172.3	903.8	114.2	927.7	0.0	
3.467	629.7	886.3	79.4	581.2	145.3	862.0	86.3	886.3	0.0	
3.519	582.8	843.3	50.6	533.6	117.4	818.6	57.6	843.3	0.0	
3.571	534.3	798.6	20.8	484.3	88.6	773.6	27.9	798.6	0.0	
3.623	484.1	752.2	-9.8	433.4	59.0	726.8	-2.6	752.2	-9.8	
3.674	432.3	704.2	-41.3	380.9	28.5	678.5	-34.0	704.2	-41.3	
3.726	378.8	654.5	-73.7	326.6	-2.9	628.4	-66.3	654.5	-73.7	
3.778	323.7	603.2	-107.0	270.8	-35.2	576.8	-99.5	603.2	-107.0	
3.830	266.9	550.2	-141.2	213.2	-68.4	523.4	-133.5	550.2	-141.2	
3.881	208.4	495.6	-176.2	154.1	-102.5	468.4	-168.5	495.6	-176.2	
3.933	148.3	439.3	-212.2	93.2	-137.4	411.8	-204.3	439.3	-212.2	
3.985	86.5	381.4	-249.0	30.7	-173.3	353.5	-241.0	381.4	-249.0	
4.037	23.1	321.8	-286.7	-33.4	-210.0	293.5	-278.6	321.8	-286.7	
4.088	-42.0	260.5	-325.3	-99.2	-247.6	231.9	-317.1	260.5	-325.3	
4.140	-108.7	197.6	-364.7	-166.7	-286.1	168.7	-356.5	197.6	-364.7	
4.192	-177.1	133.1	-405.1	-235.8	-325.4	103.7	-396.7	133.1	-405.1	
4.244	-247.1	66.9	-446.3	-306.6	-365.7	37.2	-437.8	66.9	-446.3	
4.295	-318.8	-1.0	-488.4	-379.0	-406.8	-31.1	-479.8	0.0	-488.4	
4.347	-392.2	-70.5	-531.4	-453.1	-448.8	-101.0	-522.7	0.0	-531.4	
4.399	-467.2	-141.7	-575.3	-528.8	-491.8	-172.5	-566.5	0.0	-575.3	
4.451	-543.9	-214.5	-620.1	-606.2	-535.5	-245.7	-611.2	0.0	-620.1	
4.502	-622.2	-289.0	-665.8	-685.2	-580.2	-320.5	-656.7	0.0	-685.2	
4.554	-702.2	-365.2	-712.3	-765.9	-625.8	-397.0	-703.2	0.0	-765.9	
4.606	-783.8	-443.0	-759.7	-848.3	-672.2	-475.2	-750.5	0.0	-848.3	
4.658	-867.1	-522.4	-808.0	-932.3	-719.5	-555.0	-798.7	0.0	-932.3	
4.709	-952.0	-603.5	-857.2	-1017.9	-767.7	-636.5	-847.8	0.0	-1017.9	
4.761	-1038.6	-686.3	-907.3	-1105.3	-816.8	-719.6	-897.8	0.0	-1105.3	
4.813	-1126.9	-770.7	-958.2	-1194.2	-866.8	-804.4	-948.6	0.0	-1194.2	
4.865	-1216.8	-856.8	-1010.1	-1284.9	-917.7	-890.8	-1000.3	0.0	-1284.9	
4.916	-1308.3	-944.5	-1062.8	-1377.1	-969.4	-978.9	-1053.0	0.0	-1377.1	
4.968	-1401.5	-1033.9	-1116.4	-1471.1	-1022.0	-1068.7	-1106.5	0.0	-1471.1	
5.020	-1496.4	-1124.9	-1170.9	-1566.7	-1075.5	-1160.1	-1160.9	0.0	-1566.7	
5.072	-1592.9	-1217.6	-1226.3	-1663.9	-1129.9	-1253.1	-1216.1	0.0	-1663.9	
5.123	-1691.1	-1312.0	-1282.5	-1762.8	-1185.2	-1347.8	-1272.3	0.0	-1762.8	
5.175	-1790.9	-1408.0	-1339.7	-1863.4	-1241.4	-1444.2	-1329.3	0.0	-1863.4	
diseño-der.	5.050	-1552.6	-1178.9	-1203.2	-1623.3	-1107.2	-1214.3	-1193.1	0.0	-1623.3





DISEÑO POR FLEXIÓN :

ACERO POSITIVO :

TRAMO AB :

$$Mu = 1.42 \text{ ton-m} \rightarrow 1 \text{ } \emptyset \text{ 1/2''} + 1 \text{ } \emptyset \text{ 3/8''}$$

-corrido : 1 \emptyset 3/8''-bastón : 1 \emptyset 1/2''

$$x1' = 0.466 - 0.125 = 0.341 \text{ m.}$$

$$x1 = 0.341 - d = 0.341 - 0.22 = 0.12 \text{ m.} \rightarrow x1 = 0 \text{ m.}$$

$$x2' = 5.175 - 3.83 - 0.125 = 1.22 \text{ m.}$$

$$x2 = 1.220 - d = 1.220 - 0.22 = 1.00 \text{ m.} \rightarrow x2 = 1.00 \text{ m.}$$

TRAMO BC :

$$Mu = 0.913 \text{ ton-m} \rightarrow 2 \text{ } \emptyset \text{ 3/8''}$$

- corrido : 1 \emptyset 3/8''- bastón : 1 \emptyset 3/8''

$$x1' = 1.632 - 0.125 = 1.507 \text{ m.}$$

$$x1 = 1.507 - d = 1.507 - 0.22 = 1.287 \text{ m.} \rightarrow x1 = 1.25 \text{ m.}$$

$$x2' = 5.10 - 3.774 - 0.125 = 1.201 \text{ m.}$$

$$x2 = 1.201 - d = 1.201 - 0.22 = 0.981 \text{ m.} \rightarrow x2 = 0.95 \text{ m.}$$

TRAMO CD :

$$Mu = 0.696 \text{ ton-m} \rightarrow 2 \text{ } \emptyset \text{ 3/8''}$$

-corrido : 1 \emptyset 3/8''-bastón : 1 \emptyset 3/8''

$$x1' = 1.47 - 0.125 = 1.345 \text{ m.}$$

$$x1 = 1.345 - d = 1.345 - 0.22 = 1.125 \text{ m.} \rightarrow x1 = 1.10 \text{ m.}$$

$$x2 = 1.10 \text{ m. (por simetría)}$$

ACERO NEGATIVO :

TRAMO AB :Mu_i : Momento de diseño en el extremo izquierdo

$$Mu_i = w * Ln^2 / 24 = 0.618 * 4.925^2 / 24 = 0.62 \text{ ton-m} \rightarrow 1 \text{ } \emptyset \text{ 3/8''}$$

$$x1 = L / 5 = 4.925 / 5 = 0.985 \rightarrow x1 = 1.00 \text{ m.}$$

En los extremos se han utilizado las expresiones del método de coeficientes para hallar el valor del momento y las longitudes de corte de fierro , pues según la idealización el momento sería cero.

Mu_d : Momento de diseño en el extremo derecho

$$Mu_d = 1.62 \text{ ton-m} \rightarrow 1 \text{ } \emptyset \text{ 3/8''} + 1 \text{ } \emptyset \text{ 1/2''}$$

Pero en el otro tramo BC en el extremo izquierdo :

$$Mu_i = 1.64 \text{ ton-m} \rightarrow 2 \text{ } \emptyset \text{ 1/2''}$$

por eso optamos este acero :

-bastón 1 : 1 \emptyset 1/2''-bastón 2 : 1 \emptyset 1/2''

$$\begin{aligned}
 x1' &= 5.175 - 3.571 - 0.125 = 1.479 \text{ m.} \\
 x1 &= 1.479 + \ln/16 = 1.479 + 0.30 = 1.779 \text{ m.} \rightarrow x1 = 1.80 \text{ m.} \\
 x2' &= 5.175 - 4.658 - 0.125 = 0.392 \text{ m.} \\
 x2 &= 0.392 + d = 0.392 + 0.22 = 0.612 \text{ m.} \rightarrow x2 = 0.65 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

TRAMO BC :

$$\begin{aligned}
 Mu_i &= 1.64 \text{ ton-m} \rightarrow 2 \text{ } \emptyset 1/2'' \\
 &\text{- bastón } 1 : 1 \text{ } \emptyset 1/2'' \\
 &\text{- bastón } 2 : 1 \text{ } \emptyset 1/2''
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x1' &= 2.397 - 0.125 = 2.272 \text{ m.} \\
 x1 &= 2.272 + \ln /16 = 2.272 + 0.30 = 2.572 \text{ m.} \rightarrow x1 = 2.60 \text{ m.} \\
 x2' &= 0.561 - 0.125 = 0.436 \text{ m.} \\
 x2 &= 0.436 + d = 0.436 + 0.22 = 0.656 \text{ m.} \rightarrow x2 = 0.70 \text{ m.} \\
 Mu_d &= 1.07 \text{ ton-m} \rightarrow 2 \text{ } \emptyset 3/8'' \\
 &\text{- bastón } 1 : 1 \text{ } \emptyset 3/8'' \\
 &\text{- bastón } 2 : 1 \text{ } \emptyset 3/8''
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x1' &= 5.1 - 3.621 - 0.125 = 1.354 \text{ m.} \\
 x1 &= 1.354 + \ln/16 = 1.354 + 0.30 = 1.654 \text{ m.} \rightarrow x1 = 1.70 \text{ m.} \\
 x2' &= 5.1 - 4.590 - 0.125 = 0.385 \text{ m.} \\
 x2 &= 0.385 + d = 0.385 + 0.22 = 0.605 \text{ m.} \rightarrow x2 = 0.65 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

TRAMO CD

$$\begin{aligned}
 Mu_i &= 1.08 \text{ ton-m} \rightarrow 2 \text{ } \emptyset 3/8'' \\
 &\text{- corrido } : 1 \text{ } \emptyset 3/8'' \text{ (En la envolvente se ve que hay tracción en toda } \\
 &\quad \text{ la parte superior)} \\
 &\text{- bastón } : 1 \text{ } \emptyset 3/8'' \\
 x1' &= 0.546 - 0.125 = 0.421 \text{ m.} \\
 x1 &= 0.421 + d = 0.421 + 0.22 = 0.641 \text{ m.} \rightarrow x1 = 0.65 \text{ m.} \\
 Mu_d &= 1.07 \text{ ton-m} \rightarrow 2 \text{ } \emptyset 3/8'' \\
 &\text{- corrido } : 1 \text{ } \emptyset 3/8'' \\
 &\text{- bastón } : 1 \text{ } \emptyset 3/8'' \\
 x1 &= 0.65 \text{ m. (por simetría)}
 \end{aligned}$$

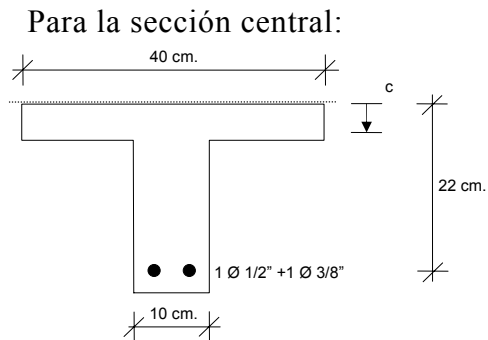
DISEÑO POR CORTETRAMO AB :

$$\begin{aligned}
 Vu_i &= 1.25 \text{ ton} < 1.1 \text{ } \emptyset Vc \\
 Vu_d &= 1.78 \text{ ton} > 1.1 \text{ } \emptyset Vc = 1.58 \text{ ton} \\
 x1 &= 5.175 - 4.724 - .125 = 0.326 \\
 x1 &= 0.326 + d = 0.326 + 0.22 \\
 x1 &= 0.546 \text{ m.} \rightarrow \text{retirar 2 ladrillos alternadamente}
 \end{aligned}$$

TRAMO BC :

$$\begin{aligned}
 Vu_i &= 1.57 \text{ ton} < 1.1 \text{ } \emptyset Vc \\
 Vu_d &= 1.35 \text{ ton} < 1.1 \text{ } \emptyset Vc
 \end{aligned}$$

CALCULO DE LA INERCIA EFECTIVA DE LA SECCIÓN FISURADA



$$I_{cr} = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot$$

c : distancia fibra más comprimida al eje neutro.

$$n = E_s / E_c = 2.1E6 / (15100 \cdot \sqrt{210})$$

$$n = 10$$

$$A_s = 2 \text{ cm}^2$$

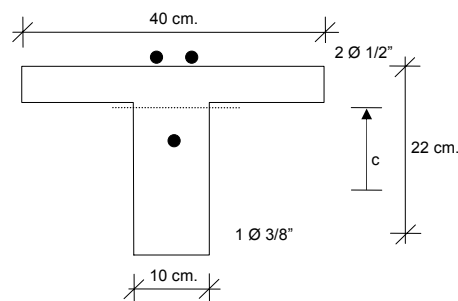
$$b \cdot c^2 / 2 = n \cdot A_s \cdot (d - c)$$

$$40 (c^2) / 2 = 10 (2) (22 - c) \rightarrow c = 4.21 \text{ cm.}$$

$$I_{cr} = 40 / 3 (4.21)^3 + 10 (2) (22 - 4.21)$$

$$I_{cr} = 7324 \text{ cm}^4$$

Para la sección derecha :



$$I_{cr} = \frac{b \cdot c^3}{3} + (2n - 1) A'_s (c - d') + n \cdot A_s (d - c)$$

$$n = 10$$

$$d' = 3 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$b \cdot c^2 / 2 + (2n - 1) A'_s (c - d') = n \cdot A_s \cdot (d - c)$$

$$10 (c^2) / 2 + (2 \cdot 10 - 1) (0.71) (c - 3) = 10 (2.58) (22 - c)$$

$$c = 7.78 \text{ cm.}$$

$$I_{cr} = 10/3 (7.78)^3 + (2 \cdot 10 - 1) (0.71) (7.78 - 3)^2 + 10 (2.58) (22 - 7.78)^2$$

$$I_{cr} = 7095 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr} \text{- promedio} = (2 \cdot 7324 + 7095) / 3$$

$$I_{cr} \text{- promedio} = 7248 \text{ cm}^4$$

ECUACIONES DE LA ELASTICA

CARGA	Ecuación de momentos	Ecuación de la elástica
CM	$-110x^2 + 446x$	$-9.17x^4 + 74.33x^3 - 720x$
CV	$-80x^2 + 324.4x$	$-6.67x^4 + 54.07x^3 - 523.6x$
CV + CM	$-190x^2 + 770.4x$	$-15.84x^4 + 128.4x^3 - 1243.6x$
CV + 0.25 * CM	$-130x^2 + 527.1x$	$-10.84x^4 + 87.80x^3 - 850.9x$

DEFLEXION EN EL CENTRO DEL TRAMO: (X = 2.59 m.)

DEFLEXIÓN INMEDIATA :

$$E = 218820 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 7248 \text{ cm}^4$$

$$E.I.y = 1402.9 \text{ kg-m}^3 = 1402.9E6 \text{ kg-cm}^3$$

$$\text{Def} = 0.88 \text{ cm.}$$

DEFLEXIÓN DIFERIDA :

$$E = 218820 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 7248 \text{ cm}^4$$

$$E.I.y = 866.2E6 \text{ kg-cm}^3 = 866.2E6 \text{ kg-cm}^3$$

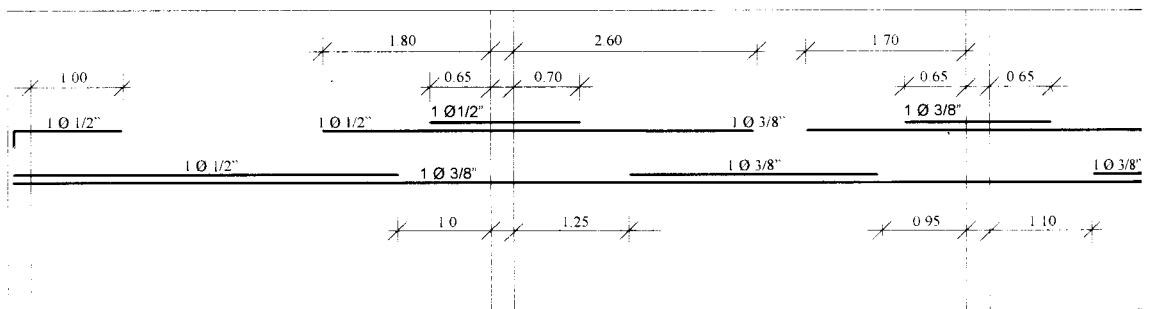
$$F = 2$$

$$\text{Def} = 1.09 \text{ cm.}$$

La deflexión máxima permitida es :

$$L/240 = 492.5 / 240 = 2.05 \text{ cm.}$$

$$\text{Def-total} = 0.88 + 1.09 = 1.97 \text{ cm.} < 2.05 \text{ cm.} \quad \dots\text{ok!}$$

DETALLADO DEL ACERO - ALIGERADO A4 - NIVEL TIPICO

eje de simetría

CAPITULO 6

ANALISIS Y DISEÑO DE VIGAS

6.1 ANALISIS

6.1.1 TIPOS DE PORTICOS

Se tienen dos tipos de pórticos: principales y secundarios.

PORTICOS PRINCIPALES :

Aquellos donde están ubicadas las vigas principales, que son las que cargan las losas de los pisos o techos, por lo que las cargas de gravedad serán considerables. En el presente proyecto los pórticos principales están orientados en la dirección de los ejes de las letras.

En los resultados del análisis sísmico, del presente proyecto se observa que los esfuerzos debido a sismo, van aumentando desde el primer nivel hasta el quinto o sexto nivel y luego disminuyen paulatinamente hasta el último nivel.

PORTICOS SECUNDARIOS :

Aquellos donde se encuentran ubicadas las vigas secundarias, que son las que no cargan las losas de los pisos o techos, en estas vigas sólo se tiene la carga debida a su propio peso, una pequeñísima porción de losa y eventualmente la de algún tabique o parapeto directamente apoyado en éstas; por estas razones el diseño de estas vigas se efectúa básicamente con los esfuerzos producidos por cargas de sismo.

En el presente proyecto los pórticos secundarios están orientados en la

dirección de los ejes de los números.

En los resultados del análisis sísmico, se observa que los esfuerzos debido a sismo, van aumentando desde el primer nivel hasta el cuarto o quinto nivel y luego también disminuyen paulatinamente hasta el último nivel.

6.1.2 REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA Y SERVICIO

Las estructuras y elementos estructurales deberán diseñarse para obtener, en todas sus secciones, resistencias de diseño por lo menos iguales a las resistencias requeridas, calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipula en la Norma E. 060 Concreto Armado, del Reglamento Nacional de Construcciones.

La resistencia requerida (U) para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) deberá ser como mínimo:

$$\begin{aligned} U &= 1.5 CM + 1.8 CV \\ U &= 1.25 (CM + CV \pm CS) \\ U &= 0.9 CM \pm 1.25 CS \end{aligned} \quad (1)$$

La primera y la segunda hipótesis permiten determinar los esfuerzos máximos en los extremos y al centro de la luz de las vigas, la tercera hipótesis fue usada para determinar las inversiones de esfuerzos.

