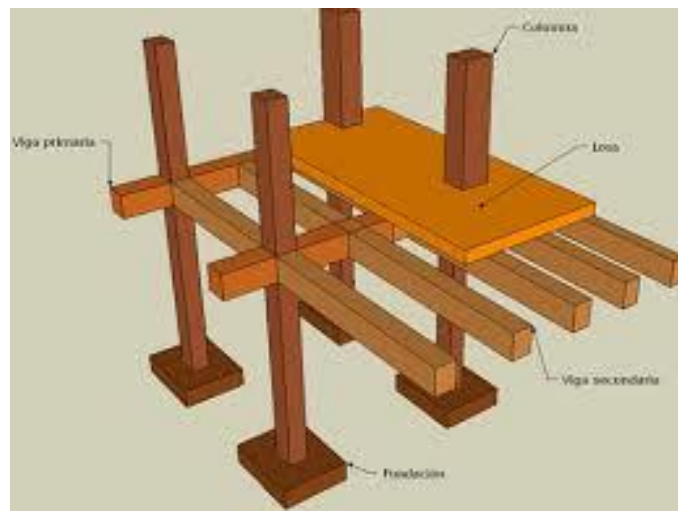


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FÍSICAS Y
NATURALES

PRÁCTICA SUPERVISADA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ADAPTACION DE PLANILLAS DE CALCULO PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES



Autor: De Napoli, Mariano Enrique

Tutor: Ing. Gerbaudo, Guillermo

Supervisor externo: Ing. Gerbaudo, Carlos

Córdoba, 2013

INDICE REFERENCIAL

CAPÍTULO I - INTRODUCCION	5
1.1. <i>INTRODUCCIÓN</i>	5
1.2. <i>OBJETIVOS</i>	6
1.3. <i>ANALISIS DE ANTECEDENTES</i>	7
1.4. <i>COMPARACION ENTRE LOS REGLAMENTO CIRSOC 201 y 103 de las Ediciones 1982 Y 2005</i>	8
CAPÍTULO II - CALCULO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN LOS REGLAMENTOS ACTUALMENTE VIGENTES... 9	9
2.1. <i>SOLICITACIONES</i>	9
2.1.1. Cargas de servicio	9
2.1.2. Cargas últimas.....	9
2.2. <i>FUNDACIONES</i>	10
2.2.1. ZAPATA AISLADA.....	11
2.2.2. ZAPATA CORRIDA.....	14
2.2.3. ZAPATA EXCENTRICA	16
2.2.3.1. ZAPATA AISLADA CON CARGA EXCÉNTRICA	16
2.2.3.2. ZAPATA CORRIDA CON VIGA CENTRAL CON CARGA EXCÉNTRICA.....	18
2.2.3.3. ZAPATA CORRIDA SIN VIGA CENTRAL CON CARGA EXCÉNTRICA.....	20
2.3. <i>FUNDACIONES PROFUNDAS</i>	22
2.3.1. PILOTES.....	22
2.3.2. GRUPOS DE PILOTES.....	26
2.3.3. CABEZALES DE PILOTES.....	27
2.4. <i>LOSAS</i>	30
2.4.1. Losa maciza armada en una dirección	31
2.4.2. Losa maciza armada en dos direcciones.....	32
2.4.3. Losa nervuradas armada en unadirección.....	34
2.4.4. Losa nervuradas armada en dosdirecciones.....	37
2.5. <i>VIGAS</i>	39
2.5.1. Armadura longitudinal.....	39
2.5.2. Armadura transversal en zonas de formación potencial de rótulas plásticas.....	43
2.5.3. Diseño de la armadura transversal de corte.....	45
2.6. <i>COLUMNAS</i>	46
2.6.1. Armadura Longitudinal	49
2.6.2. Longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas	49
2.6.3. Armadura transversal:	50
2.6.4. Resistencia al corte	50
CAPÍTULO III - EJEMPLOS PRÁCTICOS RESUELTOS PASO A PASO.	51
3.1. <i>Zapata Corrida con viga central</i>	51
3.2. <i>Pilote Excavado</i>	53
3.3. <i>Losa Nervurada Armada en una dirección</i>	57
3.4. <i>Viga-Columna; Pórtico de dos tramos</i>	60
CAPÍTULO IV - IMPLEMENTACIÓN A PLANILLAS DE EXCEL E INSTRUCTIVO PARA SU UTILIZACIÓN.....	71
4.1. <i>FUNDACIONES SUPERFICIALES</i>	72
4.1.1. ZAPATA CORRIDA.....	72
4.1.2. ZAPATA AISLADA.....	75
4.1.3. ZAPATA EXCENTRICA	78
4.2. <i>FUNDACIONES SUPERFICIALES</i>	82
4.2.1. PILOTES.....	82
4.2.2. GRUPO DE PILOTES.....	85

4.2.3. CABEZAL DEL PILOTES.....	86
4.3. LOSAS	87
4.3.1. Losas Macizas Armadas en una Dirección.....	87
4.3.2. Losas Macizas Armadas en dos Direcciones.	89
4.3.3. Losas Nervurada Armadas en una Dirección.	91
4.3.4. Losas Nervurada Armadas en dos Direcciones.	94
4.4. VIGAS	96
4.5. COLUMNAS	101
CAPÍTULO V - CONCLUSIONES	104
BIBLIOGRAFIA:	105
ANEXOS	106

INDICE DE FIGURAS

Fig. 1 Zapata aislada	13
Fig. 2 Voladizo de zapata	13
Fig. 3 Esfuerzos que interactúan en el pilote	22
Fig. 4 Abaco de Valores N_c y N_q	23
Fig. 5 Abaco de Interacción	25
Fig. 6 Forma de trabajo del cabezal y armadura correspondiente	27
Fig. 7 Falla a rotura del cabezal	27
Fig. 8 Descomposición de esfuerzos y dimensiones del cabezal	28
Fig. 9 Tipos de losas	30
Fig. 10 Losa Armada en una dirección	31
Fig. 11 Luz libre entre apoyos en losa	31
Fig. 12 Curvas de Nivel y línea de rotura en losa armada en dos direcciones	32
Fig. 13 Espesores mínimos para losas armadas en dos direcciones	33
Fig. 14 Nervios en losas Nervuradas	35
Fig. 15 Corte transversal de losa nervurada	35
Fig. 16 Diagrama de momentos flectores últimos	39
Fig. 17 Armadura longitudinal necesaria	42
Fig. 18 Momento nominal de viga	42
Fig. 19 Disposición y área de la sección de estribos	43
Fig. 20 Resistencia al corte del hormigón y del acero	44
Fig. 21 Estribos diagonales	45
Fig. 22 Factor de amplificación dinámica	47
Fig. 23 Longitud de formación de rótula plástica	49
Fig. 24 Detalle de armado de zapata aislada	52
Fig. 25 Detalle de armado de pilote	55
Fig. 26 Detalle de armado de cabezal	56
Fig. 27 Detalle de armado de losa nervurada	59
Fig. 28 Detalle de armado de viga	¡Error! Marcador no definido.
Fig. 29 Detalle de armado de columna	70

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factores de mayoración para la tensión admisible del suelo	11
--	----

<i>Tabla 2 tabla de Caquot y Kerisel</i>	23
<i>Tabla 3 Factores de Minoración para pilotes</i>	24
<i>Tabla 4 Espesores mínimos de losa en una dirección</i>	31
<i>Tabla 5 Valores de K_r y K_z</i>	40
<i>Tabla 6 Factor de reducción de momento R_m</i>	48
<i>Tabla 7 Factor de reducción de carga axial R_v</i>	48

PRESENTACION

El presente informe tiene como objetivo dejar plasmado en forma clara y ordenada el trabajo realizado por el alumno Mariano Enrique De Napoli en la empresa INGROUP, en el marco del convenio de práctica supervisada, dentro del cual se desarrollaron las tareas a fin de ser evaluada y calificada por un tribunal examinador.

La actividad ejecutada se trató de la adaptación de planillas de cálculo para elementos estructurales de distintas índoles en referencia a los Nuevos Reglamentos C.I.R.S.O.C 103 y C.I.R.S.O.C 201.

Capítulo I - INTRODUCCION

1.1. INTRODUCCIÓN

En El Presente Informe Técnico se describe las actividades desarrolladas en el marco de Práctica Supervisada del alumno Mariano E. De Napoli en la empresa INGROUP. La Práctica consintió en la adaptación de planillas de cálculo según el Reglamento de Construcciones Sismorresistentes C.I.R.S.O.C 103 Parte II Edición 2005 y el Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005.

De acuerdo con el cronograma planteado para el desarrollo de la Práctica Supervisada, el mismo se puede dividir en 5 capítulos:

Capítulo I: Introducción.

En este capítulo se detallan los objetivos propuestos para esta Práctica Supervisada y se presenta un resumen de los contenidos de cada capítulo.

También se analiza el funcionamiento de las planillas de la empresa diseñadas a partir de los Reglamentos C.I.R.S.O.C 103 Edición 1982 y las planillas utilizadas por el alumno en el transcurso de la carrera.

Finalmente se realiza una breve comparación entre los Reglamentos de las ediciones 1982 y los actualmente vigentes.

Capítulo II: Cálculo de elementos estructurales según los Reglamentos actualmente vigentes.

En este capítulo se presenta la metodología para el cálculo de los diversos elementos estructurales: Vigas, Zapatas, Columnas, Pilotes y Losas según los Reglamentos C.I.R.S.O.C 103 Edición 2005 y Reglamento C.I.R.S.O.C 201 vigentes, utilizando los conocimientos adquiridos en el transcurso de la carrera y bibliografía relacionada.

Capítulo III: Ejemplos prácticos resueltos paso a paso.

En esta sección se realizan ejemplos prácticos a fin de comprender el procedimiento de cálculo posteriormente utilizado en las planillas.

Capítulo IV: Implementación a planillas de Excel e instructivo para su utilización.

Se describen las planillas de cálculos realizadas en Excel en base a los antecedentes obtenidos y a los elementos estructurales calculados anteriormente. Las planillas son adaptadas para la utilización práctica de las mismas, haciendo usos de funciones que brinda el programa mencionado para su sistematización.

Se ejecutan ejemplos prácticos resueltos de forma manual, siguiendo los pasos de cálculo explicados en el capítulo anterior a modo de ejemplo comparativo con los resultados obtenidos en las planillas.