6.1.3 ANALISIS ESTRUCTURAL Y AYUDAS EN EL ANALISIS

Para obtener las envolventes de esfuerzos tomamos, del análisis por carga de gravedad y sísmico, los esfuerzos respectivos en los extremos de cada tramo de viga y también las cargas por gravedad en dichos tramos.

Con todos los datos anteriores se realizó un análisis en diferentes secciones de las vigas, hallando sus respectivos valores de momentos y cortantes, amplificándolos luego de acuerdo a las hipótesis de resistencia requerida que nos da la norma.

Para obtener las envolventes de esfuerzos se utilizó una hoja de cálculo elaborada en microsoft “ EXCEL ”, la cual efectúa todos el análisis indicado anteriormente y nos da los valores de las envolventes de esfuerzos cada centésimo de luz libre además de sus respectivos diagramas.

6.2 DISEÑO

6.2.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a flexión deberá basarse en la expresión :

$$M_u \leq \phi M_n$$

donde :

M_u : es la resistencia requerida por flexión en la sección analizada

M_n : es la resistencia nominal a la flexión de la sección.

ϕ : factor de reducción de capacidad = 0.9 ⁽²⁾

El diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión deberá satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, y deberá basarse en las hipótesis dadas en la Norma E.060 Concreto Armado. Acápite 11.2.1

⁽¹⁾ Norma E. 060 Concreto Armado. Acápite 10.2.1

⁽²⁾ Norma E. 060 Concreto Armado. Acápite 10.3.2

El nivel de esfuerzos generados por las solicitaciones de cargas conducen a diseños de secciones simplemente reforzadas, en la cuales el momento resistente se puede evaluar con la siguiente expresión :

$$M_n = \rho f_y b d^2 (1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c})$$

donde :

$$\rho : \text{cuantía de acero} = \frac{A_s}{bd}$$

A_s : área de acero

b : ancho de la sección

d : peralte efectivo

LIMITES DEL REFUERZO

Los límites para secciones simplemente reforzadas se señalan a continuación:

REFUERZO MAXIMO

En elementos sujetos a flexión, el porcentaje de refuerzo ρ proporcionado no deberá exceder de $0.75 \rho_b$, donde ρ_b es el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada. ⁽³⁾

Límite balanceado, es el punto en que el concreto llega a esfuerzos máximos (máxima deformación) y el acero llega a la fluencia.

La cuantía balanceada será determinada a partir de la siguiente expresión :

$$\rho_b = \alpha \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_c \epsilon_s}{\epsilon_c \epsilon_s + \epsilon_y} \right)$$

para :

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_s = 2.04 \times 10^{-3}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.72$$

$$\rho_b (0.75) = 0.0162$$

REFUERZO MINIMO

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares, podrá calcularse con:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c} b d}{f_y} \quad (4)$$

FISURACION POR FLEXION

Los elementos de concreto trabajando en flexión bajo cargas de servicio tienen agrietamientos en las zonas traccionadas. Si la distribución del acero en tracción es

⁽³⁾ Norma E. 060 Concreto Armado. Acápito 11.4

⁽⁴⁾ Norma E. 060 Concreto Armado. Acápito 11.5.2

FISURACION POR FLEXION

Los elementos de concreto trabajando en flexión bajo cargas de servicio tienen agrietamientos en las zonas traccionadas. Si la distribución del acero en tracción es adecuado, estas fisuras son muy pequeñas, siendo normales aquellas que tienen un espesor del orden de 0.1 a 0.3 mm.

El control de los anchos de las fisuras debe hacerse para prevenir la corrosión del refuerzo y el aspecto estético.

La Norma Peruana no especifica un ancho máximo de fisura, sino que sigue el criterio del Código Americano (ACI), el cual indica que debe evaluarse un coeficiente "Z" debiendo ser éste menor a 31000 kg/cm para condiciones de exposición interior o menor a 26000 kg/cm para condiciones de exposición exterior.

El valor "Z" se calculará mediante la expresión:

$$Z = fs \frac{3}{dc} \cdot A \quad (5)$$

donde :

A : Area de concreto que rodea a cada varilla.

dc : Recubrimiento inferior medido desde el centro de la varilla más cercana al borde del elemento.

fs : Esfuerzo en el acero, puede estimarse con la expresión $M/(0.9 \cdot d \cdot As)$ ó suponerse igual a $0.6 \cdot fy$.

M : Momento flector en condiciones de servicio.

As : Area del acero colocado.

d : Peralte efectivo.

LIMITES PARA EL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO

El espaciamiento libre entre barras paralelas de una capa deberá ser mayor o igual a su diámetro, 2.5 cm. ó 1.3 veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso (como se puede ver en la figura 6.1) (6)

En caso que se tengan varias capas paralelas de refuerzo, las barras de las capas superiores deberán alinearse con las inferiores, de manera de facilitar el vaciado; la separación libre entre capa y capa de refuerzo será mayor o igual a 2.5cm. (7)

RECUBRIMIENTO PARA EL REFUERZO

Para concreto no expuesto al ambiente (protegido por un revestimiento) vaciado con encofrado, el recubrimiento debe ser 4 cm. medido al estribo. (8)

(5) Norma E. 060 Concreto Armado. Acápito 11.7.2.1

(6) Norma E. 060 Concreto Armado. Acápito 7.6.1

(7) Norma E. 060 Concreto Armado. Acápito 7.6.2

(8) Norma E. 060 Concreto Armado. Acápito 7.9.1

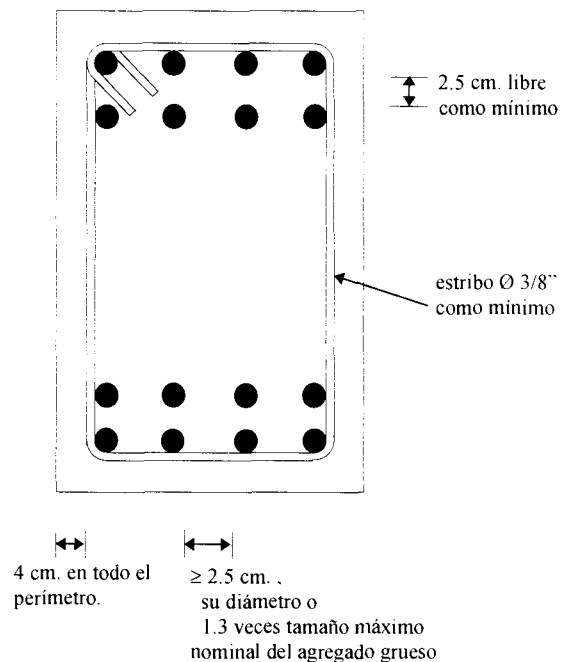


Fig. 6.1._ Disposición del refuerzo

DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO

DESARROLLO DEL REFUERZO

De acuerdo a lo estipulado en la Norma E.060 Concreto Armado. Acápites 8.2.1 y 8.3.1 , se ha elaborado la siguiente tabla, con longitudes de anclaje en tracción y compresión para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$:

diámetro	área cm ²	ldb tracción cm	ld compresión cm
3/8"	0.71	30	22
1/2"	1.29	32	30
5/8"	2.00	40	37
3/4"	2.84	50	44
1"	5.10	89	59

Para ganchos estándar, también de acuerdo a lo estipulado en la Norma E.060 , se ha elaborado la siguiente tabla que contiene la longitud de anclaje, radio mínimo de dobléz, extensión recta de barras de diferentes diámetros para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$:

diámetro	ldg con gancho (cm)	Extensión recta (12db) (cm)	radio mínimo de dobléz (cm)
3/8"	21	12	3
1/2"	28	15	4
5/8"	35	20	5
3/4"	42	23	6
1"	56	31	8

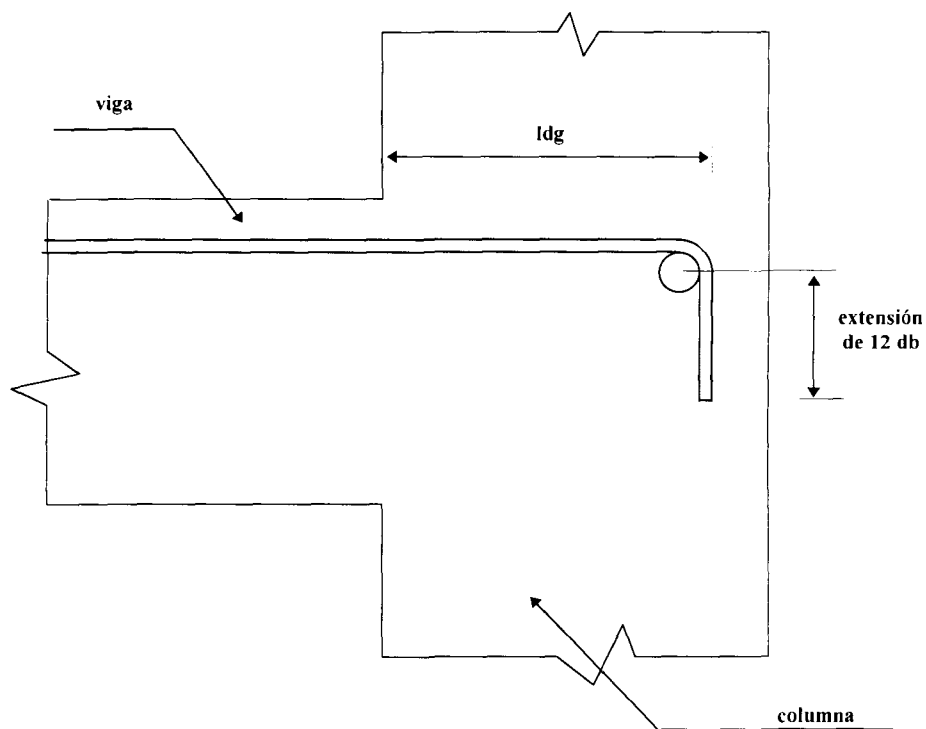


Fig.6.2._ Detalle de gancho estándar

EMPALMES EN EL REFUERZO

Existen diferentes tipos de empalmes y dentro de ellos la Norma reconoce los empalmes por traslape, por soldadura y a tope con fijador mecánico.

EMPALMES POR TRASLAPE EN BARRAS SUJETAS A TRACCION

Se consideran las siguientes longitudes de empalme (l_e) como función de la longitud de desarrollo para barras sometidas a tracción, pero no menores de 30 cm.

Empalme Tipo A	$l_e = 1.0 L_d$
Empalme Tipo B	$l_e = 1.3 L_d$
Empalme Tipo C	$l_e = 1.7 L_d$

REQUISITOS PARA ELEMENTOS QUE RESISTEN SISMOS

Los elementos que forman pórticos y que por consiguiente serán considerados como elementos sismo-resistentes deben cumplir los requisitos dados en el RNC. Norma E.060 Concreto Armado. Acápito 11.3.2.

RECOMENDACIONES PRACTICAS PARA UN DISEÑO ORDENADO Y ECONOMICO :

El diseño no necesariamente es el reflejo exacto de un cálculo sino que debe ser una expresión del profesional que realiza el proyecto; el diseñador debe ir más allá de los resultados numéricos del análisis y considerar todos los factores adicionales que uno percibe en la estructura no limitándose al resultado obtenido en un elemento, sino observando con más amplitud otros similares y tratando de comprender el comportamiento del conjunto de elementos.

El diseño en si es un arte; esta afirmación nos da la certeza que las computadoras, si bien son valiosísimas como elementos de análisis, no reemplazarán al diseñador.

Se dan a continuación algunas recomendaciones para el diseño en flexión:

- Considerar un número de varillas de refuerzo en relación al ancho del alma de la viga. Así para anchos menores o iguales que 30 cm. considerar 2 barras, para anchos comprendidos entre 30 y 45 cm. por lo menos 3, etc.

- Comparar el diseño de un elemento con otro u otros correspondientes a elementos de características similares. Es muy probable que en las plantas de las edificaciones se tengan elementos con algunos tramos similares y entonces el diseño final debe reflejar la uniformidad de estos.

- No usar simultáneamente barras muy diferentes dentro del diseño de un mismo elemento. No existe razón matemática o física que respalde esta recomendación, existiendo solamente como justificación el reconocimiento que el diseño debe mostrar, un ordenamiento que a su vez refleje el criterio y buen gusto.

- Escoger diámetros de barras de acuerdo a las características del elemento o la estructura que se proyecta. Esta recomendación trata de evitar que se coloque una barra de 3/4" en una vigueta de aligerado, etc.

6.2.2 DISEÑO POR CORTE

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión :

$$V_u \leq \phi V_n \quad (9)$$

donde :

V_u : es la resistencia requerida por corte en la sección analizada

V_n : es la resistencia nominal al corte de la sección.

$\phi = 0.85$

La resistencia nominal V_n estará conformada por la contribución del concreto V_c y por la contribución del acero V_s de tal forma que:

$$V_n = V_c + V_s$$

Las secciones situadas a una distancia menos que "d" desde la cara del apoyo, podrán ser diseñadas para la fuerza V_u calculada a una distancia "d", si se cumplen las siguientes condiciones:

- Cuando las reacción del apoyo, en dirección del corte aplicado, introduzca compresión en las regiones cercanas al apoyo del elemento.

- Cuando no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección ubicada a una distancia "d". ⁽¹⁰⁾

CONTRIBUCION DEL CONCRETO EN LA RESISTENCIA AL CORTE

La contribución del concreto V_c podrá evaluarse para miembros sujetos únicamente a corte y flexión:

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

donde :

b_w : ancho de la viga

d : peralte efectivo

para cálculos más detallados:

$$V_c = (0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u \cdot d}{M_u}) b_w d \leq 0.9 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\rho_w = A_s / (b_w d)$$

Donde M_u es el momento actuante simultáneamente con V_u en la sección considerada. El cociente $V_u \cdot d / M_u$, no debe considerarse mayor a 1 en el cálculo de V_c .

⁽⁹⁾ Norma E. 060 Concreto Armado. Acápito 13.1.1

⁽¹⁰⁾ Norma E. 060 Concreto Armado. Acápito 13.1.3

CONTRIBUCION DEL REFUERZO EN LA RESISTENCIA AL CORTE

Cuando la fuerza cortante V_u exceda ϕV_c , deberá proporcionarse refuerzo por corte de manera que se cumpla :

$$V_u \leq \phi V_n , V_n = V_c + V_s$$

Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Donde "Av" es el área de refuerzo por cortante dentro de una distancia " s " proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma. ⁽¹¹⁾

REFUERZO MINIMO POR CORTE

Deberá proporcionarse un área mínima de refuerzo por corte cuando V_u exceda de $0.5 \phi V_c$, excepto en vigas con peralte total que no exceda 25 cm., dos y media veces el espesor del ala, la mitad del ancho del alma, eligiéndose el valor mayor. ⁽¹²⁾

Cuando se deba usar refuerzo por corte de acuerdo con lo indicado en la sección anterior, o se requiera por análisis, el área mínima de corte será :

$$A_v = \frac{3.5 b_w s}{f_y} \quad (13)$$

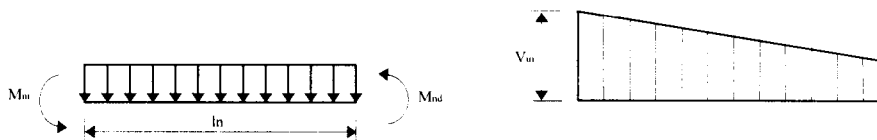
donde b_w y s están en centímetros.

DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL EN ELEMENTOS QUE RESISTEN FUERZAS DE SISMO

Se ha cumplido con las disposiciones dadas en la Norma E.060 . Acápites 13.7. Estas disposiciones son aplicables al diseño del refuerzo transversal de elementos sometidos a flexión que deban resistir fuerzas de sismo, y en las cuales las fuerzas de diseño relacionadas con los efectos sísmicos se han determinado en base a la capacidad de la estructura de disipar energía en el rango inelástico de respuesta (reducción por ductilidad).

La fuerza cortante (V_u) de los elementos en flexión deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza isostática calculada por las cargas permanentes.

Así por ejemplo para una viga con carga distribuida:



$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2}$$

⁽¹¹⁾ Norma E. 060 Concreto Armado. Acápites 13.3.2.1

⁽¹²⁾ Norma E. 060 Concreto Armado. Acápites 13.3.4.1

⁽¹³⁾ Norma E. 060 Concreto Armado. Acápites 13.3.4.2

donde, M_{ni} y M_{nd} son los momentos nominales reales a flexión que tiene la viga (con los refuerzos de acero que realmente se especificaron en el diseño).

6.3 EJEMPLO ILUSTRATIVO

Para el análisis por carga de gravedad, se ha aislado un pórtico de nivel típico, empotrándose los extremos de las columnas en el piso superior e inferior, con el fin de evitar un análisis de todo el pórtico completo; en el nivel del la azotea se tiene que hacer otro análisis independiente

Debido a que en ambos casos predominan las solicitaciones sísmicas, se optó por agrupar los diseños de las vigas de acuerdo a las magnitudes de éstas. Se agrupó de la siguiente manera:

- Las vigas del primer y segundo nivel, con los esfuerzos sísmicos del segundo nivel y con los esfuerzos verticales del nivel típico.

- Las vigas del tercer al octavo nivel, con los esfuerzos sísmicos mayores de estos niveles y con los esfuerzos verticales del nivel típico.

- Las vigas del noveno, con sus esfuerzos sísmicos y verticales respectivos.

Se puede pensar que se está empleando acero no necesario en algunas vigas, pero estamos del lado de la seguridad porque el comportamiento sísmico es incierto y no se puede garantizar que el edificio va a responder a la solicitación sísmica tal como lo hemos previsto.

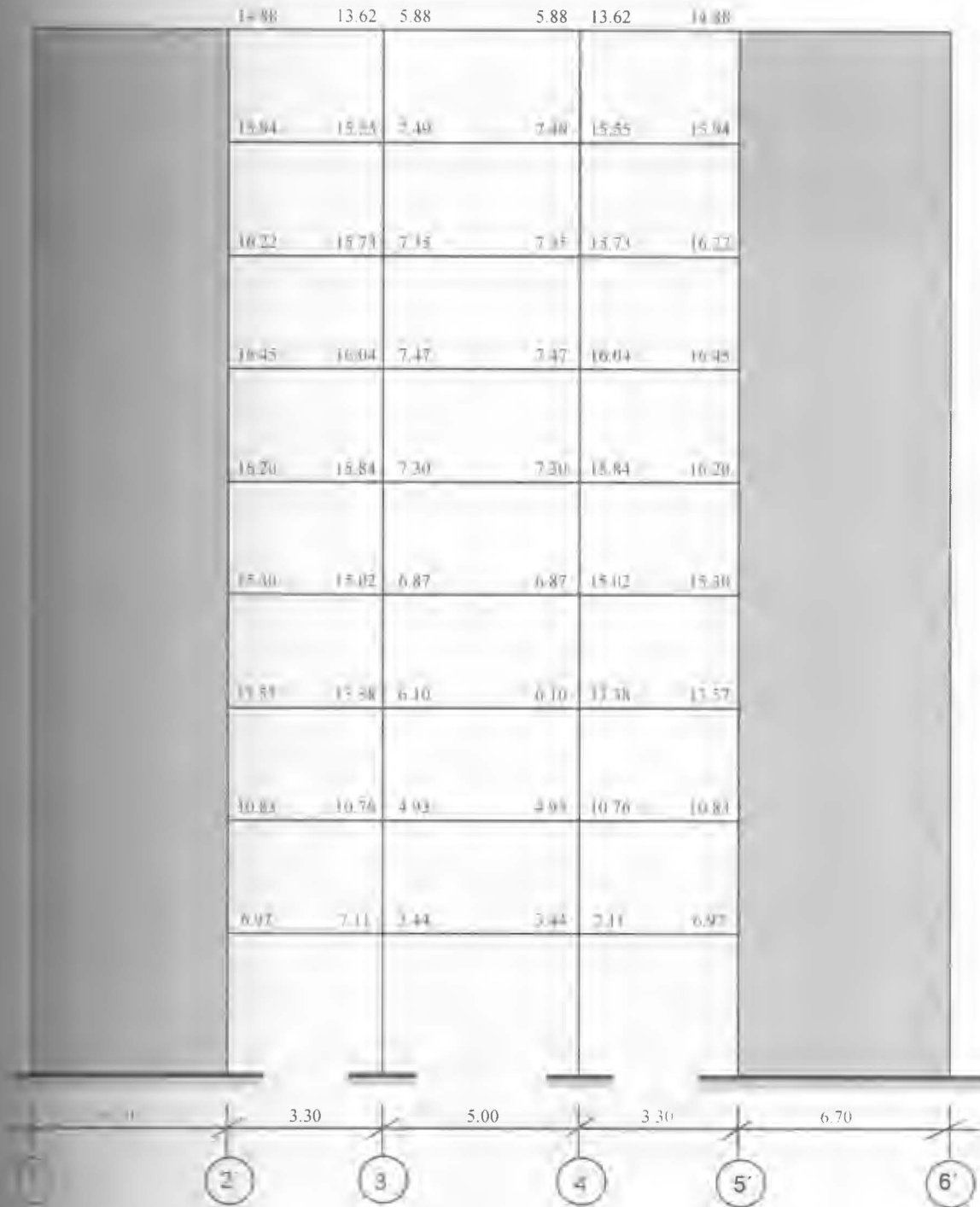
Diseñaremos como ejemplo la viga del eje "B", 3° - 8° nivel.

El modelo del pórtico se podrá observar en el capítulo de carga vertical conjuntamente con los resultados del análisis por carga de gravedad.

Los resultados del análisis sísmico se podrán apreciar en la siguiente página.

Luego presentamos los cuadros de valores de las envolventes de esfuerzos conjuntamente con sus respectivos diagramas.

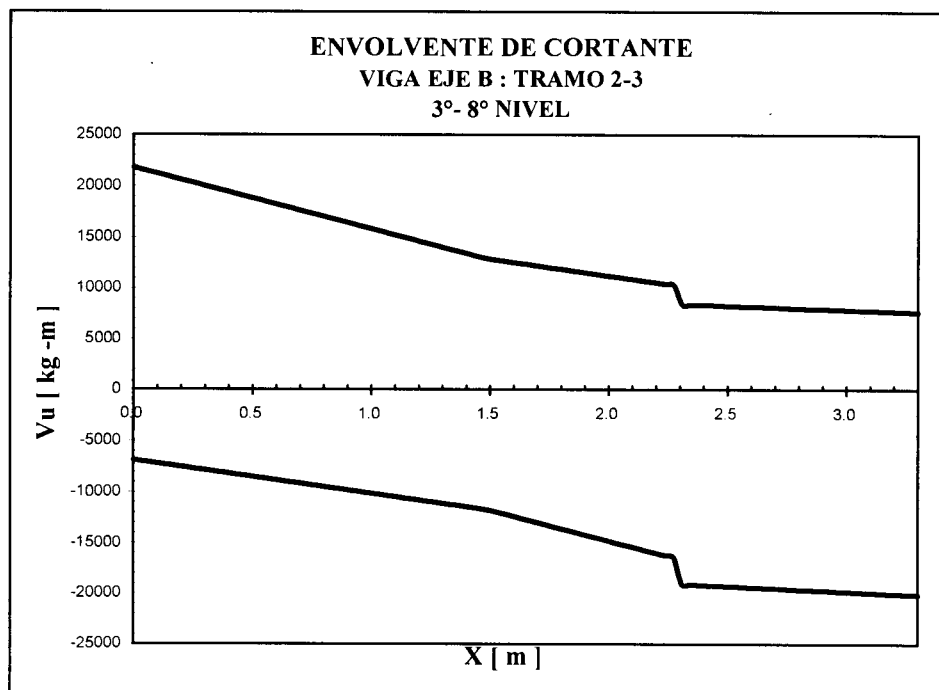
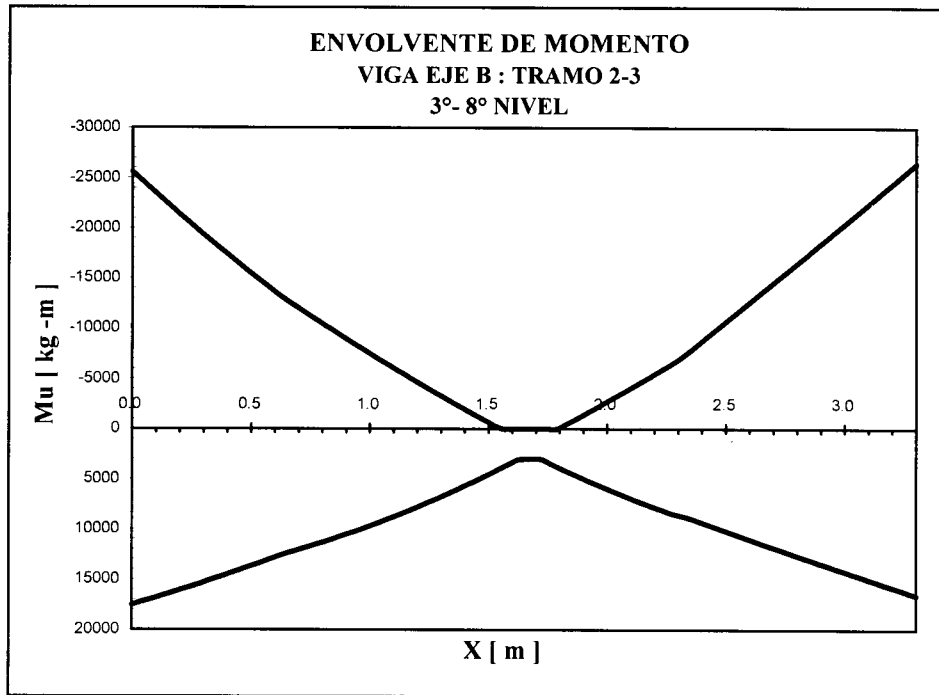
ANALISIS SISMICO PORTICO PRINCIPAL " B "



M [ton-m]

h (entrepiso nivel 1°) = 3.9 m.

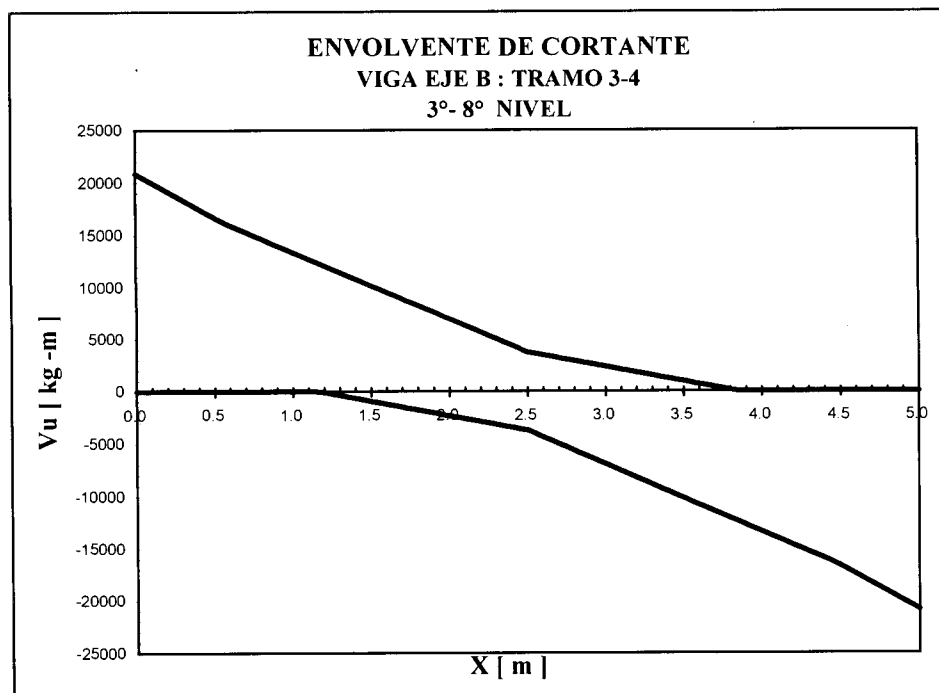
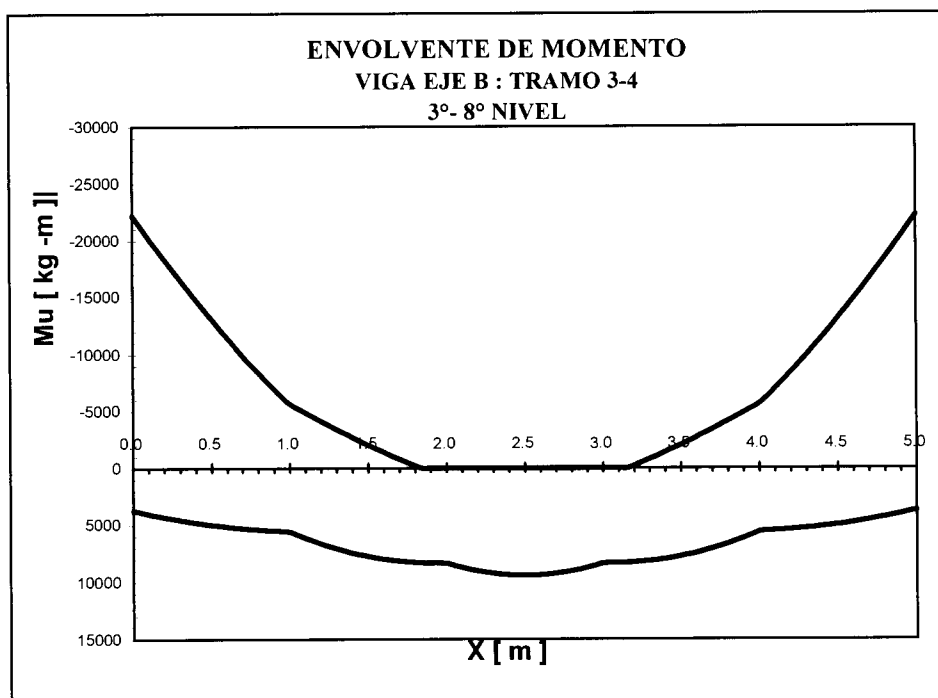
h (entrepiso nivel 2°- 9°) = 3.2 m.



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS

VIGA EJE " B" : TRAMO 3- 4: NIVEL 3°- 8°

0.300	4549	-16573				0.840	14429	0.000			
x	M(+)	M(-)	x	M(+)	M(-)	x	V(+)	V(-)	x	V(+)	V(-)
0.000	3704	-22235	2.550	9380	0	0.000	20867	0	2.550	3595	-4057
0.050	3862	-21251	2.600	9349	0	0.050	20450	0	2.600	3456	-4379
0.100	4013	-20283	2.650	9297	0	0.100	20033	0	2.650	3316	-4701
0.150	4158	-19331	2.700	9224	0	0.150	19615	0	2.700	3177	-5023
0.200	4295	-18396	2.750	9130	0	0.200	19198	0	2.750	3038	-5345
0.250	4425	-17476	2.800	9015	0	0.250	18781	0	2.800	2898	-5667
0.300	4549	-16573	2.850	8879	0	0.300	18363	0	2.850	2759	-5989
0.350	4665	-15686	2.900	8723	0	0.350	17946	0	2.900	2619	-6311
0.400	4775	-14814	2.950	8546	0	0.400	17529	0	2.950	2480	-6634
0.450	4878	-13959	3.000	8347	0	0.450	17111	0	3.000	2340	-6956
0.500	4973	-13120	3.050	8314	0	0.500	16694	0	3.050	2201	-7278
0.550	5062	-12297	3.100	8316	0	0.550	16297	0	3.100	2062	-7600
0.600	5143	-11491	3.150	8301	0	0.600	15975	0	3.150	1922	-7922
0.650	5218	-10700	3.200	8271	-218	0.650	15653	0	3.200	1783	-8244
0.700	5286	-9925	3.250	8224	-506	0.700	15331	0	3.250	1643	-8566
0.750	5346	-9167	3.300	8161	-801	0.750	15009	0	3.300	1504	-8888
0.800	5400	-8424	3.350	8082	-1102	0.800	14687	0	3.350	1364	-9210
0.850	5447	-7698	3.400	7987	-1411	0.850	14364	0	3.400	1225	-9532
0.900	5487	-6988	3.450	7876	-1727	0.900	14042	0	3.450	1086	-9854
0.950	5520	-6294	3.500	7749	-2050	0.950	13720	0	3.500	946	-10177
1.000	5589	-5659	3.550	7605	-2379	1.000	13398	0	3.550	807	-10499
1.050	5877	-5267	3.600	7446	-2716	1.050	13076	0	3.600	667	-10821
1.100	6150	-4882	3.650	7270	-3060	1.100	12754	0	3.650	528	-11143
1.150	6406	-4503	3.700	7078	-3410	1.150	12432	0	3.700	388	-11465
1.200	6646	-4132	3.750	6871	-3768	1.200	12110	-110	3.750	249	-11787
1.250	6870	-3767	3.800	6647	-4132	1.250	11788	-249	3.800	110	-12109
1.300	7078	-3410	3.850	6407	-4504	1.300	11466	-389	3.850	0	-12431
1.350	7269	-3059	3.900	6151	-4882	1.350	11143	-528	3.900	0	-12753
1.400	7445	-2715	3.950	5878	-5268	1.400	10821	-668	3.950	0	-13075
1.450	7604	-2379	4.000	5590	-5660	1.450	10499	-807	4.000	0	-13398
1.500	7748	-2049	4.050	5519	-6293	1.500	10177	-947	4.050	0	-13720
1.550	7875	-1726	4.100	5486	-6987	1.550	9855	-1086	4.100	0	-14042
1.600	7986	-1411	4.150	5446	-7697	1.600	9533	-1225	4.150	0	-14364
1.650	8081	-1102	4.200	5399	-8423	1.650	9211	-1365	4.200	0	-14686
1.700	8160	-800	4.250	5346	-9166	1.700	8889	-1504	4.250	0	-15008
1.750	8223	-505	4.300	5285	-9924	1.750	8567	-1644	4.300	0	-15330
1.800	8270	-218	4.350	5217	-10699	1.800	8245	-1783	4.350	0	-15652
1.850	8301	0	4.400	5143	-11489	1.850	7923	-1923	4.400	0	-15974
1.900	8315	0	4.450	5061	-12296	1.900	7600	-2062	4.450	0	-16296
1.950	8314	0	4.500	4972	-13119	1.950	7278	-2201	4.500	0	-16693
2.000	8347	0	4.550	4877	-13958	2.000	6956	-2341	4.550	0	-17110
2.050	8545	0	4.600	4774	-14813	2.050	6634	-2480	4.600	0	-17528
2.100	8723	0	4.650	4664	-15684	2.100	6312	-2620	4.650	0	-17945
2.150	8879	0	4.700	4548	-16572	2.150	5990	-2759	4.700	0	-18362
2.200	9015	0	4.750	4424	-17475	2.200	5668	-2899	4.750	0	-18780
2.250	9130	0	4.800	4294	-18394	2.250	5346	-3038	4.800	0	-19197
2.300	9223	0	4.850	4157	-19330	2.300	5024	-3177	4.850	0	-19614
2.350	9297	0	4.900	4012	-20282	2.350	4702	-3317	4.900	0	-20032
2.400	9349	0	4.950	3861	-21250	2.400	4380	-3456	4.950	0	-20449
2.450	9380	0	5.000	3702	-22233	2.450	4057	-3596	5.000	0	-20866
2.500	9391	0				2.500	3735	-3735			
			4.700	4548	-16572				4.160	0	-14428



DISEÑO POR FLEXION
TRAMO 2-3

ACERO SUPERIOR

$$M_{ui} = 25.61 \text{ ton-m} \quad \rightarrow \quad A_s^+ = 14.35 \text{ cm}^2$$

corrido : 2 Ø 1"
 bastón : 1 Ø 1"

$$X_i = 0.33 + d = 0.33 + 0.54 = 0.87 \text{ m.} < l_d \quad \rightarrow \quad X_i = 1.25 \text{ m.}$$

$$M_{ud} = 20.47 \text{ ton-m} \quad \rightarrow \quad A_s^+ = 11.11 \text{ cm}^2$$

corrido : 2 Ø 1"
 bastón : 1 Ø 3/4"

$$X'd = 3.30 - 2.92 - 0.30 = 0.11 \text{ m.}$$

$$X_d = 0.11 + d = 0.11 + 0.54 = 0.65 \text{ m.} \quad \rightarrow \quad X_d = 0.70 \text{ m.}$$

ACERO INFERIOR

$$M_{ui} = 17.55 \text{ ton-m} \quad \rightarrow \quad A_s^+ = 9.36 \text{ cm}^2$$

corrido : 2 Ø 3/4"
 bastón : 2 Ø 5/8"

$$X_i = 0.85 + d = 0.85 + 0.54 = 1.39 \text{ m.} \quad \rightarrow \quad X_i = 1.40 \text{ m.}$$

$$M_{ud} = 14.26 \text{ ton-m} \quad \rightarrow \quad A_s^+ = 7.47 \text{ cm}^2$$

corrido : 2 Ø 3/4"
 bastón : 1 Ø 5/8"

$$X'd = 3.30 - 2.58 - 0.30 = 0.42 \text{ m.}$$

$$X_d = 0.42 + d = 0.42 + 0.54 = 0.96 \text{ m.} \quad \rightarrow \quad X_d = 1.00 \text{ m.}$$

TRAMO 3-4

ACERO SUPERIOR

$$M_{ui} = 16.57 \text{ ton-m} \quad \rightarrow \quad A_s^+ = 8.79 \text{ cm}^2 < A_s (2 \text{Ø} 1")$$

corrido : 2 Ø 1"

$$M_{ud} = 16.57 \text{ ton-m} \quad \rightarrow \quad A_s^+ = 8.79 \text{ cm}^2$$

corrido : 2 Ø 1"

ACERO INFERIOR

$$M_{ui} = 4.55 \text{ ton-m} \quad \rightarrow \quad A_s^+ = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$M_{uc} = 9.39 \text{ ton-m} \quad \rightarrow \quad A_s^+ = 4.80 \text{ cm}^2$$

$$M_{ud} = 4.55 \text{ ton-m} \quad \rightarrow \quad A_s^+ = 3.26 \text{ cm}^2$$

Para este caso no hay corte de fierro, pues las área de acero requeridas son menores que el área del acero corrido (2 Ø 3/4").