También se presenta un instructivo con los pasos a seguir para la correcta utilización de las planillas de cálculos.

Capítulo V: Conclusiones.

Se desarrolla una breve descripción de los resultados obtenidos.

1.2. OBJETIVOS.

El objetivo general de la Práctica Personal Supervisada es la elaboración de planillas de cálculo de los distintos elementos estructurales de un edificio de Hormigón Armado de acuerdo al reglamento C.I.R.S.O.C 103 y 201 Edición 2005.

Objetivos Particulares

- Comparar resultados entre distintos Reglamentos.
- La sistematización del dimensionado y verificación de los elementos estructurales.
- Conocer y poder implementar lo referido a los Reglamentos ya la práctica profesional.
- Aplicar los conocimientos adquiridos durante el cursado de la carrera y aplicarlos en un ámbito profesional de trabajo.
- Aprender y profundizar sobre la utilización de programas computacionales de análisis estructural.

1.3. ANALISIS DE ANTECEDENTES.

En el estudio de antecedentes se analizan las planillas de cálculos aportadas por la empresa INGROUP para el cálculo y verificación de elementos estructurales, se recolectó información que se relaciona al cálculo según el Reglamento C.I.R.S.O.C 103 y Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 1982, uso de bibliografía aportada en el transcurso de la carrera, y el estudio del Nuevo Reglamento C.I.R.S.O.C 103 y el Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005 para el cálculo de los elementos estructurales.

En este capítulo se busca entender el funcionamiento actual de las planillas de la Empresa a la cual se vincula el alumno en particular la forma de operar con ellas, los valores que se muestran en las planillas y los números adimensionales utilizados con el propósito de interactuar con las planillas y de realizar nuevos aportes a las mismas.

La información obtenida en el Reglamento C.I.R.S.O.C 103 y el Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 1982 para el cálculo de estructuras es necesaria para comprender el funcionamiento de algunas planillas de cálculos obtenidas de la misma empresa y plantear una comparación con los Reglamentos vigentes

Por último se hace mención a la utilización de bibliografía conocida y usada en el transcurso de la carrera, utilizando ejemplos prácticos de varios elementos estructurales, el uso de tablas y gráficos y los métodos aprendidos, tanto para el cálculo de los elementos estructurales como las verificaciones de los mismos sometidos a distintos esfuerzos.

1.4. COMPARACION ENTRE LOS REGLAMENTO CIRSOC 201 y 103 de las Ediciones 1982 Y 2005.

Después de realizar el análisis comparativo de ambos Reglamentos se concluye que la principal diferencia es la incorporación del diseño por capacidad.

Es una ventaja la incorporación de este método diseño ya que con el mismo es más probable que se logre el mecanismo de colapso planteado. Esto se debe a que en el diseño por capacidad la sobrerresistencia de los elemento propuestos para disipar la energía impartida por el sismo es menor que la sobrerresistencia del resto de la estructura.

El Nuevo Reglamento exige solicitaciones mayores para las zonas sísmicas I y II, al incorporar la aceleración vertical del sismo, esto se observa en los coeficientes que afectan a las cargas permanentes.

El Nuevo Reglamento incorpora el coeficiente de reducción de resistencia que no es tenido en cuenta por el reglamento actual. Se considera ventajoso que el proyecto tenga en cuenta por un lado a las incertidumbres de las resistencias de los materiales, y por otro a las asociadas con la determinación de las acciones.

En el actual Reglamento muchos parámetros para el diseño dependen de la zona sísmica en la que se emplazara el edificio, esto se tiene en cuenta a través de un factor z , no siendo así para el Nuevo Reglamento.

EL Nuevo Reglamento propone limitaciones dimensionales en vigas y columnas tendientes a evitar el pandeo lateral de dichos elementos.

En el diseño al corte de vigas y columnas el Nuevo Reglamento incorpora una contribución del hormigón en la resistencia al corte que simplifica el cálculo, abandona la comparación de tensiones dejando un concepto más claro del objetivo que persigue.

En lo que respecta al diseño de las vigas se puede decir que el proceso es similar en los dos Reglamentos. Las disposiciones de este nuevo Reglamento están orientadas a lograr elementos más dúctiles acorde con la mayor ductilidad global permitida. Esto es posible apreciar al observar la limitación de las cuantías máximas y mínimas, las exigencias de confinamiento más estrictas y la mayor proporción de armadura en compresión.

Es posible considerar como un progreso que el Nuevo Reglamento considere los efectos dinámicos de los modos superiores de vibrar en la determinación de los momentos de diseño de las columnas.

El diseño de las columnas es mucho más laborioso en comparación con el propuesto por el actual Reglamento, en especial en las columnas donde se espera la formación de rótulas plásticas.

La definición de las zonas críticas en vigas y columnas se analiza con mayor detenimiento en el caso del nuevo Proyecto de Reglamento para asegurar un buen confinamiento de las zonas donde se espera la formación de rótulas.

En relación a los elementos estructurales restantes, como la losa y los elementos de fundación, no varían considerablemente los Reglamentos de Construcción. Se hace la salvedad de la utilización de coeficientes de minoración en pilotes y zapatas en contra partida a la utilización de únicos coeficientes de seguridad. También se procede a la utilización de mayoración de cargas para la verificación de los mismos.

Capítulo II - CALCULO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN LOS REGLAMENTOS ACTUALMENTE VIGENTES.

En este capítulo se describe el cálculo de diversos elementos estructurales, implementando Reglamento para Construcciones Sismorresistentes C.I.R.S.O.C 103 Edición 2005 y el Reglamento de Estructuras de Hormigón C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005. Se desarrollara cada elemento puntualmente, analizando detalladamente su proceso de cálculo y las verificaciones correspondientes a realizar según el esfuerzo al cual es sometido.

2.1. SOLICITACIONES

Se especifica las combinaciones de cargas que indica el Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005, estas combinaciones son para cargas de servicios y para cargas últimas. Las cargas de servicio son combinaciones lineales de las distintas solicitaciones que interactúan en la estructura, esta combinación de carga es utilizada para el dimensionado de los elementos de fundaciones superficiales, mientras que las combinaciones de cargas últimas son las cargas solicitantes mayoradas por distintos coeficientes y son utilizadas para la verificación de los elementos estructurales.

2.1.1. Cargas de servicio.

$$P_s = D + L$$

$$P_s = D + L + E$$

2.1.2. Cargas últimas

$$P_u = 1.2D + 1.6L$$

$$P_u = 0.9D \pm E$$

$$P_u = 1.2D + f.L \pm E$$

Siendo:

f1 = 1,00 para lugares de concentración de público donde la sobrecarga sea mayor a 5,00 KN/m² y para playas de estacionamiento.

f1 = 0,50 para otras sobrecargas.

f2 = 0,70 para configuraciones particulares de techos (tales como las de dientes de sierra), que no permiten evacuar la nieve acumulada.

f2 = 0,20 para otras configuraciones de techo.

El efecto del sismo debe ser tenido en cuenta en la componente horizontal y la vertical tal que:

$$E = E_H + E_V$$

➤ La componente vertical según el sismo puede calcularse como: $E_V = 0.2 * b * D * \gamma_d$, donde b es el valor que toma el plafón de los espectros de respuesta para las pseudoaceleraciones según la zona sísmica y el tipo de suelo; D es el peso propio y γ_d es un coeficiente de destino según el grado de importancia de la estructura.

2.2 FUNDACIONES

Se analizan dos tipos de fundaciones, las fundaciones superficiales y las fundaciones profundas. Cabe mencionar que la diferencia entre ambas no se rige en la profundidad de su ejecución sino en su forma de trabajar frente a sollicitaciones a las cuales se las somete.

- Fundaciones Superficiales:
 - ✓ Zapata Aislada.
 - ✓ Zapata Corrida.
 - ✓ Zapata Excéntrica.
- Fundaciones Profundas:
 - ✓ Pilotes.
 - ✓ Grupo de pilotes.
 - ✓ Cabezales.

2.2.1 ZAPATA AISLADA.

a) En el dimensionado de la zapata, para calcular el área de la misma, se usan las cargas de servicio:

$$A_{\text{req}} = \frac{D+L}{\sigma_{\text{adm}}} \text{ O } A_{\text{req}} = \frac{D+L+E}{1.33\sigma_{\text{adm}}}$$

Además el Reglamento C.I.R.S.O.C 103 Parte I (PAG 94) hace referencia al incremento de la presión admisible del suelo cuando se incluyen los efectos del sismo en función del tipo de suelo. A continuación se muestra la tabla con los valores que se debe incrementar.

Tabla 1 Factores de mayoración para la tensión admisible del suelo

SUELO	Números de golpes de la P.P.N. ⁽¹⁾ N	ZONA SÍSMICA			
		4	3	2	1
Rocas y suelos cohesivos muy rígidos (cohesión mayor que 0,2 MN/m ²)	≥ 30	1,8	1,8	1,8	1,8
Suelos cohesivos duros (cohesión entre 0,07 y 0,2 MN/m ²)	15 a 30	1,6	1,7	1,8	1,8
Suelos cohesivos blandos (cohesión menor que 0,05 MN/m ²)	< 8	1,2	1,3	1,4	1,5
Arenas muy densas (densidad relativa mayor que 85%)	> 25	1,4	1,5	1,6	1,7
Arenas densas (densidad relativa entre 65% y 85%)	15 a 25	1,1	1,2	1,3	1,4
Arenas poco a medianamente densas (densidad relativa menor que 65%)	< 15	0,9	0,9	1,0	1,1

Ref. Pág. 94 Reglamento C.I.R.S.O.C 103 Parte I

El área de la zapata es la mayor de las determinadas con las ecuaciones. Las cargas deben calcularse a nivel de la base de la zapata, en el plano de contacto entre el suelo y la zapata, por lo cual debe incluirse el peso de la zapata y la sobrecarga por el relleno en la parte superior de la misma.

b) Una vez obtenida el área de la zapata procedemos a obtener las dimensiones de la misma:

$$B = \sqrt{A_{\text{req}}} \quad l_0 = \frac{B-b}{2}$$

Donde B es la base de la zapata y l_0 es el ala de la losa que se utiliza para el cálculo del momento máximo y del corte, siendo el cálculo de los mismo similar al de un voladizo.