DISEÑO POR CORTE

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 54 / 1000 = 8.81 \text{ ton}$$

TRAMO 2 - 3**MOMENTOS ANTIHORARIOS****EXTREMO IZQUIERDO**

$$A_{si} = 15.3 \text{ cm}^2 \quad (3\emptyset 1") \quad \rightarrow \quad M_{ni} = 30.06 \text{ ton-m}$$

EXTREMO DERECHO

$$A_{sd} = 7.68 \text{ cm}^2 \quad (2\emptyset 3/4" + 1\emptyset 5/8") \quad \rightarrow \quad M_{nd} = 16.25 \text{ ton-m}$$

Calculando la fuerza cortante como se mencionó anteriormente tenemos :

$$V_{ui} = 26.08 \text{ ton-m}$$

MOMENTOS HORARIOS**EXTREMO IZQUIERDO**

$$A_{si} = 9.68 \text{ cm}^2 \quad (2\emptyset 3/4" + 2\emptyset 5/8") \rightarrow M_{ni} = 20.10 \text{ ton-m}$$

EXTREMO DERECHO

$$A_{sd} = 13.04 \text{ cm}^2 \quad (2\emptyset 1" + 1\emptyset 3/4") \rightarrow M_{nd} = 26.20 \text{ ton-m}$$

$$V_{ui} = 26.07 \text{ ton-m}$$

Cortante de diseño a " d " de la cara :**extremo izquierdo:**

$$V_{ui} = 26.08 - 0.54 * 7.11 = 22.24 \text{ ton}$$

$$V_s = V_{ui} / \emptyset - V_c = 22.24 / 0.85 - 8.81 = 17.35 \text{ ton}$$

$$S = A_v f_y d / V_s = (2 * 0.71) * 4200 * 54 / 17350 = 18.6 \text{ cm.}$$

Zona de confinamiento :

$$L = 2 * d = 2 * 54 = 108 \text{ cm.}$$

Espaciamiento máximo en zona de confinamiento : S_o

$$S_o = \begin{cases} 0.25 d = 0.25 * 54 = 13.5 \text{ cm.} \\ 8 d_b = 8 * 1.59 = 12.7 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases} \rightarrow S_o = 10 \text{ cm.}$$

Espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento :

$$S_{max} = 0.5 d = 0.5 * 54 = 27 \text{ cm.} \rightarrow S_{max} = 25 \text{ cm.}$$

Espaciamiento fuera de la longitud de confinamiento :

$$V_{ui} = 26.08 - 1.08 * 7.11 = 18.40 \text{ ton}$$

$$V_{ui} = 18.40 \text{ ton-m} \rightarrow S = 25.1 \text{ cm.} > S_{max}$$

extremo derecho:

Tenemos la misma distribución del acero, pues los valores de la fuerza cortante son menores y sólo se tiene que cumplir con los espaciamentos máximos dentro y fuera de la zona de confinamiento .

REFUERZO POR CORTE TRAMO 2 - 3 :

estribos $\emptyset 3/8"$: 1 @ 0.05 , 10 @ 0.10 , 1 @ 0.15 , 1 @ 0.20 , resto @ 0.25m.

TRAMO 3 - 4

Siguiendo el mismo procedimiento, hallamos también la misma distribución que en el tramo 2 - 3 .

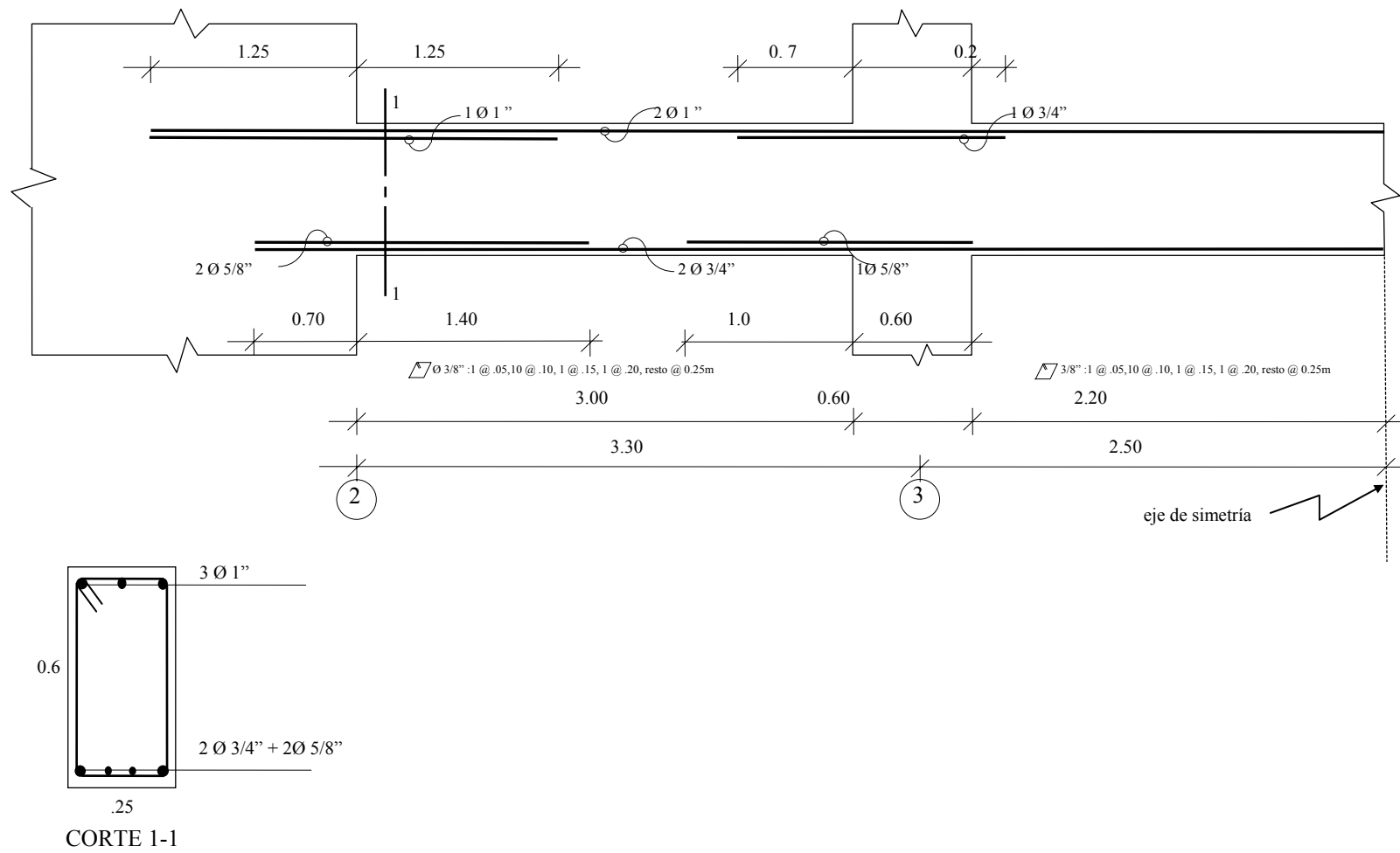


Fig. 6.7 . _ Detalle del refuerzo - viga eje B - Niveles 3° - 8°

CAPITULO 7

ANALISIS Y DISEÑO DE COLUMNAS

7.1 ANALISIS

7.1.1 CRITERIOS

Las columnas son elementos que están sometidos principalmente a esfuerzos de flexo-compresión.

Los efectos de esbeltez de las columnas, y la consiguiente reducción de su capacidad de carga se evalúan en forma independiente al diseño propiamente dicho, mediante la consideración de los momentos generados por las deformaciones transversales de las columnas (momentos de 2do. orden) o mediante procesos aproximados que comprenden la estimación de factores que corrigen a los momentos del análisis estructural (momentos de 1er orden).⁽¹⁾

Además, adicionalmente se presenta el problema de la flexión biaxial, el cual siempre existe si se consideran momentos de sismo en una dirección y simultáneamente momentos de cargas verticales en la otra.

⁽¹⁾ BLANCO A. .Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. pág. 166.

7.1.2 ESBELTEZ

Los efectos de esbeltez en las columnas aumentan a veces significativamente los momentos calculados en el análisis normal elástico de la estructura.

Si una columna presenta un grado de esbeltez tal, que para el nivel de carga axial aplicado, se generen deformaciones transversales que aumenten significativamente la excentricidad considerada en el diseño, deberá evaluarse el momento generado por la nueva excentricidad, denominado como “momento de segundo orden”.

El cálculo del “momento de segundo orden” es complejo, pues la evaluación de la rigidez del conjunto concreto-refuerzo considerando secciones fisuradas y problemas de relajamiento del acero debido a la contracción del fraguado y el flujo plástico, hacen difícil una evaluación simple.

Debido a estas dificultades es común que se usen métodos aproximados planteados por diversos autores y reconocidos en el código de diseño.

EVALUACION APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

Para tomar en cuenta los efectos de esbeltez, deberán considerarse:

- a) Los efectos locales (δ_l) : que afectan a cada uno de los elementos individuales.
- b) Los efectos globales (δ_g) : que afectan a la estructura como conjunto.

El momento de diseño para el elemento será:

$$M_u = \delta_l M_{uv} + \delta_g M_{us} \quad (2)$$

donde :

M_{uv} : Momento en el elemento debido a cargas verticales amplificadas, proveniente de un análisis de Primer Orden.

M_{us} : Momento en el elemento debido a cargas laterales amplificadas, proveniente de un análisis de Primer Orden.

EFECTOS LOCALES DE ESBELTEZ

Para tomar en cuenta los efectos locales de esbeltez los momentos amplificados obtenidos de un análisis elástico de Primer Orden, deben multiplicarse por el factor: ⁽³⁾

$$\delta_l = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \leq 1.0$$

donde :

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{l_n^2}$$

⁽²⁾ Norma E.060 Concreto Armado. Acápites 12.10.2

⁽³⁾ Norma E.060 Concreto Armado. Acápites 12.10.2.1

Si existen cargas laterales entre los apoyos del elemento $C_m = 1$, en caso contrario :

$$C_m = 0.6 + 0.4 M1 / M2 > 0.4$$

$$I_E = \frac{(E_c I_g / 5) + E_s I_{se}}{(1 + \beta_d)}$$

ó conservadoramente:

$$I_E = \frac{E_c I_g}{2.5 (1 + \beta_d)}$$

donde :

M1 : Momento flector menor de diseño en el extremo, es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y negativo si está flexionado en doble curvatura.

M2 : Momento flector mayor de diseño en el extremo, es positivo siempre.

β_d : Relación entre momento máximo de carga muerta y el momento máximo de carga total.

I_g : Inercia de la sección total no agrietada del concreto.

I_{se} : Inercia del acero de refuerzo respecto al eje centroidal de la sección.

Los efectos locales de esbeltez pueden ser despreciados si : l_n/r es menor que 34 -12 M1/M2.

l_n : es la longitud no apoyada del elemento y puede tomarse como la distancia libre entre losas de entrepisos, vigas u otros elementos capaces de proporcionar un apoyo lateral al elemento en compresión.

r : radio de giro de la sección transversal del elemento en compresión y puede ser calculado a partir de la sección total del concreto, 0.3 h para secciones rectangulares.

Analizando los efectos locales para el presente proyecto tenemos:

DIRECCION	l_n (cm)	r (cm)	l_n/r
xx	270	12	22.50
yy	260	18	21.67

Como se podrá ver en los resultados del análisis vertical, siempre habrá curvatura doble en los elementos, por lo que M1 va a ser negativo, por consiguiente el miembro de la derecha siempre va a ser mayor que 34, por lo que se puede despreciar los efectos locales de esbeltez.

EFECTOS GLOBALES DE ESBELTEZ

Los efectos globales de esbeltez se deberán evaluar de acuerdo a una de las expresiones siguientes: ⁽⁴⁾

$$A) \quad \delta_g = \frac{1}{1 - Q}$$

$$B) \quad \delta_g = \frac{C_m}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi \Sigma P_c}}$$

Si se conocen las deformaciones laterales de los entrepisos, se calculará δ_g con la expresión “A”, donde :

$$Q = \frac{(\Sigma P_u) \Delta_u}{V_u h}$$

donde :

Q : índice de estabilidad del entrepiso.

ΣP_u : suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas de servicio multiplicadas por el factor de carga correspondiente) acumuladas desde extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

Δ_u : deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso considerado, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculada de acuerdo a un análisis elástico de primer orden. Para el caso de fuerzas laterales de sismo, Δ_u deberá multiplicarse por el factor de reducción por ductilidad considerado en la determinación de estas fuerzas.

V_u : fuerza cortante amplificada en el entrepiso, debida a las cargas laterales.

h : altura del entrepiso considerado.

De acuerdo al índice de estabilidad los entrepisos se clasificarán en :

- Si Q es menor que 0.06 se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente, y los efectos globales de Segundo Orden pueden despreciarse ($\delta_g = 1$).
- Si Q está comprendido entre 0.06 y 0.25, los efectos globales de esbeltez deberán considerarse multiplicando todos los momentos flectores de vigas y columnas producidos por las cargas laterales amplificadas y obtenido mediante un análisis elástico de Primer Orden, por el factor δ_g .
- Si Q es mayor que 0.25 deberá realizarse un análisis de Segundo Orden.

Si las estructuras están conformadas exclusivamente por pórticos, se podrá evaluar los efectos globales de esbeltez obviando el cálculo de las deformaciones laterales, mediante la expresión “B”, donde :

⁽⁴⁾ Norma E.060 Concreto Armado. Acápites 12.10.2.2

$$C_m = 1$$

ΣP_u : Es la sumatoria de las cargas axiales de todas las columnas del entrepiso.

ΣP_c : Es la sumatoria de las cargas críticas de pandeo de todas las columnas del entrepiso y se evaluará mediante:

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(k \cdot l_n)^2}$$

donde :

$E I$: calculados como se indicó anteriormente.

K : factor de longitud efectiva de la columna.

Los efectos globales de esbeltez pueden ser despreciados cuando Kl_n/r es menor que 22 . En el caso que Kl_n/r es mayor que 100, deberá hacerse un análisis de Segundo Orden.

Para evaluar los efectos globales en el presente proyecto se tiene que analizar el primer caso, así tenemos :

DIRECCION X-X

NIVEL	ΣP_u (ton)	Δu (m)	V_u (ton)	h (m)	Q_x	δ_g
9	914.59	0.005373	131.43	3.20	0.047	1.000
8	1870.66	0.005856	244.26	3.20	0.056	1.000
7	2826.81	0.006272	343.36	3.20	0.065	1.069
6	3782.81	0.006574	428.74	3.20	0.073	1.078
5	4738.89	0.006641	500.38	3.20	0.079	1.085
4	5694.96	0.006368	558.29	3.20	0.081	1.088
3	6651.04	0.005653	602.48	3.20	0.078	1.085
2	7607.11	0.004383	532.94	3.20	0.066	1.070
1	8583.13	0.002586	650.10	3.90	0.035	1.000

Como se podrá apreciar se han obtenido valores del índice de estabilidad Q , comprendidos entre 0.06 y 0.25 , por lo que se tendrá en cuenta los efectos globales de esbeltez mediante el factor de corrección δ_g .

DIRECCION Y-Y

NIVEL	ΣP_u (ton)	Δu (m)	V_u (ton)	h (m)	Q_y	δ_g
9	1126.03	0.004295	155.44	3.20	0.039	1.0
8	2318.88	0.004484	288.88	3.20	0.045	1.0
7	3411.74	0.004586	406.08	3.20	0.050	1.0
6	4704.59	0.004590	507.04	3.20	0.053	1.0
5	5897.45	0.004436	591.78	3.20	0.055	1.0
4	7090.30	0.004088	660.28	3.20	0.055	1.0
3	8283.15	0.003503	712.54	3.20	0.051	1.0
2	9476.01	0.002650	748.57	3.20	0.042	1.0
1	10692.79	0.001636	768.87	3.90	0.023	1.0

Se observa que en todos los casos $Q < 0.06$.

7.2 DISEÑO

7.2.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

En elementos sujetos a flexocompresión con cargas de diseño ϕP_n menores a $0.1f'_c A_g$ ó ϕP_b (la menor), el porcentaje de refuerzo máximo proporcionado debe cumplir con lo indicado para elementos sometidos a esfuerzos de flexión pura. Siendo P_b la resistencia nominal a carga axial en condiciones de deformación balanceada, como se verá más adelante.

HIPOTESIS DE DISEÑO

El diseño de un elemento sometido a flexocompresión se hace en base a las mismas hipótesis de diseño en flexión, considerando adicionalmente el problema de esbeltez.

7.2.1.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION UNIAXIAL

Toda sección sujeta a flexocompresión se diseñará de manera que siempre la combinación de esfuerzos actuantes, sea menor que las combinaciones de momento flector y carga axial resistentes, representadas en un diagrama de interacción.

DIAGRAMA DE INTERACCION

Si se analiza una sección transversal sometida a flexocompresión, para una determinada distribución de acero, se puede obtener diferentes valores de Carga y Momento resistentes, conforme se varíe la posición del eje neutro.

A la curva que indica esta resistencia, teniendo como ordenada la Carga Axial y como abscisa el Momento, se le denomina Diagrama de Interacción.

Para su construcción bastará analizar el equilibrio de la sección variando la ubicación del eje neutro.

CONSTRUCCION DEL DIAGRAMA DE INTERACCION

Si se tiene que el momento es nulo, el valor de la carga axial, es máxima y se denomina P_o (ver figura 7.1) . Esta se obtiene considerando la carga máxima del ; :

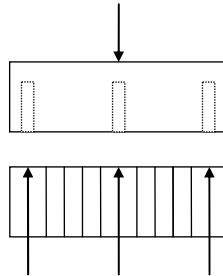
concreto y del acero longitudinal colocado en el elemento. Así tenemos:

$$P_o = \phi [0.85 f'_c A_c + A_s f_y]$$

donde:

$\phi = 0.70$ para columnas con estribos.

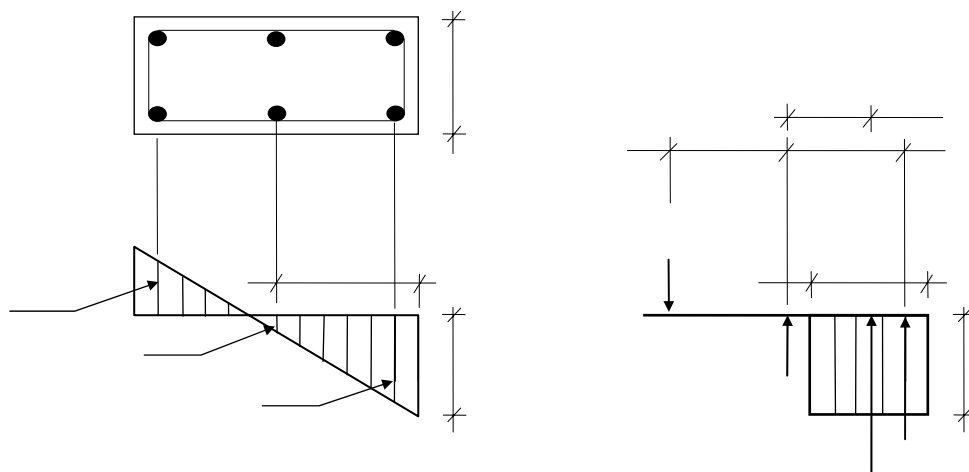
$\phi = 0.75$ para columnas con espirales.



La Condición Balanceada, es aquella cuando el concreto en compresión ha llegado a una deformación máxima de 0.003 y simultáneamente el fierro extremo opuesto en tracción ha llegado a la fluencia con una deformación de 0.0021 (f_y/E_s). Esta condición balanceada es representada en el diagrama de interacción como P_b , M_b .

La obtención de los valores P_b y M_b , se realiza por equilibrio conociendo la extensión del bloque comprimido. Damos a continuación los pasos para obtener estos valores, en base a la sección de la columna mostrada en la figura 7.2.

- Con $\epsilon_c = 0.003$ y $\epsilon_y = 0.0021$ obtenemos gráfica o geoméricamente el valor del bloque comprimido c .



- La compresión del concreto C_c esta dada por :

$$C_c = (0.85 f'_c) b a \quad (a = \beta_1 \cdot c)$$

- Con las deformaciones hallamos los esfuerzos en los fierros colocados: ; ;

- Fierro en extremo comprimido A_{s1} :

$$\text{Asumimos que } \epsilon_{s1} > \epsilon_y = 0.0021 \quad \rightarrow \quad f_{s1} = f_y$$

$$F_{s1} = 4200 A_{s1}$$

- Fierro del centro A_{s2} :

$$\text{Tenemos que } \epsilon_{s2} < \epsilon_y = 0.0021 \quad \rightarrow \quad f_{s2}$$

$$F_{s2} = \epsilon_{s2} E_s A_{s2}$$

- Fierro del extremo en tracción A_{s3} :

$$\text{Asumimos que } \epsilon_{s3} = \epsilon_y = 0.0021 \quad \rightarrow \quad f_{s3} = f_y$$

$$F_{s3} = 4200 A_{s3}$$

- La carga axial P_u será igual a la sumatoria de fuerzas internas que se producen en el concreto y refuerzo.

P_u externo = Suma de fuerzas internas

P_u en este caso se denomina P_b .

$$P_b = \phi [0.85 f'c b a + 4200 A_{s1} + \epsilon_{s2} E_s A_{s2} - 4200 A_{s3}]$$

- Para determinar el momento, que en este caso llamaremos M_b , se tomará momentos respecto al centro plástico de la sección. Como la sección del ejemplo tiene refuerzo simétrico, el centro de gravedad coincidirá con el centro plástico. Así tenemos :

$$M_b = \phi [0.85 f'c b a (X1) + 4200 A_{s1}(X2) + \epsilon_{s2} E_s A_{s2} (0) - 4200 A_{s3}(X2)]$$

- Para conocer otros puntos del diagrama bastará con ir variando la posición del eje neutro (bloque c).

LIMITES EN EL DIAGRAMA DE INTERACCION PARA EFECTOS DE DISEÑO

La resistencia de diseño (ϕP_n) de elementos en compresión no se tomará mayor a :

Para elementos con espirales :

$$\phi P_{u(\max)} = 0.85 [\phi (0.85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)]$$

Para elementos con estribos :

$$\phi P_{u(\max)} = 0.80 [\phi (0.85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)] \quad (5)$$

Esta exigencia obliga a considerar un diagrama de interacción útil para el diseño, con una curva trunca en la parte superior.

USO DE ABACOS CON DIAGRAMAS DE INTERACCION

Para el diseño por flexocompresión de columnas, debido a que todas son rectangulares, se han utilizado los “Diagramas de interacción de columnas de concreto armado” editado por la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Piura.

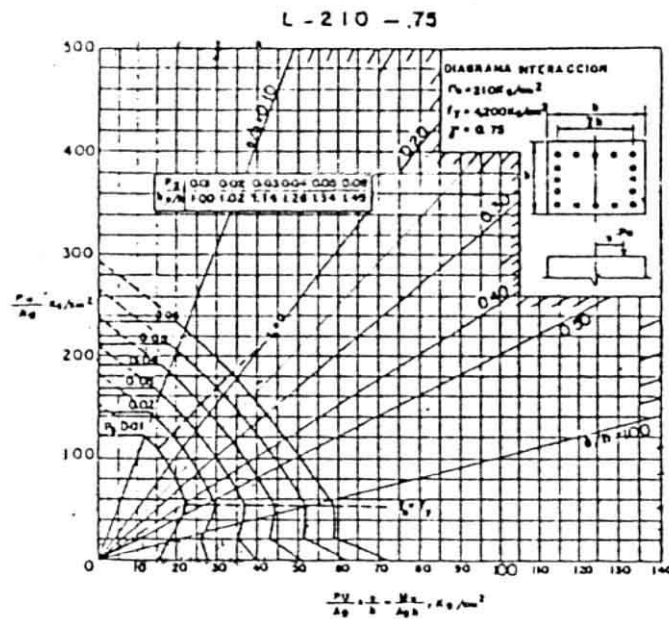
Estos ábacos contienen los diagramas de interacción para columnas cuadradas, rectangulares y circulares, con armadura simétrica colocada en dos caras o en el perímetro y han sido desarrolladas para columnas de sección b y h cualesquiera para diferentes resistencias del concreto, teniendo en el eje de ordenadas el valor de

⁽⁵⁾ Norma E.060 Concreto Armado. Acápito 12.10.3.2

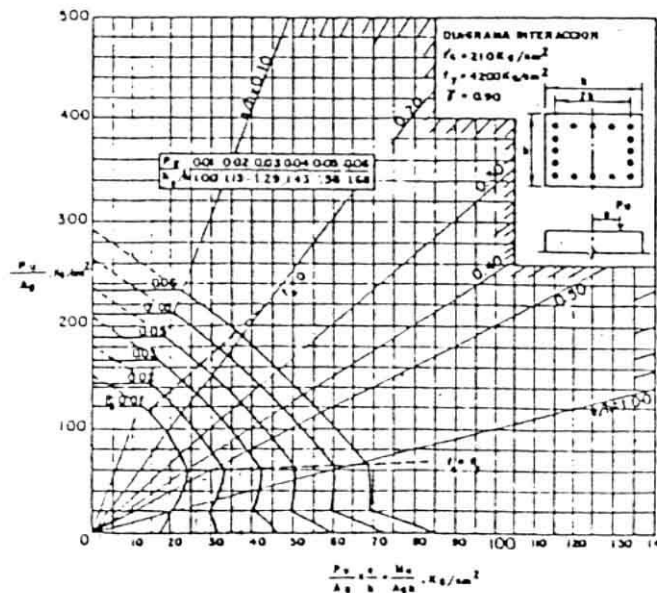
K y en el eje de abscisas $K \cdot e / h$ donde:

$$K = \frac{P_u}{A_g \cdot f'_c} \quad ; \quad \frac{K \cdot e}{h} = \frac{P_u \cdot e}{A_g \cdot f'_c \cdot h} = \frac{M_u}{b \cdot h^2 \cdot f'_c}$$

Mostramos a continuación los ábacos utilizados en el presente proyecto.



COLUMNAS 4L.4 - DIAGRAMA DE INTERACCION PARA COLUMNAS L - 210 - .90



7.2.1.2 DISEÑO EN FLEXOCOMPRESION BIAIXIAL

Desde el punto de vista de cargas de gravedad, la flexión biaxial es importante en el caso de estructuras que consideren losas armadas en dos direcciones.

Si se considera que hay simultáneamente cargas horizontales de sismo, la flexión biaxial es casi siempre crítica, puesto que aún cuando se trate de techos o

Fig. 7.3 - Ábacos utilizados en el diseño

pisos conformados por losas armadas en una dirección, siempre será factible tener una columna con momento de carga vertical en una dirección y simultáneamente momento de sismo en la otra.

No será crítica la flexión biaxial, cuando a pesar de considerar sismo y carga de gravedad simultáneas, cuando los momentos de cargas de gravedad no sean significativos (columnas exteriores con vigas de luz menor a 5 m. o columnas centrales o interiores).

Cuando se tiene una carga axial actuando en un punto, tal que se produzcan simultáneamente excentricidades en las dos direcciones de la columna, el problema de diseño es complejo, pues aún cuando se puede seguir trabajando con un bloque rectangular equivalente de compresiones, la posición del eje neutro no es simple de determinar pues la inclinación de éste no es perpendicular a la excentricidad resultante.

En el caso de flexión biaxial se debe tantear la inclinación del eje neutro y su distancia por lo que los procedimientos de cálculo son complejos y deben hacerse mediante procesos iterativos muy engorrosos. Debido a lo indicado anteriormente es común que los diseñadores recurran al uso de métodos aproximados, reconocidos además por la norma peruana.

DISEÑO BIAxIAL SEGUN LA NORMA PERUANA

La norma indica como método aproximado la ecuación planteada por Bresler.

Esta ecuación considera :

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

donde:

P_u = Resistencia última en flexión biaxial

ϕP_{nx} = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en X ($e_y = 0$).

ϕP_{ny} = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en Y ($e_x = 0$).

ϕP_{no} = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de carga axial únicamente ($e_x = e_y = 0$).

Esta ecuación es válida para valores de $(P_u / \phi P_{no}) \geq 0.1$; para valores menores a 0.1 la ecuación pierde aproximación, por lo cual la Norma recomienda la siguiente expresión:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1$$

Donde ϕM_{nx} y ϕM_{ny} , son las resistencias de diseño de la sección respecto a los ejes X e Y.

LIMITES DEL REFUERZO PARA ELEMENTOS EN COMPRESION

El área de refuerzo longitudinal para elementos sujetos a compresión (columnas), no deberá ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total de la sección.

El refuerzo longitudinal mínimo deberá ser de 4 barras dentro de estribos rectangulares o circulares, 3 barras dentro estribos triangulares y 6 barras en el caso que se usen espirales. ⁽⁷⁾

Se recomienda diseñar columnas con cuantías comprendidas entre 1% y 4%, de tal

⁽⁶⁾ Norma E.060 Concreto Armado. Acápites 12.9

⁽⁷⁾ Norma E.060 Concreto Armado. Acápites 12.6

manera que se evite el congestionamiento del refuerzo, ya que dificulta la calidad de la construcción, sobre todo si se piensa que en el Perú el diámetro máximo de refuerzo producido normalmente es de una pulgada.

LIMITES PARA EL ESPACIAMIENTO Y RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales será mayor o igual a 1.5 su diámetro, 4 cm. ó 1.3 veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso. ⁽⁸⁾

El recubrimiento para columnas será de 4 cm. como mínimo. ⁽⁹⁾

DISPOSICIONES ESPECIALES PARA COLUMNAS SUJETAS A FLEXOCOMPRESION QUE RESISTAN FUERZAS DE SISMO

Los requisitos de esta sección son aplicables si la carga de diseño ϕP_n excede de $0.1 f'_c A_g$ ó ϕP_b (la menor). En caso contrario, el elemento deberá cumplir los requisitos para elementos en flexión.

- La resistencia específica del concreto (f'_c) no será menor que 210 kg/cm^2 .
- La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero ARN 420.
- El ancho mínimo de las columnas será de 25 cm.
- La relación de la dimensión menor a la mayor de la sección transversal de la columna no será menor que 0.4 .
- La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01 ni mayor que 0.06. Cuando la cuantía exceda 0.04 los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga columna. ⁽¹⁰⁾
- La resistencia a la flexión de las columnas deberán satisfacer la ecuación:

$$\Sigma M_{nc} > 1.4 \Sigma M_{nv}$$

donde :

ΣM_{nc} : Es la suma de momentos, al centro del nudo correspondiente a la resistencia nominal en flexión de las columnas que forman dicho nudo.

ΣM_{nv} : Es la suma de momentos, al centro del nudo correspondiente a la resistencia nominal en flexión de las vigas que forman dicho nudo.

El objetivo de esta exigencia es que las columnas tengan una mayor capacidad resistente en flexión que las vigas concurrentes en el nudo, para asegurar que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas.

""
"
"
"
"
"
"
"
"

⁽⁸⁾ Norma E.060 Concreto Armado. Acápito 7.6.3

⁽⁹⁾ Norma E.060 Concreto Armado. Acápito 7.9.1

⁽¹⁰⁾ Norma E.060 Concreto Armado. Acápito 12.4

Sin embargo en estructuras conformadas por mixtos de pórticos y muros de corte significativos, esta exigencia ya no es tan importante, pues los muros controlan la deformación lateral de la edificación.

7.2.2 DISEÑO POR CORTE

Siguiendo el mismo criterio de buscar una falla por flexión en lugar de una por corte, la fuerza cortante (V_u) de los elementos en flexocompresión deberá determinarse a partir de la resistencias nominales en flexión (M_n), en los extremos de la luz libre del elemento, asociadas a la fuerza axial P_u que de como resultado el mayor momento nominal posible. ⁽¹¹⁾

Deberán colocarse en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud l_0 , medida desde la cara del nudo (zona de confinamiento) que no sea menor que:

- a) Un sexto de la luz libre del elemento.
- b) La máxima de la sección transversal del elemento.
- c) 45 cm.

Estos estribos tendrán un espaciamiento que no debe exceder del menor de los siguientes valores, a menos que las exigencias de diseño por esfuerzo cortante sean mayores:

- a) La mitad de la sección más pequeña de la sección transversal del elemento.
- b) 10 cm.

El primer estribo deberá ubicarse a no más de 5 cm. de la cara del nudo. ⁽¹²⁾

El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento, no deberá exceder de 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, la menor dimensión del elemento, ó 30 cm. a menos que las exigencias por diseño de esfuerzo cortante sean mayores. ⁽¹³⁾

El área mínima del refuerzo transversal que deberá proporcionarse dentro del nudo, deberá cumplir con:

$$A_v \geq 7.0 \frac{b \cdot s}{f_y}$$

Donde "b" es el ancho del nudo en la dirección que se está analizando.

El espaciamiento "s" no deberá exceder de 15 cm.

CONTRIBUCION DEL CONCRETO EN LA RESISTENCIA AL CORTE

Para miembros sujetos a flexocompresión podrá evaluarse considerando:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \left(1 + 0.0071 \frac{P_u}{A_g} \right)$$

⁽¹¹⁾ Norma E.060 Concreto Armado. Acápito 13.7.2.1

⁽¹²⁾ Norma E.060 Concreto Armado. Acápito 13.7.2.2

⁽¹³⁾ Norma E.060 Concreto Armado. Acápito 13.7.2.3

CONTRIBUCION DEL REFUERZO EN LA RESISTENCIA AL CORTE

Cuando la fuerza cortante V_u exceda de $0V_e$, deberá proporcionarse refuerzo por corte de manera que se cumpla:

$$V_u \leq \phi V_n, \quad V_n = V_c + V_s$$

Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$V_s \leq \frac{A_v f_v d}{S}$$

⁽¹³⁾

Donde A_v es el área de refuerzo por cortante dentro de una distancia s proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma.

La resistencia al cortante V_s no deberá considerarse mayor que :

(131 Norma E.060 Concreto Armado. Acápito 13.2.2

7.3 EJEMPLO ILUSTRATIVO

Diseñaremos la columna C4

Del análisis vertical y sísmico tenemos los siguientes esfuerzos :

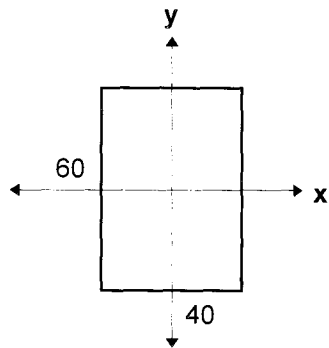
nivel	Pcm	Pcv	Mcmx	Mcvx	Mcm _y	Mcv _y	Psx	Msxx	Msyx	Psy	Mxy	Myy
1	180.82	39.81	0.25	-0.02	-0.43	0.36	3.45	-4.12	-0.84	13.11	0.07	4.97
2	162.69	38.47	0.50	-0.04	-0.87	-0.71	2.85	-8.38	-3.21	12.02	0.12	6.87
3	144.55	32.80	0.50	-0.04	-0.87	-0.71	2.30	-10.21	-4.23	10.5	0.13	8.37
4	126.42	28.79	0.50	-0.04	-0.87	-0.71	1.77	-11.36	-4.99	8.85	0.14	9.43
5	108.29	24.45	0.50	-0.04	-0.87	-0.71	1.31	-11.66	-5.33	7.06	0.14	9.97
6	89.01	19.78	-0.50	0.04	0.87	0.71	0.95	11.46	5.34	5.29	0.13	-10.00
7	70.88	14.77	-0.50	0.04	0.87	0.71	0.70	10.90	5.21	3.62	-0.12	-10.11
8	52.75	9.43	-0.50	0.04	0.87	0.71	0.55	9.12	4.49	2.11	-0.10	-9.39
9	34.62	3.76	-0.56	0.02	0.76	0.10	0.72	11.51	7.02	0.66	-0.11	-12.96

Para la dirección xx se han considerado los efectos globales de esbeltez.

donde :

Msxx : Momento en la dirección xx, cuando actúa el sismo en la dirección x.

Msyx : Momento en la dirección yy, cuando actúa el sismo en la dirección x.



Momento en la dirección XX :

Momento en la dirección YY :

DIRECCION XX :

$$h = 0.40 \text{ m.} \rightarrow \gamma \cdot h = 28$$

$$\gamma = 28/40 = 0.7 \rightarrow \text{gráfico 4L - 3}$$

DIRECCION YY :

$$h = 0.60 \text{ m.} \rightarrow \gamma \cdot h = 48$$

$$\gamma = 48/60 = 0.8 \rightarrow \text{gráfico 4L - 4}$$

NIVEL 1°

Para estimar una cuantía inicial se evaluará como flexocompresión uniaxial.