c) Prosiguiendo con el dimensionado de la misma se determina la altura de la zapata como parte del dimensionado, usando las ecuaciones provistas por el apunte de Geotecnia III, tal que d (siendo la altura de la zapata) se determina de las siguientes ecuaciones:

$$d_0 > \frac{B-b}{4} \quad d_0 = d_{\text{min}} + \frac{B-b}{2} * \text{tg}(40^\circ)$$

El valor de d_{min} es el talón de la zapata y se toma valores de 15 a 25 centímetros siendo estas las dimensiones de un tablón de madera para el encofrado. Es necesario considerar el recubrimiento (r) y así se obtiene la altura total con la que se calcula.

d) Con el máximo valor de las combinaciones de carga se determinan las solicitaciones últimas que han de ser comparadas con las solicitaciones de diseño:

$$q_u = \frac{Pu}{A_{req}} \rightarrow M_u = q_u * B * \frac{l_0^2}{2}$$

e) Para la obtención de la armadura necesaria se utiliza las formulas correspondientes al apunte de curso de Hormigón Armado Y Pretensado, y los valores k_z , k_r de la tabla que se encuentra en la página 6 del capítulo 7, el cual difiere con la ecuación que se utiliza para determinar la armadura en el apunte de cátedra de Geotecnia III ya que el mismo hace referencia al Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 1982.

$$K_r = \frac{M_u}{B * h^2 * f'_c} \rightarrow K_z$$

$$K_0 = \frac{h}{\sqrt{v * M}} \rightarrow K_z$$

$$A_s = \frac{M_u}{K_z * h * \phi * f_y}$$

$$A_1 = \frac{v * M}{K_z * h * \beta_s}$$

Las diferencias que existen entre las fórmulas para determinar la armadura a flexión aparecen claramente en la obtención del momento flector con el cual calcular. En el Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005, el cálculo de la armadura longitudinal se realiza con el momento último, el cual es una serie de factores que mayoran los momentos actuantes en la estructura debido a las diferentes cargas, el reglamento tiene en cuenta la probabilidad de aumento de las solicitaciones y sus combinaciones por encima del valor nominal. Por otro lado el Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 1982, utiliza un único coeficiente del cual engloba incertidumbres inherentes a materiales, cálculos, ejecución de obra.

f) Una vez obtenida la Armadura a flexión, dividiéndola por las dimensiones de la zapata se determina la cuantía, la cual debe estar entre los valores límites propuestos por el Nuevo Reglamento, los valores de las cuantías mínimas y máximas están relacionados con la tensión de compresión del Hormigón y la tensión de fluencia del acero.

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y}$$

g) En las zapatas existen dos tipos diferentes de resistentes al cortante, cortante en dos direcciones o por punzonado y cortante en una dirección o por acción de viga.

La resistencia al cortante por punzonado es la verificación más crítica a realizar, ya que la columna tiende a punzonar la base a causa de los esfuerzos de compresión concentrados, comprimiendo al hormigón de la zapata de forma vertical o ligeramente inclinada, generando bielas de compresión con un ángulo aproximado de 45°, para lo cual es importante que el esfuerzo ultimo al corte no sobre pase a la resistencia al corte de diseño. Para determinar la resistencia al corte, se considera la tensión a compresión del hormigón, el perímetro abcd como se muestra en la figura y h que es la altura útil de la zapata.

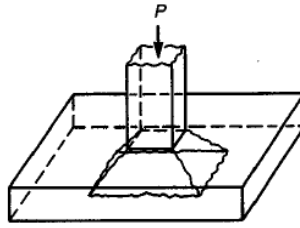
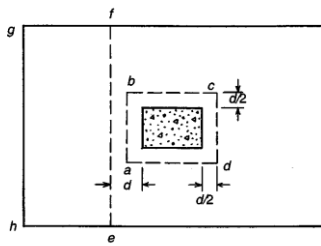


Fig. 1 Zapata aislada

Ref. Pág. 506 - Diseño de Estructuras de Concreto, Nilson

La resistencia al cortante por acción de la viga es la presión total hacia arriba sobre el área efgh, por fuera de la sección ef.



$$V_d > V_{u1}$$

$$V_d = 0.75 * \sqrt{f'c} * b_0 * h$$

$$V_{u1} = q_u (B^2 - (b + d)^2)$$

$$V_d > V_{u2}$$

$$V_d = 0.75 * \sqrt{f'c} * B * h$$

$$V_{u1} = q_u \left(\frac{B}{2} - \left(\frac{b}{2} + d \right) \right)$$

Fig. 2 Voladizo de zapata

Ref. Pág. 510 - Diseño de Estructuras de Concreto, Nilson

2.2.2 ZAPATA CORRIDA

- a) En el dimensionado de la zapata, para calcular el área de la misma, se usan las cargas de servicio:

$$A_{\text{req}} = \frac{D+L}{\sigma_{\text{adm}}} \quad \text{O} \quad A_{\text{req}} = \frac{D+L+E}{1.33\sigma_{\text{adm}}}$$

Además el Reglamento C.I.R.S.O.C 103 Parte I (PAG 94) hace referencia al incremento de la presión admisible del suelo cuando se incluyen los efectos del sismo en función del tipo de suelo. El área de la zapata es la mayor de las determinadas con las ecuaciones. Las cargas deben calcularse a nivel de la base de la zapata, en el plano de contacto entre el suelo y la zapata, por lo cual debe incluirse el peso de la zapata y la sobrecarga por el relleno en la parte superior de la misma.

- b) Una vez obtenida el área de la zapata procedemos a obtener las dimensiones de la misma:

$$B_1 = \frac{A_{\text{req}}}{l_0} = \frac{B-b}{2}$$

Donde B_1 es la base de la zapata y l_0 es el ala de la losa que se utiliza para el cálculo del momento máximo y del corte, siendo el cálculo de los mismo similar al de un voladizo.

- c) Prosiguiendo con el dimensionado de la misma se determina la altura de la zapata como parte del dimensionado, usando las ecuaciones provistas por el apunte de Geotecnia III, tal que d (siendo la altura de la zapata) se determina de las siguientes ecuaciones:

$$d_0 > \frac{B_1-b}{4} \quad d_0 = d_{\text{min}} + \frac{B_1-b}{2} * \text{tg}(40^\circ)$$

El valor de d_{min} es el talón de la zapata y se toma valores de 15 a 25 centímetros. Es necesario considerar el recubrimiento (r) y así se obtiene la altura total con la que se calcula.

- d) Con el máximo valor de las combinaciones de carga se determinan las solicitaciones últimas que han de ser comparadas con las solicitaciones de diseño:

$$q_u = \frac{Pu}{A_{\text{req}}} = q_u * B * \frac{l_0^2}{2}$$

- e) Para la obtención de la armadura necesaria se utiliza las formulas correspondientes al apunte de curso de Hormigón Armado Y Pretensado, y los valores k_z , k_r de la tabla que se encuentra en la página 6 del capítulo 7, el cual difiere con la ecuación que se utiliza para determinar la armadura en el apunte de cátedra de Geotecnia III ya que el mismo hace referencia al Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 1982.

$$K_r = \frac{M_u}{B * h^2 * f'c} \rightarrow K_z$$

$$K_0 = \frac{h}{\sqrt{v * M}} \rightarrow K_z$$

$$\sqrt{B * \beta_R}$$

$$A_s = \frac{M_u}{K_z * h * \phi * f_y}$$

$$A_1 = \frac{v * M}{K_z * h \beta_s}$$

Las diferencias que existen entre las fórmulas para determinar la armadura a flexión aparecen claramente en la obtención del momento flector con el cual calcular. En el Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005, el cálculo de la armadura longitudinal se realiza con el momento último, el cual es una serie de factores que mayoran los momentos actuantes en la estructura debido a las diferentes cargas, el reglamento tiene en cuenta la probabilidad de aumento de las solicitaciones y sus combinaciones por encima del valor nominal. Por otro lado el Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 1982, utiliza un único coeficiente del cual engloba incertidumbres inherentes a materiales, cálculos, ejecución de obra.

$$\rho_{\min} = 0.3\%$$

f) La resistencia al cortante por acción de la viga es la presión total hacia arriba sobre el área efgh, por fuera de la sección ef.

$$V_d > V_{u2}$$

$$V_d = 0.75 * \sqrt{f'c} * B * h$$

$$V_{u1} = q_u \left(\frac{B}{2} - \left(\frac{b}{2} + d \right) \right)$$

Para el caso de zapata corrida, existe una viga vinculación que se construye por debajo del muro, esta viga debe tener una cuantía geométrica $\rho = 0.3\%$ y como armadura mínima de $3 \phi 8$ inferior y superior para cubrir cualquier deficiencia local del terreno.

g) Es conveniente plantearse que en suelos colapsibles como los de la provincia de Córdoba, la hipótesis de hundimiento del suelo de apoyo, haciendo trabajar al nervio como voladizo. Para esta hipótesis se debe calcular los pesos correspondientes del muro y del suelo que está por encima del nervio a una distancia de un metro desde el apoyo, determinando el momento del voladizo, se dimensiona la armadura necesaria para la solicitación a fin de cubrir el momento.

Las fuerzas actuantes en la zapata son:

$P_t = 1.07P + P_s$ [tn/m] Donde P es el peso que trasmite el muro y el 7% del peso propio de la zapata y P_s es el peso del suelo por sobre la zapata.

$$M = \frac{q * 1.00^2}{2} \text{ [Tnm]} \quad K_r = \frac{M_u}{B * h^2 * f'c} \rightarrow K_z \quad A_s = \frac{M_u}{K_z * h * \phi * f_y}$$

2.2.3 ZAPATA EXCÉNTRICA

En Las fundaciones superficiales: zapatas excéntricas. La carga que es transmitida a la fundación por la estructura, no se encuentra centrada, y debido a esta excentricidad se genera una mayor tensión sobre la misma, dependiendo de la magnitud de la excentricidad en relación a la base de la zapata, se puede considerar un esfuerzo triangular o trapezoidal, haciendo referencia al centro de presiones. Las tensiones máximas y mínimas son calculadas con la fórmula de Bernoulli-Navier.