Aplicando las hipótesis de carga y hallando las cuantías de acero en los liagramas de interacción respectivos, tenemos :

hipot.	P_u	M_{ux}	M_{uy}	$\frac{P_u}{A_g}$	$\frac{M_{ux}}{A_g \cdot h}$	$\frac{M_{uy}}{A_g \cdot h}$	ρ_x	ρ_y
I	342.88	0.34	-0.01	142.87	0.35	0.01	1.95 %	1.95%
II	280.09	-4.86	-1.15	116.71	5.07	0.80	1.00 %	1.00 %
III	271.47	5.44	0.95	113.11	5.66	0.66	1.00 %	1.00 %
IV	167.05	-4.92	-1.44	69.60	5.13	1.00	1.00 %	1.00 %
V	158.43	5.38	0.66	66.01	5.60	0.46	1.00 %	1.00 %
VI	292.17	0.38	6.12	121.74	0.39	4.25	1.00 %	1.00 %
VII	259.39	0.20	-6.31	108.08	0.21	4.38	1.00 %	1.00 %
VIII	179.13	0.31	5.82	74.64	0.33	4.04	1.00 %	1.00 %
IX	146.35	0.14	-6.60	60.98	0.14	4.59	1.00 %	1.00 %

Con la cuantía $\rho_x = \rho_y = 0.0195$, Tenemos la siguiente área de acero :

$$A_s = 0.0195 * 40 * 60 = 46.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 18 \text{ } \varnothing \text{ } 3/4''$$

VERIFICACION A LA FLEXION BIAXIAL :

Presentamos como ejemplo la verificación a la flexión biaxial de los valores de la segunda hipótesis:

$$P_u = 280.09 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 4.86 \text{ ton-m} \rightarrow e_x = 4.86/280.09 = 1.74 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_x/h = 1.74 / 40 = 0.04 \rightarrow 0.1 \\ \rho = 18 * 2.84 / (40 * 60) = 0.02 \end{array} \right\} \frac{P_{uxo}}{A_g} = 141$$

$$P_{uxo} = 338.4 \text{ ton}$$

$$M_{uy} = 1.15 \text{ ton-m} \rightarrow e_y = 1.15/280.09 = 0.41 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_y/h = 0.41 / 60 = 0.01 \rightarrow 0.1 \\ \rho = 0.02 \end{array} \right\} \frac{P_{uyo}}{A_g} = 142$$

$$P_{uyo} = 340.8 \text{ ton}$$

$$P_{uo} = 0.80 * 0.70 * [0.85 * 210 * (40 * 60 - 18 * 2.84) + 18 * 2.84 * 4200]$$

$$P_{uo} = 355.03 \text{ ton}$$

$$\frac{1}{280.09} \geq \frac{1}{338.4} + \frac{1}{340.8} - \frac{1}{355.03}$$

$$0.00357 \geq 0.00307 \quad \text{ok !}$$

DISEÑO POR CORTE :

Sismo en XX :

$$\left. \begin{array}{l} P_u/A_g = 66.01 \\ \rho = 0.02 \\ \text{gráfico 4L.3} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \frac{M_{uxo}}{A_g \cdot h} = 28 \\ M_n = 28 * 40 * 60 * 40 / (0.9 E 5) = 29.87 \text{ ton-m} \end{array}$$

$$V_u = 29.87 * 2 / 2.7 = 22.13 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \sqrt{210} * 60 * 34 (1 + 0.0071 * 66.01) / 1000 = 23.01 \text{ ton} \\ \phi V_c &= 0.85 * 23.01 = 19.56 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_s \geq V_u / \phi - V_c$$

$$s = \frac{A_v f_v d}{V_u / \phi - V_c} = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * 34}{22130 / 0.85 - 23010}$$

$$s = 67 \text{ cm.} > s_{\max} = 30 \text{ cm.} \quad \therefore \quad \text{refuerzo mínimo}$$

Longitud de confinamiento:

$$\text{a) } L / 6 = 270 / 6 = 45 \text{ cm.}$$

$$\text{b) } \text{máx. dimensión} = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{d) } 45 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow L_o = 60 \text{ cm.}$$

 S_{\max} . zona de confinamiento:

$$\text{a) } h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{b) } 10 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow S_{\max} = 10 \text{ cm.}$$

 S_{\max} . fuera de la zona de confinamiento:

$$\text{a) } 16 d_b = 16 * 2.13 = 30.48 \text{ cm.}$$

$$\text{b) } \text{menor dimensión} = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{c) } 30 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow S_{\max} = 30 \text{ cm.}$$

Sismo en YY :

$$\left. \begin{array}{l} P_u/A_g = 60.98 \\ \rho = 0.02 \\ \text{gráfico 4L.4} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \frac{M_{uxo}}{A_g \cdot h} = 32 \\ M_n = 32 * 40 * 60 * 60 / (0.9 E 5) = 51.20 \text{ ton-m} \end{array}$$

$$V_u = 51.20 * 2 / 2.6 = 39.40 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} * 40 * 54 (1 + 0.0071 * 60.98) / 1000 = 23.77 \text{ ton}$$

$$s = \frac{(2*0.71) * 4200 * 54}{39400 / 0.85 - 23770} = 14.26 \text{ cm.} \quad \therefore \quad s_{\max} = 14 \text{ cm.}$$

estribos Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, resto @ 0.14 m.

Nivel 2° :

Siguiendo el mismo procedimiento:

Acero por flexocompresión : 16 Ø 3/4"

Acero por corte :

estribos Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, resto @ 0.15 m.

Nivel 3°- 9° :

$\rho = 0.01 \rightarrow$ refuerzo mínimo.

Acero por flexocompresión : 10 Ø 3/4"

Acero por corte :

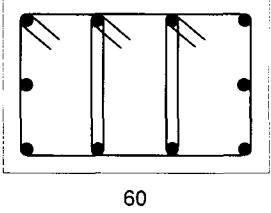
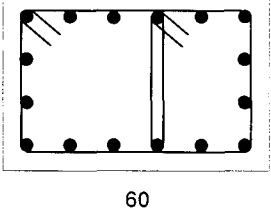
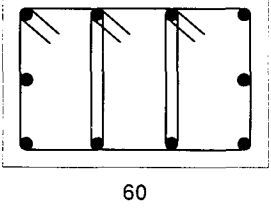
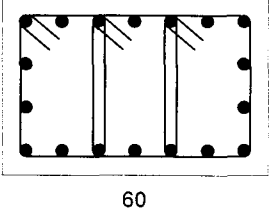
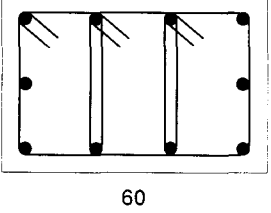
estribos Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, 2 @ 0.20, resto @ 0.25 m.

Nudos :

$$s = (2*0.71) * 4200 / (7 * 60) = 14.2 \text{ cm.} \quad \therefore \quad \text{Ø 3/8" @ 0.14 m.}$$

Agrupamos el primer y el segundo nivel en una misma distribución de acero, así como en otro grupo: del tercer al noveno nivel; como se podrá observar en el cuadro de columnas mostrado en la siguiente página.

CUADRO DE COLUMNAS

COLUMNAS	NIVELES	
A1 , A6 , F1 , F6 A2 , A5 , F2 , F5 A3 , A4 , F3 , F4 C1 , C6 , D1 , D6	1° al 9°	 <p style="text-align: right;">10 Ø 3/4</p> <p style="text-align: center;">60</p> <p style="text-align: center;">40</p> <p>Estribos Ø 3/8" : 1 @ 0.05 , 6 @ 0.10 , 2 @ 0.20 , resto @ 0.25 m.</p>
C3 , D3	1° al 2	 <p style="text-align: right;">16 Ø 3/4</p> <p style="text-align: center;">60</p> <p style="text-align: center;">40</p> <p>Estribos Ø 3/8" : 1 @ 0.05 , 6 @ 0.10 , resto @ 0.15 m.</p>
C3 , D3	3° al 9°	 <p style="text-align: right;">10 Ø 3/4</p> <p style="text-align: center;">60</p> <p style="text-align: center;">40</p> <p>Estribos Ø 3/8" : 1 @ 0.05 , 6 @ 0.10 , 2 @ 0.20 , resto @ 0.25 m.</p>
C4 , D4	1° al 2°	 <p style="text-align: right;">18 Ø 3/4</p> <p style="text-align: center;">60</p> <p style="text-align: center;">40</p> <p>Estribos Ø 3/8" : 1 @ 0.05 , 6 @ 0.10 , resto @ 0.14 m.</p>
C4 , D4	3° al 9°	 <p style="text-align: right;">10 Ø 3/4</p> <p style="text-align: center;">60</p> <p style="text-align: center;">40</p> <p>Estribos Ø 3/8" : 1 @ 0.05 , 6 @ 0.10 , 2 @ 0.20 , resto @ 0.25 m.</p>

CAPITULO 8

ANALISIS Y DISEÑO DE PLACAS

8.1 ANALISIS

8.1.1 CRITERIOS

Las placas son los elementos que gobiernan el comportamiento sísmico de la edificación. Como lo hemos mencionado anteriormente, son las encargadas de rigidizar la estructura y de limitar las deformaciones laterales.

Se consideran dos análisis en las placas: uno que contempla los efectos locales debido a cargas concentradas en zonas específicas de la placa (los encuentros con vigas) y otro que toma en cuenta el comportamiento de toda la placa, sometida a las cargas verticales y a los efectos producidos por el sismo.

Durante el sismo la placa absorbe grandes momentos sísmicos y como la fuerza horizontal de sismo puede invertirse muchas veces durante el movimiento sísmico, será importante confinar el concreto en los extremos de la placas, porque allí las fuerzas de compresión serán grandes y además, estos extremos coinciden con los encuentros con vigas y actúan como columnas.

ESFUERZOS EN PLACAS

Los resultados provienen de los capítulos de análisis sísmico y análisis vertical.

REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA Y SERVICIO

Se utilizarán la mismas hipótesis dadas en el capítulo de análisis y diseño de vigas.

8.1.2 DETERMINACION DEL DIAGRAMA DE INTERACCION

Se procede de la misma manera como se explicó en el capítulo de análisis y diseño de columnas.

8.1.3 AYUDAS EN EL ANALISIS

Para la construcción de los diagramas de interacción se utilizó una hoja de cálculo desarrollada en Microsoft "EXCEL", la cual proporciona el listado de los puntos (Mi, Pi) del diagrama, para cualquier geometría de placa.

8.2 DISEÑO

8.2.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Los muros con esfuerzos de flexión debidos a la acción de fuerzas coplanares deberán diseñarse de acuerdo a los siguiente: ⁽¹⁾

- a) Para muros esbeltos (Altura total/longitud : $H/L \geq 1$) serán aplicables los lineamientos generales establecidos para flexocompresión. El refuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, debiéndose concentrar mayor esfuerzo en los extremos.
- b) Para muros de poca esbeltez ($H/L < 1$) y con cargas axiales no significativas, no son válidos los lineamientos establecidos para flexocompresión, debiéndose calcular el área del refuerzo del extremo en tracción para el caso de secciones rectangulares como sigue:

$$M_u = \phi A_s f_y Z$$

donde:

$$Z = 0.4L [1 + H / L] \quad : \quad \text{Si } 0.5 < H / L < 1$$

$$Z = 1.2 H \quad : \quad \text{Si } H / L \leq 0.5$$

Si los muros no son de sección rectangular o están sujetos a cargas axiales significativas, se determinarán las áreas de los refuerzos mediante un análisis racional.

Adicionalmente deberá colocarse refuerzo uniformemente repartido a lo largo de la longitud el muro cumpliendo éste con el acero mínimo de refuerzo vertical de muros.

El acero de refuerzo concentrado en los extremos de los muros deberá confinarse con estribos como el caso de columnas. Los empalmes de refuerzo se diseñarán como empalmes en tracción.

El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda a 0.01 ó sea necesario por compresión.

En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, las separación del refuerzo principal por flexión será menor o igual a 3 veces el espesor del muro o de la losa, sin exceder de 45 cm. ⁽²⁾

El revestimiento para muros de corte deber ser 2 cm.

⁽¹⁾ Norma E.060 Concreto Armado. Acápite 15.4.2

⁽²⁾ Norma E.060 Concreto Armado. Acápite 15.4.2

8.2.2 DISEÑO POR CORTE

Según la norma E-060 de concreto armado :

Acápito 15.4.3.1 : Los muros con esfuerzo de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán considerando:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

donde: $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} t d$ y V_n no debe exceder de $2.6\sqrt{f'_c} t d$
 t : espesor de la placa

Para cálculos más detallados se podrá considerar el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.85\sqrt{f'_c} t d + \frac{N_u d}{4L}$$

$$V_c = \left[0.15\sqrt{f'_c} + \frac{\left[L \left[0.3\sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{L t} \right] \right]}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L}{2}} \right] t d$$

Si $\left[\left(\frac{M_u}{V_u} \right) - \frac{L}{2} \right]$ es negativo no deberá usarse esta última ecuación.

Para los casos en los cuales el muro esté sujeto a esfuerzos de tracción axial significativa (N_u sea tracción) o cuando los esfuerzos de compresión sean pequeños ($N_u / A_g < 0.1 f'_c$) deberá considerarse $V_c = 0$.

Acápito 15.4.3.2 : La distancia "d" de la fibra extrema en compresión al centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo, se calculará con un análisis basado en la compatibilidad de deformaciones. En caso de no hacerse este análisis "d" debe tomarse igual a $0.8 L$.

Acápito 15.4.3.3 : Las secciones localizadas entre la base y una altura $L/2$ o $H/2$ (la que sea menor), podrán diseñarse con el mismo valor de V_c que el calculado para la sección ubicada a $L/2$ o $H/2$.

Acápito 15.4.3.4 : La fuerza cortante de diseño V_u en cualquier sección deberá cumplir con:

$$V_u \geq V_{ua} \left[\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right] W_\gamma$$

donde:

V_{ua} = Fuerza cortante proveniente del análisis.

M_{ua} = Momento flector proveniente del análisis.

M_{ur} = Momento flector teórico (asociado a P_u) que resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad ϕ .

Acápitem 15.4.3.1 : Los muros con esfuerzo de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán considerando:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

donde: $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} t d$ y V_n no debe exceder de $2.6\sqrt{f'_c} t d$
 t : espesor de la placa

Para cálculos más detallados se podrá considerar el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.85\sqrt{f'_c} t d + \frac{N_u d}{4L}$$

$$V_c = \left[0.15\sqrt{f'_c} + \frac{\left[L \left[0.3\sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{L t} \right] \right]}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L}{2}} \right] t d$$

Si $\left[\left(\frac{M_u}{V_u} \right) - \frac{L}{2} \right]$ es negativo no deberá usarse esta última ecuación.

Para los casos en los cuales el muro esté sujeto a esfuerzos de tracción axial significativa (N_u sea tracción) o cuando los esfuerzos de compresión sean pequeños ($N_u / A_g < 0.1 f'_c$) deberá considerarse $V_c = 0$.

Acápitem 15.4.3.2 : La distancia "d" de la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerzas en tracción del refuerzo, se calculará con un análisis basado en la compatibilidad de deformaciones. En caso de no hacerse este análisis "d" debe tomarse igual a $0.8 L$.

Acápitem 15.4.3.3 : Las secciones localizadas entre la base y una altura $L/2$ o $H/2$ (la que sea menor), podrán diseñarse con el mismo valor de V_c que el calculado para la sección ubicada a $L/2$ o $H/2$.

Acápitem 15.4.3.4 : La fuerza cortante de diseño V_u en cualquier sección deberá cumplir con:

$$V_u \geq V_{ua} \left[\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right] W_\gamma$$

donde:

V_{ua} = Fuerza cortante proveniente del análisis.

M_{ua} = Momento flector proveniente del análisis.

M_{ur} = Momento flector teórico (asociado a P_u) que resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad ϕ .

W_γ = Factor de amplificación dinámica.

$W_\gamma = 0.9 + n / 10$: $n \leq 6$

$W_\gamma = 1.3 + n / 30$: $15 \leq n < 6$

El espaciamiento de ambos refuerzos no será mayor que tres veces el espesor del muro ó 45 cm.

Acápite 15.4.3.6 : Cuando el espesor del muro sea igual o mayor de 25 cm. deberá distribuirse el refuerzo por corte horizontal y vertical en las dos caras.

En resumen los pasos para el diseño de muros de corte son:

- a) Diseño por flexocompresión en la dirección del muro. Diagrama de interacción.
- b) Diseño por cortante en la dirección del muro. Obtención del refuerzo horizontal y vertical.
- c) Diseño de carga axial (efecto local) en zonas donde hay cargas concentradas.
- d) Diseño de núcleos confinados como columnas sometidas a flexocompresión, debido a momentos de carga de gravedad y de sismo.

8.3 EJEMPLO ILUSTRATIVO

Diseñaremos la Placa 1 - Tipo A

Presentamos el siguiente cuadro conteniendo los esfuerzos actuantes en la placa :

Placa 1 - Tipo A

Nivel	Pcm	Pcv	Mcm	Mcv	Ps	Ms	Vs
1	390.9	57.52	5.90	1.49	71.72	2110.3	154.45
2	342.6	57.76	11.79	2.97	67.76	1632.9	141.64
3	298.8	47.53	11.79	2.97	61.67	1218.9	128.70
4	255.0	41.83	11.79	2.97	54.02	856.4	115.03
5	211.1	35.64	11.79	2.97	45.38	544.0	99.20
6	167.3	28.99	11.79	2.97	33.32	296.4	71.77
7	123.5	21.85	11.79	2.97	24.79	121.0	53.62
8	70.8	14.24	-11.79	-2.97	17.57	-143.8	33.21
9	35.8	6.16	11.79	2.97	8.43	-85.2	9.75

Presentamos las diversas combinaciones de carga :

Nivel	1.25*Vs	I		II		III		IV		V	
	Vu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu
1	193.06	690	12	650	2647	471	2629	441	2643	262	2633
2	177.05	618	23	585	2060	416	2023	393	2052	224	2031
3	160.88	534	23	510	1542	356	1505	346	1534	192	1513
4	143.79	458	23	439	1089	303	1052	297	1081	162	1060
5	124.00	381	23	365	698	252	662	247	691	133	669
6	89.71	303	23	287	389	204	352	192	381	109	360
7	67.03	225	23	213	170	151	133	142	162	80	141
8	41.51	132	23	128	198	84	161	86	190	42	169
9	12.19	65	23	63	88	42	125	43	96	22	117

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Con una altura total de 29.8 m. y un largo de 6.70 m. se considera a este muro dentro del caso de muros esbeltos ($H/L > 1$).