2.2.3.1. ZAPATA AISLADA CON CARGA EXCÉNTRICA.

a) Para su dimensionamiento se puede suponer una distribución uniforme de reacciones y se hacen coincidir el centro de presiones con el centro de la losa de apoyo y se obtiene un cálculo similar a carga centrada. De este modo se puede determinar el ancho de la zapata como:

$$B = \sqrt{\frac{N_t}{\sigma_t}}$$

Pero si el centro de la zapata no coincide con el centro del muro habrá una excentricidad que provocará una distribución lineal de tensiones (trapezoidal o triangular) según el valor de la excentricidad e.

$$e \leq \frac{B}{6} \rightarrow \text{TRAPEZIAL}$$

$$e > \frac{B}{6} \rightarrow \text{TRIANGULAR}$$

b) Las tensiones del suelo vendrán dadas por la expresión formulada por Bernoulli-Navier:

$$\sigma_{t\min}^{\max} = \frac{N_t}{B^2} * \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

c) El valor de $\sigma_t^{\max} \leq \sigma_{adm}$, de lo contrario se deberá redimensionar B. Los voladizos serán:

$$l_1 = \frac{B - b_0}{2} + e$$

$$l_2 = \frac{B - b_0}{2} - e$$

d) Una vez dimensionado la fundación, se procede a determinar las solicitaciones, las cuales se tendrán un momento sobre el paramento y otro bajo el muro, este último al no tener una distribución de presiones uniforme en el ancho del muro, debido a la excentricidad, genera una distribución lineal.

Momento en el paramento:

$$q = B * \sigma_t^*$$

$$M_{v1} = \frac{ql_1^2}{2}$$

$$M_{v2} = \frac{ql_2^2}{2}$$

Momento bajo el muro:

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$P_{\min}^{m\acute{a}x} = \frac{N}{B^2} \left(1 \pm \frac{6e}{b_0}\right)$$

$$e > \frac{B}{6}$$

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{2}{3} \frac{P}{c * 1}$$

e) Por último se expresan las formulas correspondientes para determinar los momentos máximos para tensiones lineales trapezoidales y triangulares.

Trapezio

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{NB}{8} - N'd'$$

$$N' = \frac{P_{m\acute{a}x} + P_{int}}{2} \left(\frac{b_0}{2} - e\right)$$

$$P_{int} = \frac{P_{m\acute{a}x} - P_{min}}{b_0} \left(\frac{b_0}{2} + e\right) + P_{min}$$

$$d' = \frac{1}{3} \left(\frac{b_0}{2} - e\right) \left(1 + \frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{m\acute{a}x} + P_{int}}\right)$$

Triangulo

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{N_t B}{8} - N'' * e$$

$$N'' = \frac{P_{min} + P_{int}}{2} * 2c$$

$$P_{int} = \frac{2}{3} P_{m\acute{a}x}$$

2.2.3.2. ZAPATA CORRIDA CON VIGA CENTRAL CON CARGA EXCÉNTRICA.

a) Para su dimensionamiento se puede suponer una distribución uniforme de reacciones y se hacen coincidir el centro de presiones con el centro de la losa de apoyo y se obtiene un cálculo similar a carga centrada. De este modo se puede determinar el ancho de la zapata como:

$$B = \frac{N_i}{1.00m * \sigma_i}$$

Pero si el centro de la zapata no coincide con el centro del muro habrá una excentricidad que provocará una distribución lineal de tensiones (trapezoidal o triangular) según el valor de la excentricidad e .

$$e \leq \frac{B}{6} \rightarrow \text{TRAPEZIAL}$$

$$e > \frac{B}{6} \rightarrow \text{TRIANGULAR}$$

b) Las tensiones del suelo vendrán dadas por la expresión formulada por Bernoulli-Navier:

$$\sigma_{t\min}^{\max} = \frac{N_i}{1.00m * B} * \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

c) El valor de $\sigma_i^{\max} \leq \sigma_{adm}$, de lo contrario se deberá redimensionar B. Los voladizos serán:

$$l_1 = \frac{B - b_0}{2} + e$$

$$l_2 = \frac{B - b_0}{2} - e$$

d) Una vez dimensionado la fundación, se procede a determinar las sollicitaciones, las cuales se tendrán un momento sobre el paramento y otro bajo el muro, este último al no tener una distribución de presiones uniforme en el ancho del muro, debido a la excentricidad, genera una distribución lineal.

Momento en el paramento:

$$q = 1.0m * \sigma_i^* = 1.0m \frac{N}{1m * B}$$

$$M_{v1} = \frac{ql_1^2}{2}$$

$$M_{v2} = \frac{ql_2^2}{2}$$

Momento bajo el muro:

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N}{1 * B} \left(1 \pm \frac{6e}{b_0}\right)$$

$$e > B/6$$

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{2}{3} \frac{P}{c * 1}$$

e) Por último se expresan las formulas correspondientes para determinar los momentos máximos para tensiones lineales trapezoidales y triangulares.

Trapezio

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{NB}{8} - N'd'$$

$$N' = \frac{P_{m\acute{a}x} + P_{int}}{2} \left(\frac{b_0}{2} - e \right)$$

$$P_{int} = \frac{P_{m\acute{a}x} - P_{min}}{b_0} \left(\frac{b_0}{2} + e \right) + P_{min}$$

$$d' = \frac{1}{3} \left(\frac{b_0}{2} - e \right) \left(1 + \frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{m\acute{a}x} + P_{int}} \right)$$

Triangulo

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{N_t B}{8} - N'' * e$$

$$N'' = \frac{P_{min} + P_{int}}{2} * 2c$$

$$P_{int} = \frac{2}{3} P_{m\acute{a}x}$$

f) Para el cálculo de la viga de encadenado, se debe verificar que la resistencia de diseño de la misma sea mayor o igual que la resistencia ultima. Para ello, por un lado se determina la máxima combinación de carga que afecte a la estructura, en función de las solicitaciones a la cual se ve sometida, estas combinaciones de carga se encuentran en el Nuevo Reglamento.

g) Una vez obtenido los valores de momentos últimos, tanto para la cara superior como inferior, se procede al dimensionado de la armadura necesaria con las formulas mencionadas con anterioridad.

$$K_r = \frac{M_u}{B * h^2 * f'c} \rightarrow K_z \qquad A_s = \frac{M_u}{K_z * h * \phi * f_y}$$

h) Por ultimo como parte de verificación, la cuantía debe estar entre medio de los valores mínimos y máximos:

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \qquad \rho_{max} = \frac{f'c + 10}{6f_y} \text{ o } \rho_{max} = 0.025 \qquad \rho_{min} = 0.3\%$$

2.2.3.3. ZAPATA CORRIDA SIN VIGA CENTRAL CON CARGA EXCÉNTRICA.

a) Para su dimensionamiento se puede suponer una distribución uniforme de reacciones y se hacen coincidir el centro de presiones con el centro de la losa de apoyo y se obtiene un cálculo similar a carga centrada. De este modo se puede determinar el ancho de la zapata como:

$$B = \frac{N_t}{1.00m * \sigma_t}$$

Pero si el centro de la zapata no coincide con el centro del muro habrá una excentricidad que provocará una distribución lineal de tensiones (trapezoidal o triangular) según el valor de la excentricidad e .

$$e \leq \frac{B}{6} \rightarrow \text{TRAPEZIAL}$$

$$e > \frac{B}{6} \rightarrow \text{TRIANGULAR}$$

b) Las tensiones del suelo vendrán dadas por la expresión formulada por Bernoulli-Navier:

$$\sigma_{t\min}^{\max} = \frac{N_t}{1.00m * B} * \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

c) El valor de $\sigma_t^{\max} \leq \sigma_{adm}$, de lo contrario se deberá redimensionar B. Los voladizos serán:

$$l_1 = \frac{B - b_0}{2} + e$$

$$l_2 = \frac{B - b_0}{2} - e$$

d) Una vez dimensionado la fundación, se procede a determinar las sollicitaciones, las cuales se tendrán un momento sobre el paramento y otro bajo el muro, este último al no tener una distribución de presiones uniforme en el ancho del muro, debido a la excentricidad, genera una distribución lineal.

Momento en el paramento:

$$q = 1.0m * \sigma_t^* = 1.0m \frac{N}{1m * B}$$

$$M_{v1} = \frac{ql_1^2}{2}$$

$$M_{v2} = \frac{ql_2^2}{2}$$

Momento bajo el muro:

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N}{1 * B} \left(1 \pm \frac{6e}{b_0}\right)$$

$$e > B/6$$

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{2}{3} \frac{P}{c * 1}$$

e) Por \u00faltimo se expresan las formulas correspondientes para determinar los momentos m\u00e1ximos para tensiones lineales trapezoidales y triangulares.

Trapezio

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{NB}{8} - N'd'$$

$$N' = \frac{P_{m\acute{a}x} + P_{int}}{2} \left(\frac{b_0}{2} - e \right)$$

$$P_{int} = \frac{P_{m\acute{a}x} - P_{min}}{b_0} \left(\frac{b_0}{2} + e \right) + P_{min}$$

$$d' = \frac{1}{3} \left(\frac{b_0}{2} - e \right) \left(1 + \frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{m\acute{a}x} + P_{int}} \right)$$

Triangulo

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{N_t B}{8} - N'' * e$$

$$N'' = \frac{P_{min} + P_{int}}{2} * 2c$$

$$P_{int} = \frac{2}{3} P_{m\acute{a}x}$$

2.3 FUNDACIONES PROFUNDAS.

2.3.1 PILOTES.

La fundación sobre pilotes tiene la finalidad de transmitir las cargas provenientes de la estructuras, a través de estratos de poca capacidad portante a uno de mayor profundidad con la capacidad adecuada. Se logra este objetivo apoyando el pilote sobre un estrato resistente o distribuyendo la tensión sobre un grupo de pilotes, se aprovecha la capacidad friccional del suelo que está sometido a tensiones cortantes compatibles con su capacidad.

A continuación se describen los casos mostrados en la Fig. 3 la cual explica gráficamente como trabaja un pilote en distintos tipos de suelos.

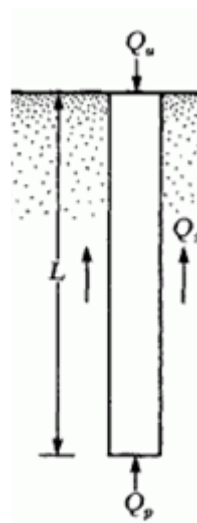


Fig. 3 Esfuerzos que interactúan en el pilote

Ref. Apunte de Mención en Geotecnia y Estructura

El pilote proporciona capacidad tanto friccional como por punta. La resistencia que ejerce el pilote debido a fricción se debe a los esfuerzos de corte generados por la interacción pilote-pared de suelo, esta resistencia depende de las características de los estratos por lo que atraviesa el pilote y sus propiedades según el tipo de suelo que se traten, las propiedades que tienen mayor importancia son: El ángulo de fricción interna del suelo y la cohesión del suelo.

Suelos No Cohesivos:
$$f_{nc} = K \cdot \gamma \cdot \frac{z}{2} \cdot \text{tg}(\phi) \rightarrow Q_{fnc} = K \cdot \gamma \cdot \frac{z^2}{2} \cdot \text{tg}(\phi) \cdot \pi \cdot \phi$$

Dónde:

$K = K_a$ Empuje activo
 $z =$ Profundidad del Estrato
 $\gamma =$ Densidad del suelo
 $\phi =$ Angulo de fricción

Suelos Cohesivos: $f_c = \alpha \cdot c' \rightarrow Q_{fc} = \alpha \cdot c' \cdot z \cdot \pi \cdot \phi$

Siendo:

$\alpha =$ Deducido de los Gráficos dados por Caquot y Kerisel
 $c' =$ Cohesión del suelo

Tabla 2 Tabla de Caquot y Kerisel

α	1	1	0,9	0,8	0,7	0,5	0,45	0,3	0,2
c [Mpa]	1	2	2,5	3,5	5	8	10	20	30

Ref. Pág. 125 Guía de trabajos prácticos de Geotecnia III

a) La resistencia debido a la punta del pilote se determina a través de una formula (Terzaghi) en la cual los parámetros que influyen son la cohesión y el ángulo de fricción del suelo, con este último es posible ingresar en el ábaco para obtener los valores necesarios para el cálculo de la resistencia por punta.

$$q_c = 1,2 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot z \cdot N_q \rightarrow Q_p = (1,2 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot z \cdot N_q) \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$$

Siendo:

$c =$ cohesión
 $\gamma =$ densidad del suelo
 $z =$ profundidad del estrato
 N_q y $N_c =$ factores de capacidad de carga

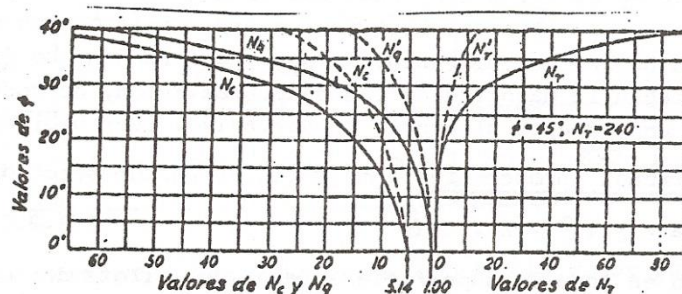


Fig. 4 Abaco de Valores N_c y N_q

Ref. Pág. 123 Guía de trabajos prácticos de Geotecnia III

b) Para determinar la resistencia de diseño del pilote se suma la resistencia provista por la fricción y la resistencia que aporta la punta, multiplicada por coeficientes de reducción, los cuales son distintos según el tipo de suelo en el cual se va a fundar y según si la resistencia es por el fuste o por la punta. Estos coeficientes se obtienen de las normas ASSTHO según se muestra en la Tabla 2, las cuales se adjuntan en el apéndice.

$$Q_{dis} = RF_s \cdot Q_f + RF_b \cdot Q_p$$

Donde RF_s y RF_b son los factores de minoración para la capacidad friccional y la capacidad de punta.

Tabla 3 Factores de Minoración para pilotes

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA	
Capacidad de carga última de pilotes perforados individuales	Resistencia lateral en arcilla	Método α (Reese y O'Neill 1988)	0,65
	Resistencia de la base en arcilla	Tensión total (Reese y O'Neill 1988)	0,55
	Resistencia lateral en arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) Reese y O'Neill (1988)	Ver discusión en el Artículo 10.8.3.4
	Resistencia de la base en arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) Reese y O'Neill (1988)	Ver discusión en el Artículo 10.8.3.4
	Resistencia lateral en roca	Carter y Kulhawy (1988) Horvath y Kenney (1979)	0,55 0,65
	Resistencia de la base en roca	Canadian Geotechnical Society (1985) Método de la presión (Canadian Geotechnical Society 1985)	0,50 0,50
	Resistencia lateral y resistencia de punta	Ensayo de carga	0,80

Ref. Pág. 10-15 Reglamento AASHTO LRFD 2004.

Se determinan la capacidad de resistencia admisible y última, la primera es la capacidad de resistencia del pilote a cargas de servicio, tal que las deformaciones que se produzcan sean admisibles, para determinar se debe utilizar las tensiones de trabajo tanto en punta como friccionales de los estratos y multiplicarlas por las secciones correspondientes, la otra es la capacidad de resistencia a rotura del pilote. Para determinar la solicitud última, se mayor la carga según las combinaciones propuestas por el Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005 y así obtener el esfuerzo normal y momento flector último.

$$Q_{adm} = \frac{RF_s \cdot Q_f}{V_f} + \frac{RF_b \cdot Q_p}{V_p}$$

Con estos esfuerzos mayorados es posible determinar la sección de acero necesaria para resistir el esfuerzo, para ello se ingresa a un diagrama de interacciones el cual es provisto por el Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005 y tiene como variables, la resistencia a compresión del Hormigón, la resistencia a tracción y un factor adimensional, en función del diámetro del pilote y su recubrimiento. Una vez determinado el ábaco correspondiente a nuestro pilote, se busca el valor del esfuerzo normal último en el eje de la ordenada al origen y el momento flector último en el eje de las abscisas, intersectando las coordenadas se busca la cuantía más próxima a ellas y una vez multiplicada por la sección del pilote, obtenemos la sección de acero necesaria.

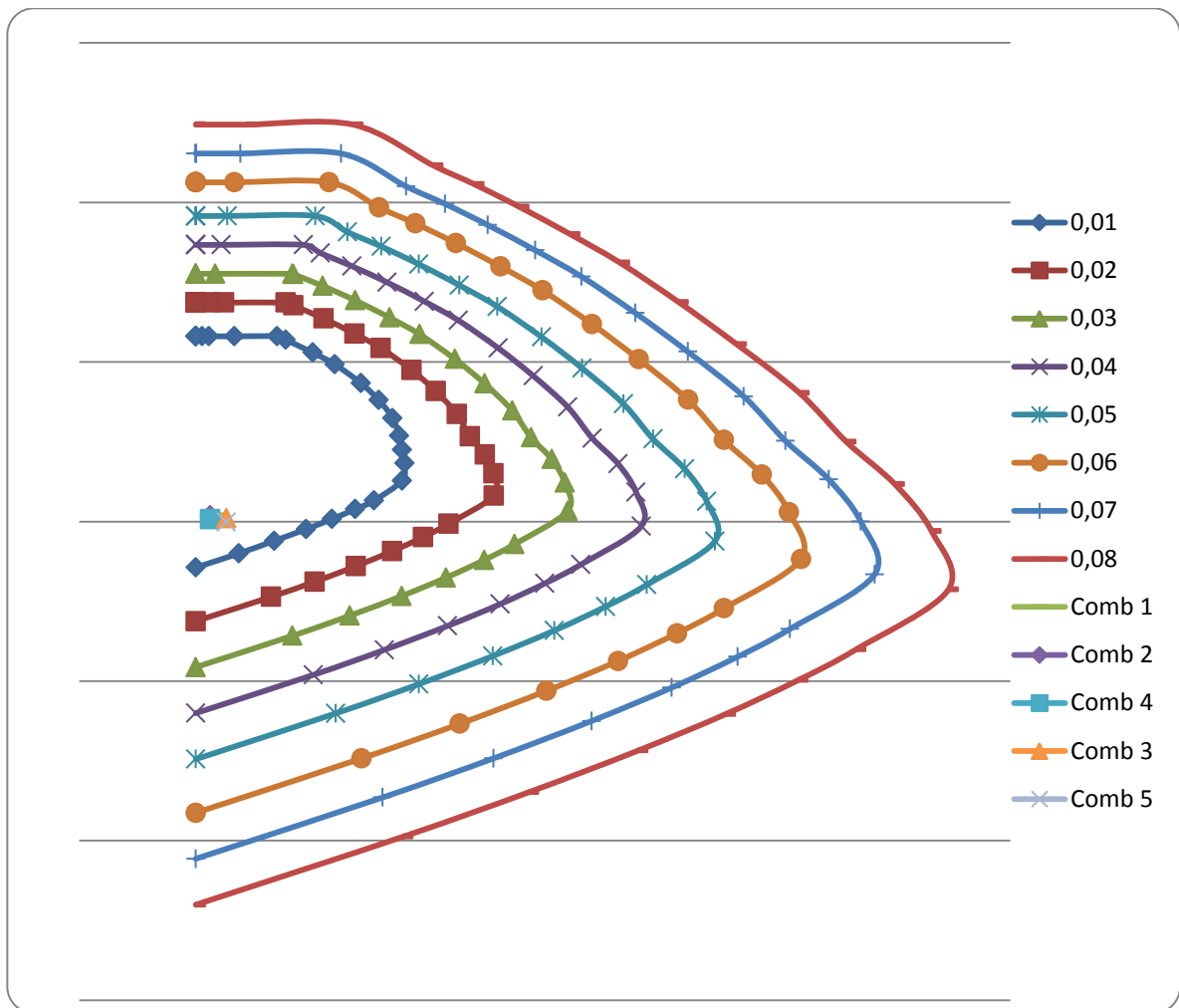


Fig. 5 Abaco de Interacción

Ref. Abaco de interacción Excel columnas o Pilotes

2.3.2 GRUPOS DE PILOTES.

En esta sección se analiza cómo funcionan los pilotes en grupo ya que el comportamiento de los mismo es distinto del pilote aislado, tanto en lo que se refiere a capacidad de carga como a asentamiento. Se hace referencia al término de eficiencia del grupo de pilotes y al cálculo de la resistencia de diseño del mismo.

a) Como primera instancia se utiliza una fórmula que determina la separación entre pilotes para la mayor eficiencia del grupo, para ello la separación entre pilotes debe ser mayor que 2.5 veces el diámetro del pilote:

$$S \geq 2.5\phi$$

Donde m es el número de filas, n el número de columnas y ϕ el diámetro del pilote.

b) Una vez obtenida la separación de mayor eficiencia, se debe calcular la eficiencia del grupo, para ello es necesario conocer el ángulo θ cuya tangente es la relación entre el diámetro y la separación. Con este ángulo se determina la eficiencia de la siguiente fórmula de Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \left(\theta * \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 * m * n} \right)$$

c) La capacidad admisible del grupo es igual a la capacidad admisible de un pilote multiplicado por la eficiencia y el número de pilotes totales.

$$Q_{admG} = Q_{adm} * K * \eta$$

2.3.3 CABEZALES DE PILOTES.

Los cabezales de pilotes tienen una altura que es función de la distancia entre pilotes, de manera que se formen bielas de compresión D entre el elemento que transmite la carga (columna, pilar) y los pilotes, cuyas componentes horizontales deben absorberse mediante tensores Z , armaduras o elementos tensores.