Para tantear una área de acero preliminar podemos estimar:

$$M_u = f A_s f_y (0.8 L)$$

Para el primer nivel:

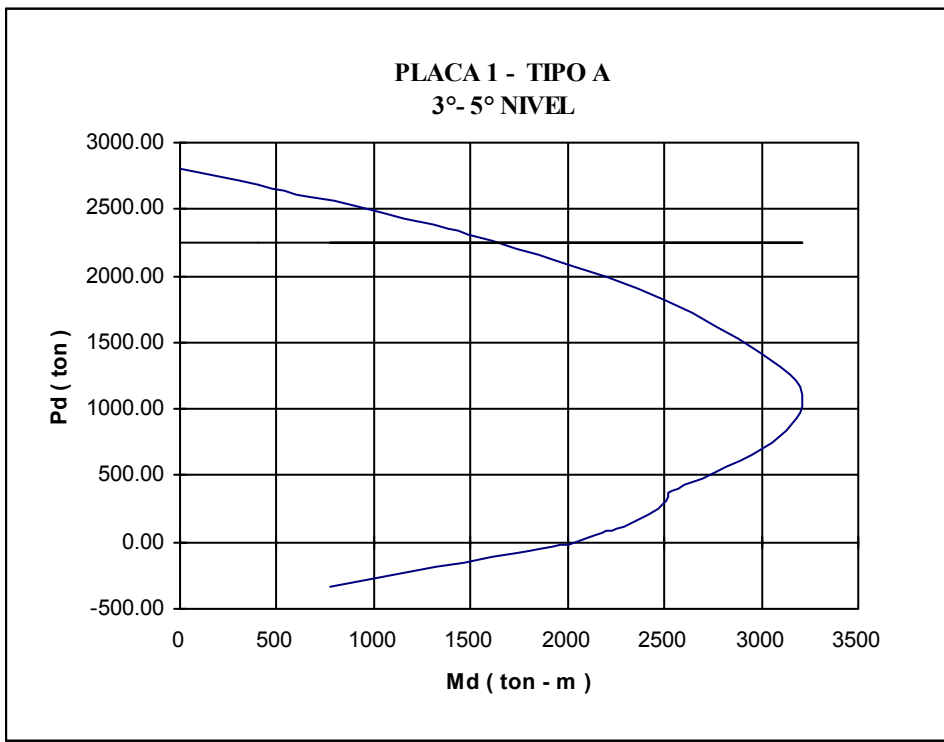
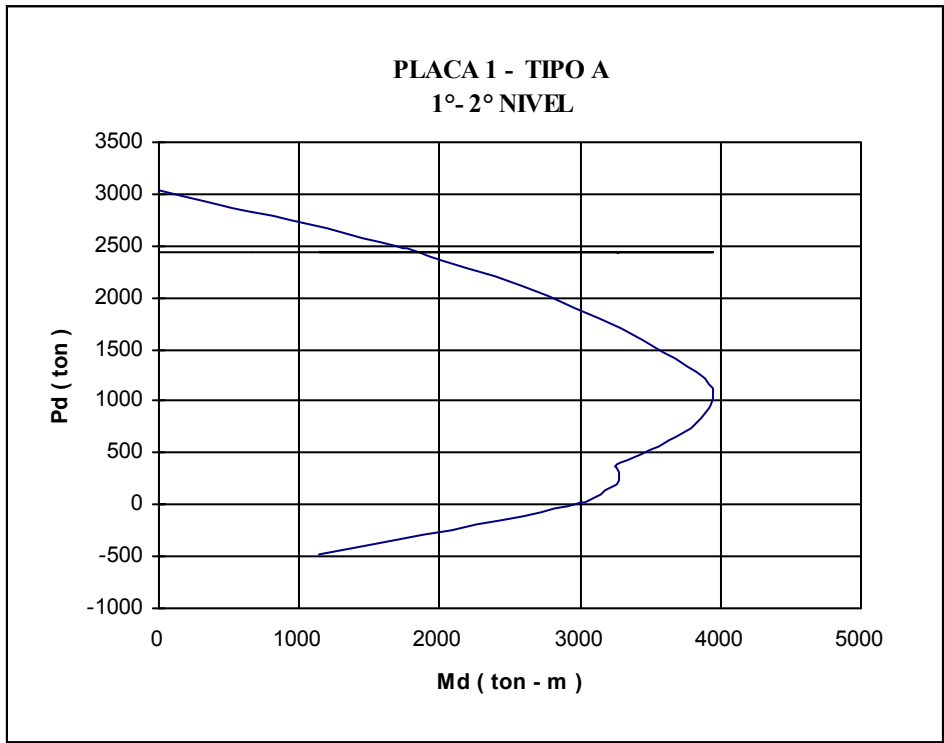
$$2772 E 5 = 0.7 A_s (4200) (0.8 * 670)$$

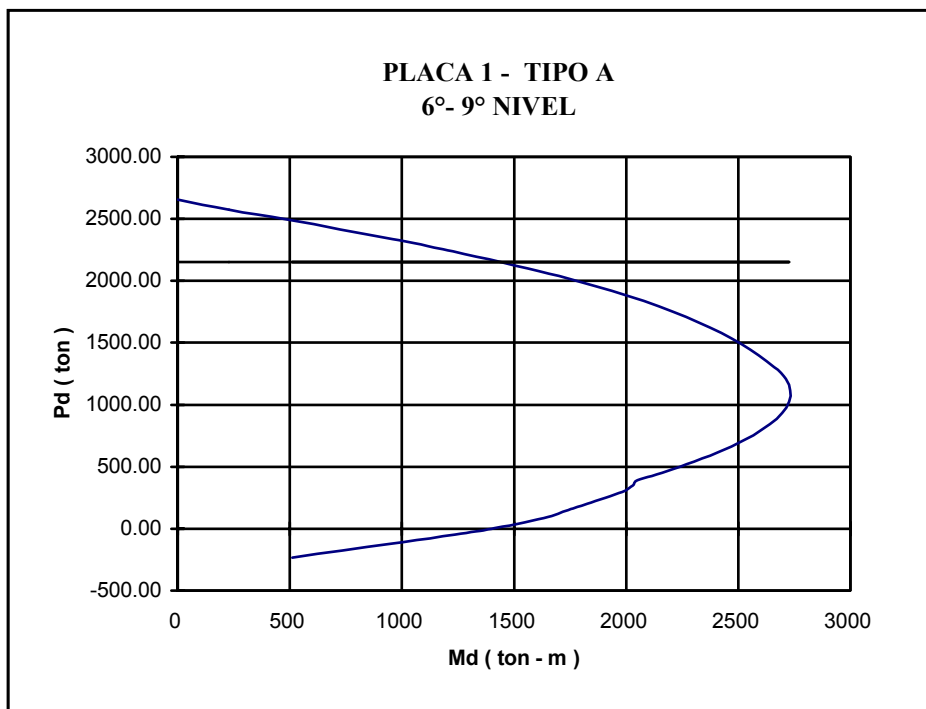
$$A_s = 176 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 36 \text{ } \varnothing 1" \quad : \quad 18 \text{ } \varnothing 1" \text{ en cada extremo}$$

De acuerdo a los resultados el 1° y 2° nivel, se han agrupado en una misma distribución, en otro grupo el 3°, 4° y 5° nivel, y en un 6°, 7°, 8° y 9° nivel; las distribuciones de acero se verán al final del ejemplo

A continuación se presentan los valores de Md y Pd de los diagramas de interacción:

1°- 2°		3°- 5°			6°- 9°	
Md(ton-m)	Pd(ton)	Md(ton-m)	Pd(ton)	0.7*Mn	Md(ton-m)	Pd(ton)
1134.09	-482.07	771.42	-329.99	599.99	510.66	-232.02
1890.44	-289.98	1326.09	-189.15	1031.40	950.53	-121.45
2594.33	-102.73	1853.74	-49.13	1441.80	1363.78	-12.30
2957.14	0	2031.43	0.00	1580.00	1401.43	0.00
3029.59	33.19	2180.97	64.25	1760.85	1632.89	85.63
3152.16	100	2255.01	100.00	1860.00	1742.38	150.00
3209.65	150	2414.73	200.00	2120.00	1828.13	200.00
3257.61	200	2496.70	294.93	2334.68	1981.99	298.21
3273.52	290.55	2540.00	389.55	2540.00	2029.20	350.00
3260.00	389.55	2696.67	480.78	2696.67	2050.00	389.55
3426.23	480.78	2956.25	661.58	2956.25	2210.30	480.78
3685.81	661.58	3128.24	842.27	3128.24	2469.88	661.58
3857.79	842.27	3212.58	1022.99	3212.58	2641.87	842.27
3942.14	1022.99	3181.88	1213.28	3181.88	2726.21	1022.99
3886.84	1221.86	2993.28	1426.73	2993.28	2712.05	1207.51
3595.69	1468.91	2771.07	1625.30	2771.07	2591.59	1398.61
2961.56	1903.78	2509.42	1812.43	2509.42	2424.78	1579.05
2598.82	2100.6	2202.14	1991.10	2202.14	2207.94	1751.52
2195.20	2288.11	1845.03	2163.39	1845.03	1937.62	1918.10
1692.82	2488.06	1386.31	2349.05	1386.31	1611.56	2080.24
1450.92	2574.76	1156.14	2431.91	1156.14	959.58	2336.68
1199.10	2660.83	915.51	2514.32	915.51	726.41	2416.65
937.36	2746.39	664.44	2596.39	664.44	482.45	2496.39
665.50	2831.48	402.88	2678.14	402.88	227.68	2575.92
0.00	3038.03	0.00	2808.99	0.00	0.00	2656.30





DISEÑO POR CORTE :

A continuación se muestra una tabla con los valores de los momentos resistentes y cortantes de diseño para los nueve pisos de la placa en estudio:

NIVEL	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton-m)	Mur*Ø (ton-m)	Mur (ton-m)	W _γ	[(Mur)/Mua] W _γ	Vu (ton)
1	650	193.06	2647	3660	5228.6	1.6	3.02	582.64
2	685	177.05	2060	3570	5100.0	1.6	3.96	701.32
3	510	160.88	1542	2740	3914.3	1.6	4.00	643.52
4	439	143.79	1089	2640	3771.4	1.6	4.00	575.16
5	365	124.00	698	1980	2828.6	1.6	4.00	496.00
6	287	89.71	389	1860	2657.1	1.6	4.00	358.84
7	213	67.03	170	1620	2314.3	1.6	4.00	268.12
8	128	14.51	198	1440	2057.1	1.6	4.00	58.04
9	63	12.19	118	1280	1828.6	1.6	4.00	48.76

tenemos que para : $P_u < 0.1 f'_c A_g \rightarrow V_c = 0$
 $0.1 f'_c A_g = 0.1 * 210 * 18550 / 1000 = 389 \text{ ton.}$
 por lo tanto para : $P_u < 389 \text{ ton} \rightarrow V_c = 0$

1°- 2° nivel :

$$V_u = 701.32 \text{ ton.}$$

V_c el menor de :

$$a) V_{c1} = 0.85 \sqrt{210} * 25 * (0.8 * 670) + 585000(0.8 * 670) / (4 * 670)$$

$$V_{c1} = 282.06 \text{ ton.}$$

$$b) \text{ analizamos: } M_u / V_u - L/2 = 2060E5 / 701320 - 670/2 = -41.3 < 0$$

por lo que no se puede utilizar la otra fórmula para hallar V_c .

entonces tenemos: $V_c = 282.06 \text{ ton.}$ y $\phi V_c = 197.44 \text{ ton.}$

$$V_u > \phi V_c$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 701.35 / 0.85 - 282.06 = 543.06 \text{ ton.}$$

$$s = [(2 * 1.29) (4200) (0.8 * 670)] / 543060$$

$$s = 10.70 \text{ cm.} \rightarrow s = 10 \text{ cm.}$$

$$s_{\max} \left\{ \begin{array}{l} L / 5 = 670/5 = 134 \text{ cm.} \\ 3t = 3 * 25 = 75 \text{ cm.} \\ 45 \text{ cm.} = 45 \text{ cm.} \end{array} \right\} \quad s_{\max} = 45 \text{ cm.} > s = 10 \text{ cm.}$$

verificación de cuantías mínimas

$$\rho_h = 2 * 1.29 / (25 * 10) = 0.0103 > 0.0025 \quad \text{ok!}$$

En el área total de la placa la cuantía de acero colocada ρ_{vcol} es:

$$\rho_{\text{vcol}} = 255.84 / 18550 = 0.0138$$

para $H = 260\text{cm}$. y $L = 670\text{ cm}$. se tiene :

$$\rho_v = [0.0025 + 0.5 [2.5 - 260 / 670] (0.0138 - 0.0025)]$$

$$\rho_v = 0.0108 > \rho_h = 0.0103 \quad \therefore \quad \rho_v = 0.0103$$

comparando tenemos:

$$\rho_{vcol} = 0.0138 > \rho_v = 0.0103 \quad \text{ok!}$$

acero horizontal : 2 Ø 1/2 “ @ 0.10 m.

3°- 4° nivel :

$$P_u = 510\text{ ton} > 0.1 f'c. A_g$$

$$V_u = 643.52\text{ ton}$$

V_c el menor de :

$$a) V_{c1} = 0.85\sqrt{210} * 25 * (0.8 * 670) + 510000(0.8 * 670) / (4 * 670) = 267.06\text{ton.}$$

$$b) \text{ analizamos: } M_u / V_u - L/2 = 1542E5 / 643520 - 670/2 = -95.4 < 0$$

por lo que no se puede utilizar la otra fórmula para hallar V_c .

$$\text{entonces tenemos: } V_c = 267.06\text{ ton. y } \phi V_c = 197.44\text{ ton.}$$

$$V_u > \phi V_c$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 643.52 / 0.85 - 267.06 = 490.03\text{ ton.}$$

$$s = [(2 * 1.29) (4200) (0.8 * 670)] / 490030$$

$$s = 11.85\text{ cm.} \rightarrow s = 11\text{ cm.}$$

$$\rho_h = 2 * 1.29 / (25 * 11) = 0.009 > 0.0025 \quad \text{ok!}$$

$$\rho_{vcol} = 174.48 / 18550 = 0.0094$$

$$\rho_v = [0.0025 + 0.5 [2.5 - 260 / 670] (0.009 - 0.0025)]$$

$$\rho_v = 0.0094 > \rho_h = 0.009 \quad \therefore \quad \rho_v = 0.009$$

$$\rho_{vcol} = 0.0094 > \rho_v = 0.009 \quad \text{ok!}$$

acero horizontal : 2 Ø 1/2 “ @ 0.11 m.

5° nivel :

$$P_u = 365\text{ ton} < 0.1 f'c. A_g \rightarrow V_c = 0$$

$$V_u = 496\text{ ton.}$$

$$V_s = 496\text{ ton.}$$

$$s = 11.71\text{ cm.} \rightarrow s = 11\text{ cm.}$$

acero horizontal : 2 Ø 1/2 “ @ 0.11 m.

6°- 9° nivel :

$$P_u = 287\text{ ton} < 0.1 f'c. A_g \rightarrow V_c = 0$$

$$V_u = 358.84\text{ ton. } s = 16.2\text{ cm.} \rightarrow s = 15\text{ cm.}$$

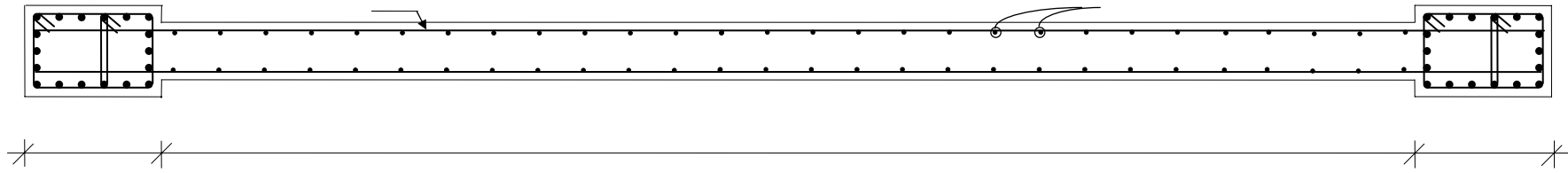
$$\rho_h = 2 * 1.29 / (25 * 15) = 0.0068 > 0.0025 \quad \text{ok!}$$

$$\rho_{vcol} = 120.25 / 18550 = 0.0065$$

$$\rho_v = 0.0071 > \rho_h = 0.0068 \rightarrow \rho_v = 0.0068$$

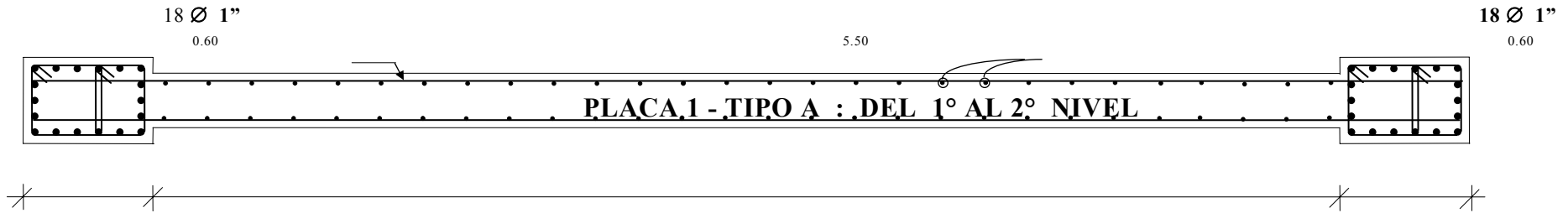
$$\rho_{vcol} = 0.0065 \text{ y } \rho_v = 0.0068 \rightarrow \text{son valores muy próximos. ok!}$$

acero horizontal : 2 Ø 1/2 “ @ 0.15 m.



Ø horizontal 1/2" @ .10

Ø 1/2" @ .20



18 Ø 1"
0.60

5.50

18 Ø 1"
0.60

PLACA 1 - TIPO A : DEL 1° AL 2° NIVEL

Ø horizontal 1/2" @ .11

Ø 1/2" @ .20



18 Ø 3/4"
0.60

5.50

18 Ø 3/4"
0.60

PLACA 1 - TIPO A : DEL 3° AL 5° NIVEL

Ø horizontal 1/2" @ .15

Ø 1/2" @ .20

12 Ø 5/8"
0.60

5.50

12 Ø 5/8"
0.60

PLACA 1 - TIPO A : DEL 6° AL 9° NIVEL

CAPITULO 9

DISEÑO DE CIMENTACION

9.1 ANALISIS

Las cimentaciones son elementos que se encuentran en la base de las estructuras, se utilizan para transmitir las cargas de la estructura al suelo en que se apoyan, las cuales se diseñan para evitar la falla a corte del suelo que viene a ser el flujo plástico y/o una expulsión de suelo por debajo de la cimentación, y por otro lado para evitar el asentamiento excesivo del suelo bajo las cargas de la estructura.

En nuestro caso, no existe un estrato a poca profundidad de suficiente capacidad portante para resistir las cargas que transmite el edificio. Por este motivo, el estudio de suelos recomienda el uso de pilotes para cimentar el edificio.

Los pilotes necesarios debajo de cada columna o placa serán agrupados mediante cabezales o zapatas de concreto armado, suficientemente rígidas para asegurar su trabajo en conjunto.

La carga transmitida a las zapatas no es simétrica debido a la existencia de momentos flectores. Se debe asegurar que la carga actuante en cada pilote (ya sea de tracción o compresión) no supere la carga de trabajo especificada en el estudio de suelos.

Las zapatas serán diseñadas para soportar la reacción de los pilotes a los esfuerzos transmitidos por la estructura.

9.2. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE PILOTES:

Para el cálculo del número de pilotes que son necesarios bajo una zapata o cabezal, se considera la acción de una carga permanente compuesta por las cargas de gravedad, transmitidas por la estructura a través de las columnas y placas, y el peso propio del cabezal. Así se tiene:

$$\# \text{ Pilotes} = (P_{cm} + P_{cv}) * K / P_u$$

donde :

P_{cm}, P_{cv} : cargas permanentes.

K : coeficiente que reemplaza al peso propio de la zapata, $K=1.1$

P_u : carga de trabajo del pilote. En nuestro caso $P_u = 70$ ton.

REACCION DE PILOTES

Cuando existen momentos flectores importantes en las dos direcciones (x, y) se debe cumplir lo siguiente

$$P_{act\ i} = \frac{P_t}{N} \pm \frac{M_x * d_i}{\sum d_{xi}^2} \pm \frac{M_y * d_i}{\sum d_{yi}^2} < P_u$$

En el presente proyecto se tiene momentos importantes sólo en la dirección principal de las placas, por lo que la expresión anterior se reduce a:

$$P_{act\ i} = \frac{P_t}{N} \pm \frac{M * d_i}{\sum d_i^2} < P_u$$

donde :

$P_{act\ i}$ = carga actuante sobre un pilote

P_t = carga actuante sobre el cabezal

N = número de pilotes colocados

M = momento flector actuante

d_i = distancia entre el eje del pilote en análisis y el punto de aplicación del momento

La carga actuante sobre un pilote no debe exceder su carga de trabajo. Sin embargo, considerando que la carga sísmica es eventual y sus duración es bastante corta, permitimos que la carga actuante, cuando ocurre un sismo, sea mayor a la carga de trabajo del pilote. Las normas de diseño sismo-resistente en las que el coeficiente sísmico es bajo (del orden de 5% al 6%) permiten un aumento del 33% en la capacidad resistente. En cambio, en los países donde el coeficiente sísmico es alto (10 % al 20 %), se permite un aumento entre el 40% y 100% ⁽¹⁾, como es el caso de Japón, Perú, México, etc. .Por lo tanto tomando en cuenta este hecho y los resultados de algunas pruebas realizadas, consideramos un aumento del orden del 70%. Mostramos las capacidades recomendadas en los siguientes cuadros :

⁽¹⁾ LEEM. Manual técnico # 40 : Pilotes Franki.