A continuación la Fig. 6 explica cómo se transmite la carga a los apoyos cuando interactúa un cabezal, el mismo trabaja como bielas comprimidas

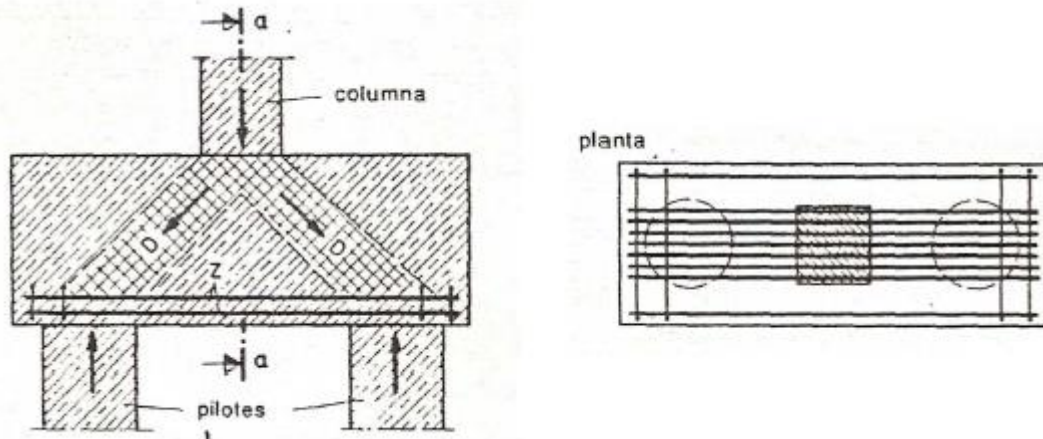


Fig. 6 Forma de trabajo del cabezal y armadura correspondiente

Ref. Página Web: www.frsf.utn.edu.ar

La armadura de tracción situada sobre los pilotes está fuertemente comprimida verticalmente en su zona de anclaje, de modo que en general son suficientes los extremos rectos, sin ganchos.

Antes de que se explique el dimensionado y la verificación del cabezal, se muestra en la Fig. 7 la falla a rotura que se producirá en el cabezal por la falta de armadura. Aunque la armadura se disponga entre pilotes, parte del esfuerzo de compresión de las bielas comprime el tensor hacia abajo. Se originan fisuras que conducen a una rotura prematura, porque la zona desplazada hacia abajo y afuera arranca la malla de armadura, como se muestra en la figura:

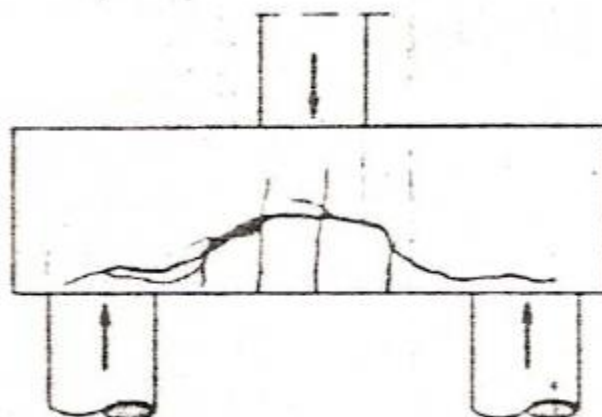


Fig. 7 Falla a rotura del cabezal

Ref. Página Web: www.frsf.utn.edu.ar

- a) Se debe conocer la separación entre pilotes, la cual se adopta dos veces y medio el diámetro de los mismos.

$$e = 2,5.\phi$$

- b) Para evitar corte por punzonado se adopta una altura de cabezal mayor o igual que la separación entre pilotes restándole la mitad del muro superior.

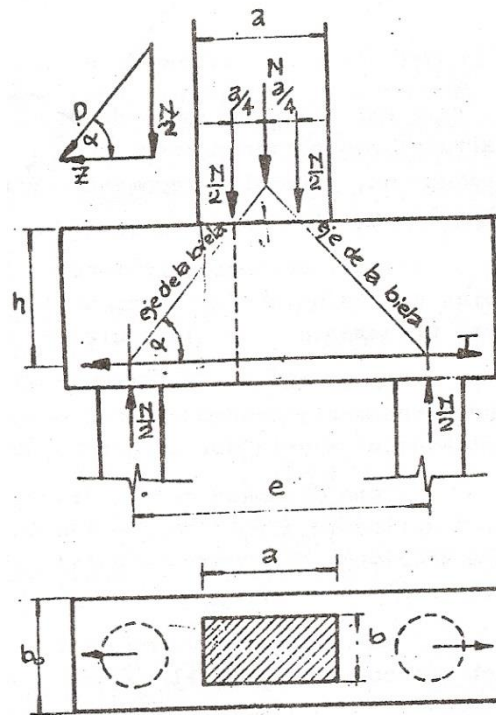


Fig. 8 Descomposición de esfuerzos y dimensiones del cabezal

Ref. Pág. 146 Guía de trabajos prácticos de Geotecnia III

$$h = e - 0,5.a$$

- c) Se determinara como etapa de dimensionado las otras dimensiones del cabezal (ancho y largo) con las siguientes ecuaciones obtenidas del apunte de Geotecnia III.

$$b_0 = \phi + 2 * 0,15m$$

$$l = s + \phi + 2 * 0,15m$$

- d) Una vez dimensionado el cabezal, es posible obtener el ángulo de la biela comprimida, el cual nos descompone horizontalmente el esfuerzo último que actúa sobre la columna (z) con el cual al dividirlo por la resistencia a fluencia del acero, obtenemos la armadura necesaria solicitada a tracción.

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{h}{\frac{e-a/2}{2}}$$

$$z_u = \frac{N_u/2}{\operatorname{tg}\alpha} = \frac{N_u}{4.h}(e-a/2)$$

$$K_r = \frac{z_u \cdot h}{B \cdot d^2 \cdot f_c} \rightarrow K_z$$

$$A_s = \frac{z_u \cdot h}{K_z \cdot d \cdot \phi \cdot f_y}$$

2.4 LOSAS

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión. Son elementos estructurales de vinculación permitiendo la transferencia de carga que estos soportan adicionando las vigas y las transmiten a las columnas, las cuales transmiten la carga a las fundaciones.

Las losas pueden ser armadas ya sea unidireccionalmente como bidireccionalmente, es menester proponer una definición para comprender su funcionamiento en relación a la dirección del armado:

Losas Bidireccionales: Estas losas son conocidas por este nombre ya que la geometría de esta y el tipo de apoyo determina la magnitud de los esfuerzos en dos direcciones ortogonales, o sea, que se sustentan en dos direcciones ortogonales, que se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones. Estas dispone mayormente de muros portantes en los cuatro costados de la placa y la relación entre la dimensión mayor y la menor del lado de la placa es de 1.5 o menos, se utilizan placas reforzadas en dos direcciones.

Losas Unidireccionales: se consideran unidireccionales cuando los esfuerzos en una dirección son preponderantes sobre los esfuerzos en la dirección ortogonal, Son aquellas en que la carga se transmite en una dirección; son generalmente losas rectangulares en las que un lado mide por lo menos 1.5 veces más que el otro. Estas losas se comportan como vigas anchas, las cuales se suelen diseñar tomando como referencia un metro de ancho.

A su vez las losas pueden ser macizas de hormigón llevando armadura en la dirección principal y una de repartición en la otra dirección, o pueden ser losas nervuradas, construidas con casetones o bloques de poliestireno expandido, lo cual hace más ligera a la losa y al adicionarle nervios principales, estos pueden tomar los esfuerzos de momento y de corte a los que esta solicitada la viga. Ambos tipos de losas pueden construirse en una o dos direcciones de armado como se muestran en la Fig.9 trabajando de manera distinta, ya que en una es posible transmitir los esfuerzos solicitantes en ambas direcciones mientras que la otra solo lo hace hacia donde se encuentran los nervios.

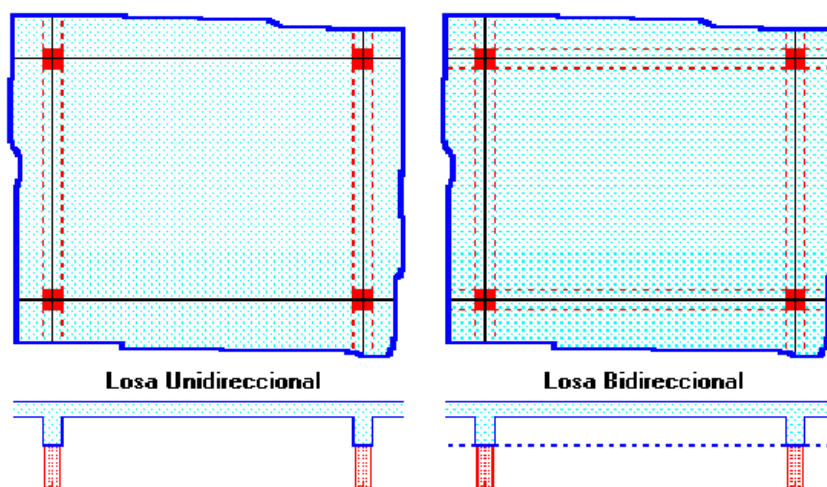


Fig. 9 Tipos de losas

Ref. www.publiespe.espe.edu.ec

En este capítulo se desarrollara paso a paso la resolución de las losas mencionadas.

2.4.1. Losa maciza armada en una dirección.

La losa armada en una dirección se considera como una serie de vigas rectangulares contiguas de altura igual a la de la losa h y ancho unitario.