CARGAS PERMANENTES

Diámetro nominal (mm)	Resistencia a compresión [ton] (P)	Resistencia a tracción [ton] (0.25 P)	Resistencia Horizontal [ton] (0.05 P)
300	30	7.5	1.5
355	55	14	2.8
406	70	17	3.5
450	90	22	4.5

CARGAS EVENTUALES

Diámetro nominal (mm)	Resistencia a compresión [ton] (P)	Resistencia a tracción [ton] (0.25 P)	Resistencia Horizontal [ton] (0.05 P)
300	51	13	2.6
355	94	24	4.8
406	119	30	6.0
450	153	38	7.6

9.3 DISEÑO DEL CABEZAL O ZAPATA

El diseño se realiza con las mismas hipótesis de factorización de cargas usadas para otros elementos. Se debe verificar la capacidad por corte y punzonamiento y, además, proveer la armadura necesaria para tomar la tracción por flexión.

9.3.1 DISEÑO POR CORTE

Se diseña de tal forma que el concreto resista el esfuerzo cortante sin necesidad de refuerzo. La verificación se hace a una distancia “d” de la cara de la placa o columna, y si es necesario en ambas direcciones.

Se debe cumplir que:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \geq V_u \quad (2)$$

donde :

V_c : resistencia al corte del concreto

ϕ : factor de reducción de capacidad, $\phi = 0.85$

b : longitud de la sección crítica

d : peralte efectivo del cabezal

V_u : cortante último a “d” de la cara del elemento

9.3.2 DISEÑO POR PUNZONAMIENTO

Verificamos a una distancia “d/2” de la cara del elemento que llega a la zapata (placa o columna). La resistencia por punzonamiento viene dada por la siguiente expresión :

$$\phi V_c = \phi * (0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}) \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

pero no mayor que :

$$\phi V_c = \phi * 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

(2) NTE. E.060 Concreto armado. Acápito 16.2.1

donde :

\emptyset : factor reducción de capacidad. $\emptyset = 0.85$

β_c : relación lado mayor entre lado menor de la columna o placa

b_o : perímetro de la sección crítica

d : peralte efectivo del cabezal

PUNZONAMIENTO LOCAL

Se debe verificar la capacidad del cabezal, de resistir el efecto punzonante de un pilote, donde la fuerza de punzonamiento es la carga actuante última de un pilote, y la capacidad de resistencia del cabezal está dada por la segunda fórmula general de punzonamiento.

donde :

r es el radio de la superficie de falla = radio del pilote + $d/2$

$$\emptyset V_c = \emptyset * 1.1 * \sqrt{f'_c} * d * 2 * \pi * r$$

9.3.3 DISEÑO POR FLEXION

Para el diseño por flexión se deberá considerar la sección crítica en la cara del elemento. ⁽³⁾

El momento actuante lo calculamos con las cargas de los pilotes que quedan fuera de la sección crítica. La fórmula de diseño es la misma que hemos usado en los capítulos de diseño de aligerados y de vigas.

9.4 VIGAS DE CIMENTACION

La norma técnica establece que es necesario colocar vigas de cimentación cuando se tiene una cimentación sobre pilotes, pues durante la ocurrencia de un sismo, pueden producirse desplazamientos laterales relativos entre los cabezales que agrupan los pilotes. Esto traería consigo una serie de esfuerzos adicionales en la estructura superior que no han sido previstos en el diseño. Para evitar que esto ocurra, se conectan todos los cabezales mediante vigas de cimentación. De esta manera, tratamos de hacer que la cimentación trabaje como una unidad y no se produzcan desplazamientos relativos entre sus elementos.

9.5 VENTAJA DE LOS PILOTES FRANKI

Los pilotes Franki presentan varias ventajas comparativas con respecto a los demás tipos de pilotes :

- Vaciado a presión in-situ, crea una zona altamente compacta en el suelo circundante, y permite crear un ensanchamiento o bulbo compactando el concreto con un alta energía.

- La rugosidad del fuste permite desarrollar una máxima fricción lateral.

- El anclaje que proporciona el bulbo y la rugosidad del fuste los hace apropiado cuando se requiere contrarrestar fuerzas de arranque o tracción.

- El fuste es construido con la longitud estrictamente necesaria. No existe la posibilidad que el pilote quede corto o largo.

- La armadura del refuerzo es diseñada para las cargas que le aplica la estructura. No es necesario ningún refuerzo adicional para soportar esfuerzos de izaje.

⁽³⁾ NTE. E.060 Concreto armado. Acápite 16.3.2

- Su construcción puede hacerse antes que las excavaciones para cabezales o para sótanos, en estos casos el hincado del tubo-molde se efectúa desde es nivel previo a la excavación y el vaciado se realiza sólo hasta la cota requerida. Esto permite ahorrar en el costo de mantener una excavación abierta, que puede ser muy importante cuando la excavación debe realizarse por debajo del nivel freático.

- Alta precisión de ubicación e inclinación.

- Su construcción se efectúa en forma rápida. No es necesario contar con tiempo adicional para alcanzar la resistencia suficiente para el hincado.

- Su construcción es relativamente silenciosa.

- Durante la hinca, es capaz de romper o desplazar obstrucciones (piedras, bolones, troncos, etc.) aplicando hasta 25 ton*m de energía en cada golpe, sin que se produzcan daños permanentes en el pilote, ya que éste es vaciado in-situ después de la hinca del tubo-molde.

9.6 EJEMPLO ILUSTRATIVO

Diseñamos como ejemplo la placa 1 - tipo A

CARGAS ACTUANTES

Pcm = 390.93 ton	Mcm = 5.90 ton-m
Pcv = 57.52 ton	Mcv = 1.49 ton-m
Pcs = 71.72 ton	Mcs = 2110.27 ton-m

DETERMINACION DEL NUMERO DE PILOTES

para pilotes de 35 cm. de diámetro con carga de trabajo de 55 ton.

$$\# \text{ pilotes} = (390.93 + 57.52) * 1.1 / 55 = 9.0$$

se escogen 10 pilotes, pero al verificar las cargas sobre los pilotes se determina que este número de pilotes es insuficiente. Luego de efectuar diversas aproximaciones, se llega a determinar en 16 el número de pilotes de 40 cm de diámetro pues las cargas son muy altas. El detalle de la distribución de pilotes en el cabezal se podrá observar en el gráfico 9.1

DISTANCIA MINIMA ENTRE PILOTES

El espaciamiento mínimo recomendado para pilotes de longitud menor de 10m.

es:

$$s = 3 b , \text{ así tenemos:}$$

$$s = 3 (0.40) = 1.20 \text{ m.}$$

VERIFICACIÓN DE CARGAS SOBRE PILOTES

$$\Sigma (d_i^2) = 2 * (1.35^2 + 2.70^2 + 4.05^2) = 51.03$$

CARGAS PERMANENTES :

$$\text{Carga axial} = 1.1 * (390.93 + 57.52) = 493.30 \text{ ton}$$

$$\text{Momento flector} = 5.9 + 1.49 = 7.39 \text{ ton-m}$$

CARGAS EVENTUALES :

Sismo en +X :

$$\text{Carga axial} = 493.30 + 71.72 = 565.02 \text{ ton}$$

$$\text{Momento flector} = 7.39 + 2110.27 = 2117.66 \text{ ton-m}$$

Sismo en -X :

Carga axial = 493.30 - 71.72 = 421.58 ton
 Momento flector = 7.39 - 2110.27 = -2102.66 ton-m

CUADRO DE CARGAS PERMANENTES Y TEMPORALES

Pact-i	P [ton]	P + Sx [ton]	P - Sx [ton]
Pact-1	30.64	-20.71	81.98
Pact-2	30.64	-20.71	81.98
Pact-3	30.73	7.30	54.16
Pact-4	30.83	35.31	26.35
Pact-5	30.93	63.32	-1.47
Pact-6	31.03	91.34	-29.28
Pact-7	31.03	91.34	-29.28

Donde :

Pact-i : cargas en los pilotes

P: cargas permanentes sobre los pilotes

P + Sx : cargas permanentes y eventuales, considerando el efecto sísmico en la dirección +X

P - Sx : cargas permanentes y eventuales, considerando el efecto sísmico en la dirección -X

Verificando la compresión y tracción para los pilotes tenemos :

Compresión :

Para P : Pact-6 = 31.03 < 70.0 ton Ok.

Para P + Sx : Pact-6 = 91.34 < 119.0 ton Ok.

Tracción :

Para P - Sx : Pact-6 = 29.28 < 30.0 ton Ok.

DISEÑO DEL CABEZAL

CARGAS ULTIMAS

HIP.	Pu [ton]	Mu [t*m]	PILOTES						
			1	2	3	4	5	6	7
I	689.93	11.53	42.8	42.8	43.0	43.1	43.3	43.4	43.4
II	650.21	2647.08	-29.4	-29.4	5.6	40.6	75.7	110.7	110.7
III	470.91	-2628.60	99.0	99.0	64.2	29.4	-5.3	-40.1	-40.1
IV	441.49	2643.15	-42.3	-42.3	-7.4	27.6	62.6	97.5	97.5
V	262.19	-2632.53	86.0	86.0	51.2	0.0	1.35	2.70	4.05

PUNZONAMIENTO

$$\beta_c = 6.70 / 0.25 = 26.8 \text{ m.}$$

$$b_o = 17.9 \text{ m.}$$

$$\phi V_{c1} = 0.85 * (0.53 + 1.1/26.8) * \sqrt{210} * 1794 * 90 = 1136 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * 1794 * 90 = 2187.7 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1136 \text{ ton}$$

$$V_u = V_{u1} - V_{u2}$$

donde :

V_u : Carga actuante de punzonamiento

V_{u1} : Carga axial de diseño del elemento

V_{u2} : Carga axial de diseño de los pilotes que se encuentran dentro de la zona de punzonamiento

$$V_{u2} = 0$$

$$V_{u1} = 3*42.8 + 2*42.8 + 2*43.0 + 2*43.3 + 2*43.1 + 2*43.4 + 3*43.4$$

$$V_u = V_{u1}$$

$$V_u = 689.8 \text{ ton} < \emptyset V_c = 1136 \text{ ton} \dots \text{ Ok.}$$

PUNZONAMIENTO LOCAL

$$r = 20 + d/2 = 20 + 90/2 = 65 \text{ cm.}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * 2 * \pi * 90 = 498.03 \text{ ton}$$

$$V_u = 110.7 \text{ ton} < \emptyset V_c = 498.03 \text{ ton} \dots \text{ Ok.}$$

CORTE

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 930 * 90 = 546 \text{ ton}$$

Dirección XX :

Presentamos los esfuerzos cortantes para cada una de las combinaciones:

$$V_{u1} = 130.2 \text{ ton}$$

$$V_{u2} = 332.1 \text{ ton}$$

$$V_{u3} = 120.3 \text{ ton} < \emptyset V_c$$

$$V_{u4} = 292.5 \text{ ton}$$

$$V_{u5} = 12.15 \text{ ton}$$

Dirección YY:

$$V_{u1} = 301.84 \text{ ton}$$

$$V_{u2} = 284.47 \text{ ton}$$

$$V_{u3} = 206.02 \text{ ton} < \emptyset V_c$$

$$V_{u4} = 193.15 \text{ ton}$$

$$V_{u5} = 114.71 \text{ ton}$$

FLEXION

Dirección XX :

$$M_u = (3*110.7) * 0.70 = 232.47 \text{ ton-m}$$

$$b = 390 \text{ cm. ; } d = 90 \text{ cm.}$$

$$A_{s-\min} = 84.77 \text{ cm}^2 \rightarrow 17 \emptyset 1'' \rightarrow \emptyset 1'' @ 0.20 \text{ m.}$$

Dirección YY :

$$M_u = 301.84 * 1.225 = 369.75 \text{ ton-m}$$

$$b = 930 \text{ cm. ; } d = 90 \text{ cm.}$$

$$A_{s-\min} = 202.15 \text{ cm}^2 \rightarrow 40 \emptyset 1'' \rightarrow \emptyset 1'' @ 0.20 \text{ m.}$$

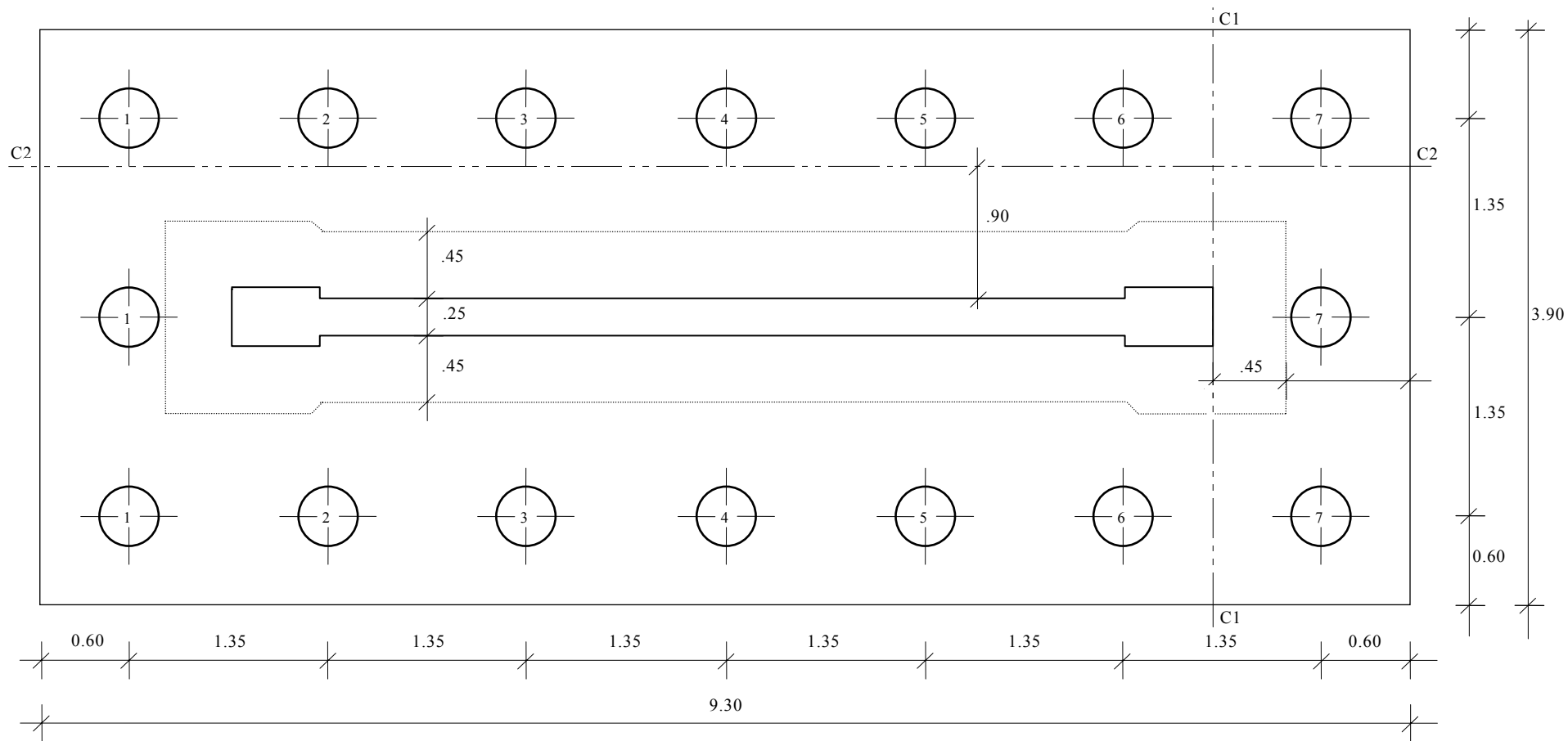


Fig. 9.1 DETALLE DE CABEZAL DE LA PLACA 1 - TIPO A

CONCLUSIONES

Enunciamos algunas conclusiones sobre el desarrollo de los diferentes capítulos del presente trabajo:

- De acuerdo a los resultados del análisis sísmico y del análisis vertical se ha podido verificar que los esfuerzos sísmicos gobiernan el diseño, por eso la importancia de emplear correctamente la norma de diseño sismoresistente.

- En el presente proyecto hemos partido de una distribución arquitectónica ya definida, (que tiene una buena simetría en ambas direcciones), esto ha permitido en nuestro caso ubicar los elementos estructurales de tal manera que el centro de rigidez y el centro de masa no estén muy distantes, entonces evaluando los resultados podemos concluir que es muy importante la simetría para poder reducir considerablemente los efectos de torsión.

- Un criterio muy usado actualmente en el diseño sismo-resistente es incluir muros de corte en ambas direcciones, los cuales proporcionan una gran rigidez lateral, este criterio se ha aplicado en el presente proyecto. Evaluando los resultados podemos concluir que efectivamente es un buen criterio pues las placas toman el mayor porcentaje del cortante sísmico y se han limitado los desplazamientos horizontales.

- Comparando los resultados del análisis sísmico efectuado con la Norma de

1,977 y la nueva norma, concluimos que ésta última tiene por objetivo aumentar la rigidez de las estructuras, reduciendo de esta manera considerablemente los desplazamientos laterales, para así evitar muchos problemas mayores durante un sismo, como son una mayor probabilidad de rotura de elementos no estructurales, mayor pánico entre sus ocupantes, posibles choques con edificaciones vecinas, etc.-

- Es difícil poder fijar directamente un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos. La evaluación final de las dimensiones de las placas se hizo después de un proceso iterativo y se pudo comprobar que los desplazamientos horizontales no son excesivos.

- El diseño en sí es un arte, esta afirmación nos da la certeza que las computadoras, si bien son valiosísimas como elementos de análisis, no reemplazarán al diseñador.

BIBLIOGRAFIA

- 1._ AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). Capítulo de estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería. Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones. 2a Edición.
- 2._ Barriola Juan - Zegarra Luís . Estructuras de Concreto en Areas Sísmicas, Comportamiento y Diseño. Instituto de Ingeniería Sísmica. Perú. setiembre 1993.
- 3._ Blanco Blasco, Antonio . Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado. 1a Edición - 1990 . Colegio de Ingenieros del Perú.
- 4._ Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO). Reglamento Nacional de Construcciones. Undécima edición . Octubre 1994 . Lima - Perú .
- 5._ Delgado Contreras Genaro . Análisis sísmico de edificios . 1a Edición. Lima Perú, junio 1994.
- 6._ Edward L. Wilson. Manual del Usuario del programa de análisis estructural SAP80. Computers and Structures. INC. University Avenue Berkelev. California (USA). 1984.
- 7._ Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda (ININVI). Norma Técnica de edificación E-60. 1a Edición. Lima - Perú -1989.

- 8._ Laboratorio de Estructuras y Ensayos de Materiales de la Universidad de Piura. Estudio de Suelos N° 127.
- 9._ Laboratorio de Estructuras y Ensayos de Materiales de la Universidad de Piura. Boletín Técnico N° 40: Pilotes Franki .
- 10._ Michelena C. Roberto. Mecánica de Suelos Aplicada. Colegio de Ingenieros. Capítulo de Ingeniería Civil. 1a Edición . Mayo 1991 .
- 11._ Ortega García Juan. Cimentaciones, tanques y muros de contención. 1a edición. Setiembre de 1990.