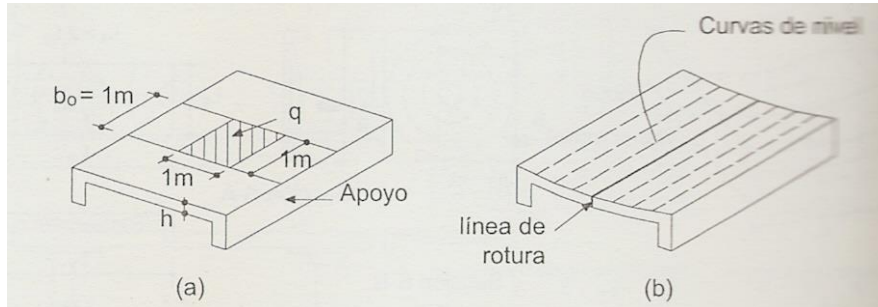


Fig. 10 Losa Armada en una dirección

Ref. Apunte de Hormigón Armado y Pretensado Cap. 18 Pág.6

- a) Obtener la luz de cálculo para la cual se determinarían los momentos flectores.

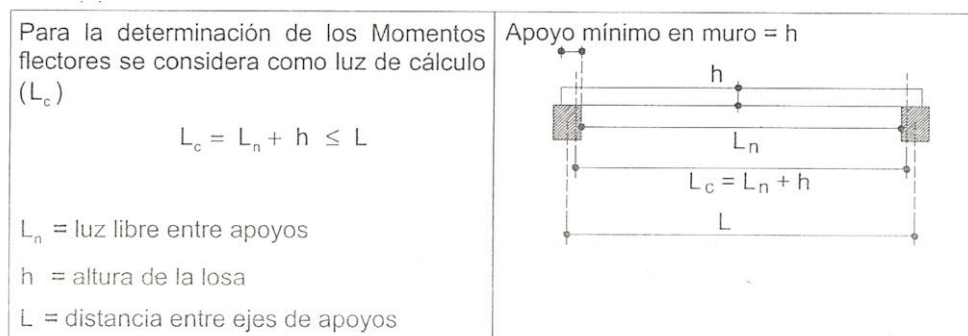


Fig. 11 Luz libre entre apoyos en losa

Ref. Apunte de Hormigón Armado y Pretensado Cap. 18 Pág.7

- b) Determinar la carga última que solicita a la losa según la combinación de carga vista al comienzo de este capítulo.
- c) El Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005 propone alturas mínimas si no se realizan verificaciones de deformaciones.

Tabla 4 Espesores mínimos de losa en una dirección

Losas macizas armadas en una dirección y simplemente apoyadas	$h > L_c / 20$
Losas macizas armadas en una dirección y un extremo continuo	$h > L_c / 24$
Losas macizas armadas en una dirección y dos extremos continuos	$h > L_c / 28$
Losas macizas armadas en una dirección y en voladizo	$h > L_c / 10$

Ref. Apunte de Hormigón Armado y Pretensado Cap. 18 Pág.7

$h = d + r$ Donde r es el recubrimiento, aproximadamente 2 cm.

d) Con el Momento flector último se dimensiona la armadura de acero de con la siguiente fórmula.

$$Mu = \frac{q_u \cdot l_c^2}{8}$$

$$K_r = \frac{M_u}{B \cdot d^2 \cdot f'_c} \rightarrow K_z \qquad A_s = \frac{M_u}{K_z \cdot d \cdot \phi \cdot f_y}$$

e) El Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005 establece la separación máxima entre las barras de la armadura principal.

$$s_{\max} \left\{ \begin{array}{l} \leq 2,5 \cdot h \\ \leq 25 \cdot \phi \\ \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

f) Por último se verifica al corte, de tal manera que no se deba utilizar armadura de estribo, verificando solamente con la resistencia al corte del hormigón.

$$V_u = q_u \cdot l$$

$$V_u \leq \phi_v \cdot V_c \rightarrow \text{Si toda la armadura llega al apoyo}$$

$$V_u \leq \frac{2}{3} \cdot \phi_v \cdot V_c \rightarrow \text{Si el 50\% de la armadura llega al apoyo}$$

$$\text{Siendo } \phi_v = 0,75$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

2.4.2. Losa maciza armada en dos direcciones.

El siguiente dibujo muestra las curvas de nivel y las líneas de rotura de la losa cuando es armada en dos direcciones.

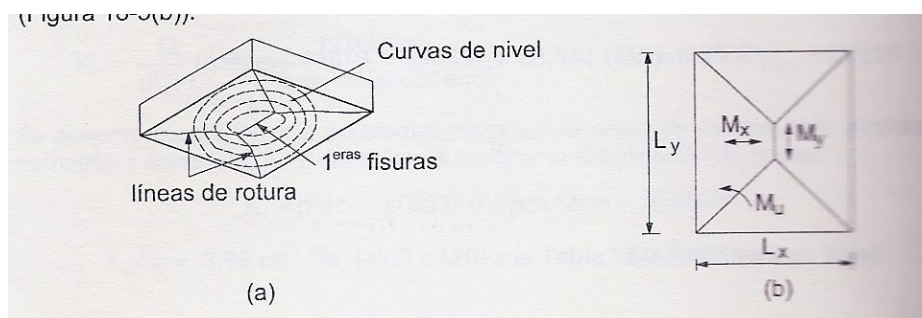


Fig. 12 Curvas de Nivel y línea de rotura en losa armada en dos direcciones

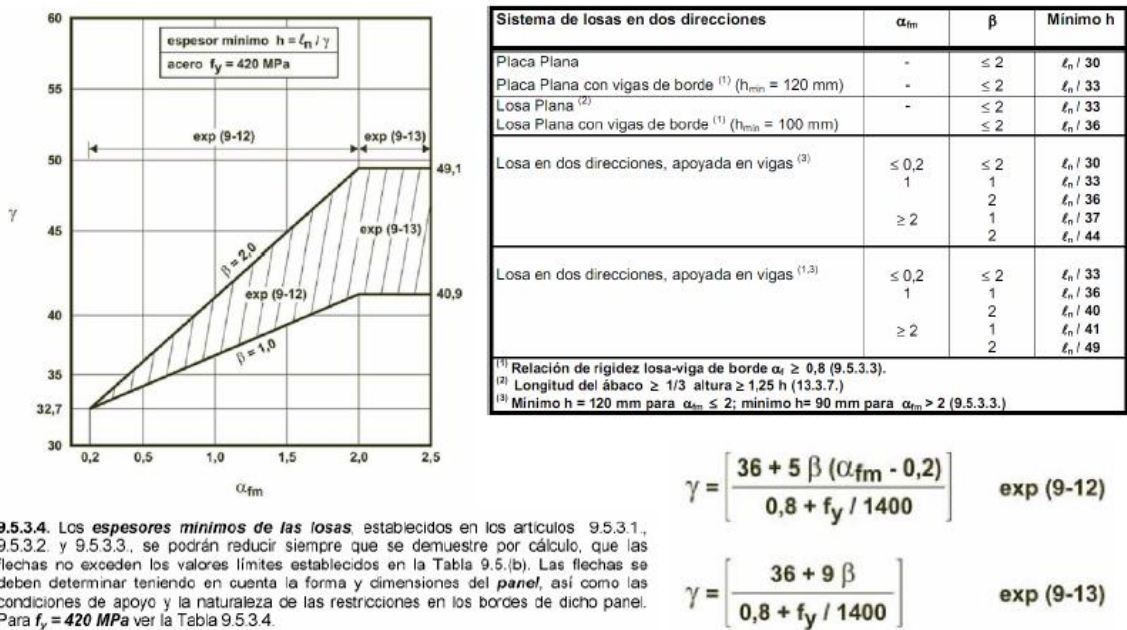
Ref. Apunte de Hormigón Armado y Pretensado Cap. 18 Pág.12

Los procedimientos para su dimensionado y verificación a las solicitaciones se desarrollan a continuación.

a) Primero es necesario conocer el tipo de apoyo que tiene la losa, ya que el método de Marcus es el utilizado para determinar sus momentos flectores en los apoyos y en el tramo. Para ello tiene en cuenta el uso y destino de la misma, luces de las losas adyacentes y la situación de bordes reales.

b) Se deben conocer los pesos tanto de carga muerta como viva que se encuentran sobre la losa, para ello el Nuevo Reglamento CIRSOC 101 detalla específicamente que es considerado como carga permanente y sobrecarga y designa los pesos por unidad de metros cuadrados o cúbicos para determinar el peso al que estará sometida la losa.

c) Una vez determinado los pesos a los cuales estar sometida la estructura, se determina el dimensionado de la misma, para ello se ha tenido en cuenta las formulas propuestas por el Libro de Hormigón Armado, las cuales están en función de las luces y de la dirección del armado. A continuación se adjuntan las tablas que estipulan la altura de la losa para distintos tipos de bordes. Cabe mencionar que la altura obtenida a través de estas tablas considera el recubrimiento por encima de las armaduras, por lo cual se le debe restar y trabajar con la altura “d” para la determinación de la armadura.



9.5.3.4. Los **espesores mínimos de las losas**, establecidos en los artículos 9.5.3.1., 9.5.3.2. y 9.5.3.3., se podrán reducir siempre que se demuestre por cálculo, que las flechas no exceden los valores límites establecidos en la Tabla 9.5.(b). Las flechas se deben determinar teniendo en cuenta la forma y dimensiones del **panel**, así como las condiciones de apoyo y la naturaleza de las restricciones en los bordes de dicho panel. Para $f_y = 420$ MPa ver la Tabla 9.5.3.4.

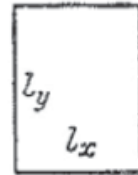
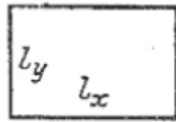
Fig. 13 Espesores mínimos para losas armadas en dos direcciones

Ref. Apunte de Diseño de Hormigón Armado y Pretensado.

d) Luego se procede a determinar las cargas mayoradas a las que se ve afectada la losa, para ello el Reglamento CIRSOC 201 Edición 2005 propone una serie de combinaciones en la cual considera distintas fuerzas que pueden estar presentes en la estructura, se propone utilizar las siguientes combinaciones, ya que solo se consideran las fuerzas que actúan perpendicular al plano. Luego se elige las más desfavorables de ambas combinaciones.

El método de Marcus propone valores n_x y n_y según el tipo de apoyo y con ellos determina los momentos en los apoyos. Para obtener estos valores es necesario conocer la relación entre las luces tal como muestra el ejemplo en las tablas:

$$\varepsilon = l_y / l_x$$



e) Después de calcular los momentos M_x y M_y se utiliza el mayor de los dos para el dimensionado de la armadura.

$$K_r = \frac{M_u}{B \cdot d^2 \cdot f'_c} \rightarrow K_z \quad A_s = \frac{M_u}{K_z \cdot d \cdot \phi \cdot f_y}$$

f) Para determinar la armadura de tramo, se utiliza la fórmula del momento flector en el centro de la losa:

$$M_u = -\frac{1}{8} \cdot q_u \cdot l^2$$

Con el momento último, se dimensiona la armadura necesaria. Luego se realiza un diagrama de línea de influencia para conocer el alcance hasta donde colocar esta armadura y a partir del mismo se puede reducir hasta la armadura de los apoyos.

g) Por último se debe verificar al corte. Para no colocar armadura de estribos en losas, la Resistencia requerida a corte por metro deberá ser menor o igual que la Resistencia de diseño por metro aportada por el Hormigón.

$$V_u = q_u \cdot l$$

$$V_u \leq \phi_v \cdot V_c \rightarrow \text{Si toda la armadura llega al apoyo}$$

$$V_u \leq \frac{2}{3} \cdot \phi_v \cdot V_c \rightarrow \text{Si el 50\% de la armadura llega al apoyo}$$

$$\text{Siendo } \phi_v = 0,75$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

2.4.3. Losa nervuradas armada en unadirección.

Se la utiliza en reemplazo de la losa maciza cuando el peso propio de esta última se hace considerable

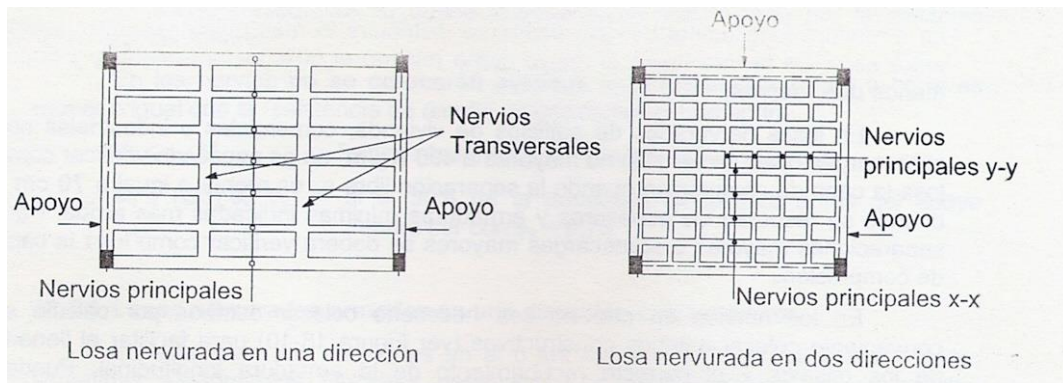


Fig. 14 Nervios en losas Nervuradas

Ref. Apunte de Hormigón Armado y Pretensado Cap. 18 Pág.19

Los nervios principales pueden estar en una o dos direcciones resultando en consecuencia losas nervuradas armadas.

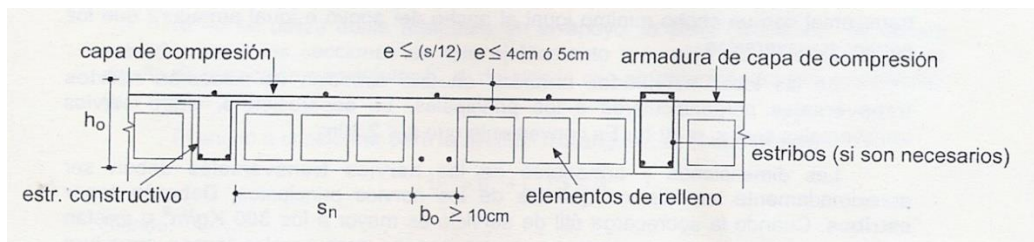


Fig. 15 Corte transversal de losa nervurada

Ref. Apunte de Hormigón Armado y Pretensado Cap. 18 Pág.19

El Nuevo Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005 posee prescripciones reglamentarias y recomendaciones de diseño que se detallan a continuación.

- Ancho mínimo del nervio $b_0 = 10cm$
- Altura Total $h_0 \leq 3,5.b_0$
- Separación libre entre nervios $s_n \leq 80cm$
- Espesor de la capa de compresión $4cm < e < s_n / 12$
- La capa de compresión llevará armadura mínima transversal $\rho_{min} = 0,0018$
- Recubrimiento mínimo r $r = 2cm$

A continuación se desarrolla los procedimientos de cálculos.

- a) Determinar las superficies totales y de relleno.

$$S_T = (s_n + b_0).h_0$$

$$S_v = s_n.(h_0 - e)$$

b) Para el análisis de carga se debe obtener el volumen de hormigón que ocupa en la losa nervurada, para ello se procede a obtener las siguientes variables.

$$A_m = (s_n + b_0).l_y$$

$$V_t = A_m.h_0$$

$$V_r = (l_y - b_0).s_n.(h_0 - e)$$

$$V_{H^o} = V_t - V_r$$

$$\text{Peso del Hormigón} = V_{H^o}.\gamma$$

$$\text{Peso del relleno} = n^o.peso$$

$$P_T = \text{Peso del Hormigón} + \text{Peso del relleno}$$

$$q_D = P_T / A_m$$

c) Se determinan los momentos flectores y esfuerzos de cortes últimos obtenidos del modelo estructural para el apoyo y el tramo. Cabe mencionar que se debe tomar la carga última distribuida como:

$$q_{um} = (s_n + b_0).q_u \quad \text{Siendo la carga distribuida sobre el nervio.}$$

d) Se verifica la dimensión del apoyo calculando su armadura con el uso de las siguientes fórmulas:

$$K_r = \frac{M_u}{B*d^2*f'c} \rightarrow K_z \quad A_s = \frac{M_u}{K_z*d*\phi*f_y}$$

e) Para la verificación del tramo, se debe calcular la armadura que va en la capa de hormigón.

$$M_{uplaca} = \frac{q_u.(s_n + b_0)}{8}$$

$$K_r = \frac{M_{uplaca}}{B*d^2*f'c} \rightarrow K_z \quad A_s = \frac{M_{uplaca}}{K_z.d.\phi.f_y}$$

f) Verificación a corte

$$V_{uplaca} = q_u \cdot \frac{s_n + b_0}{2}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} . b_w . d$$

$$V_u < 0,75.V_c$$

g) Verificación del nervio como viga T

✓ Al corte

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$SI V_u > V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{0,75} - V_c$$

$$A_{est} = \frac{V_s}{d \cdot f_y}$$

✓ A Momento flector y armadura longitudinal

Se toma el b efectivo, siendo este el menor entre:

$$b_{ef} \left\{ \begin{array}{l} 16 \cdot e + b_0 \\ s_{n1}/2 + s_{n2}/2 + b_0 \end{array} \right\}$$

$$K_r = \frac{M_u}{b_{ef} \cdot d^2 \cdot f'_c} \rightarrow K_z$$

$$A_s = \frac{M_u}{K_z \cdot d \cdot \phi \cdot f_y}$$

2.4.4. Losa nervurada armada en dos direcciones.

a) Determinar las superficies totales y de relleno.

$$S_T = (s_n + b_0) \cdot h_0$$

$$S_v = s_n \cdot (h_0 - e)$$

b) Para el análisis de carga se debe obtener el volumen de hormigón que ocupa en la losa nervurada, para ello se procede a obtener las siguientes variables.

$$A_m = (s_n + b_0) \cdot l_y$$

$$V_t = A_m \cdot h_0$$

$$V_r = (l_y - b_0) \cdot s_n \cdot (h_0 - e)$$

$$V_{H^o} = V_t - V_r$$

$$\text{Peso del Hormigón} = V_{H^o} \cdot \gamma$$

$$\text{Peso del relleno} = n^o \cdot \text{peso}$$

$$P_T = \text{Peso del Hormigón} + \text{Peso del relleno}$$

$$q_D = P_T / A_m$$

c) Se determinan los momentos flectores y esfuerzos de cortes últimos obtenidos del modelo estructural para el apoyo y el tramo. Cabe mencionar que se debe tomar la carga última distribuida como:

$$q_{um} = (s_n + b_0) \cdot q_u \quad \text{Siendo la carga distribuida sobre el nervio.}$$

d) Se calculan los momentos flectores y cortes últimos en cada eje usando los coeficientes de Marcus. Debido a que la losa trabaja en dos direcciones se tienen esfuerzos en ambas direcciones que viajan por los nervios. Los momentos flectores sirven para el dimensionado de la armadura de los nervios.

e) Se verifica los nervios como viga T en la dirección x e y.

✓ Al corte

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d_y$$

$$SI \ V_{uy} > V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{0,75} - V_c$$

$$A_{est} = \frac{V_s}{d_y \cdot f_y}$$

✓ Al momento

$$b_{ef} \left\{ \begin{array}{l} 16 \cdot e + b_0 \\ s_{n1}/2 + s_{n2}/2 + b_0 \end{array} \right\}$$

$$K_r = \frac{M_{uy}}{b_{ef} \cdot d_y^2 \cdot f'_c} \rightarrow K_z$$

$$a = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d_y}{0,85 \cdot f'_c} < 5cm \rightarrow \text{rectángulo}$$

$$A_{sy} = \rho \cdot b_{ef} \cdot d_y$$

2.5 VIGAS

Son elementos estructurales los cuales están sometidos a cargas transmitidas por la losa, cargas linealmente distribuidas, puntuales y el sismo. Para su verificación se propone utilizar según el Nuevo Reglamento C.I.R.S.O.C 103 Edición 2005 el diseño por capacidad, el cual indica lineamientos para obtener estructuras dúctiles, que puedan desarrollar rotulas plásticas cuando son sometidas a esfuerzo flexionales y realizar su dimensionamiento para resistir los demás esfuerzos a partir de la capacidad flexional.

a) Teniendo definidas las dimensiones de la viga y las propiedades de los materiales, se obtienen los valores de momentos flectores y esfuerzos de corte (solicitaciones permanentes y sobrecargas) en los tramos a analizar, para los estados cargas correspondientes. Se describe a continuación en la Fig.16 los diagramas de momentos flectores últimos para las distintas solicitaciones y la envolvente

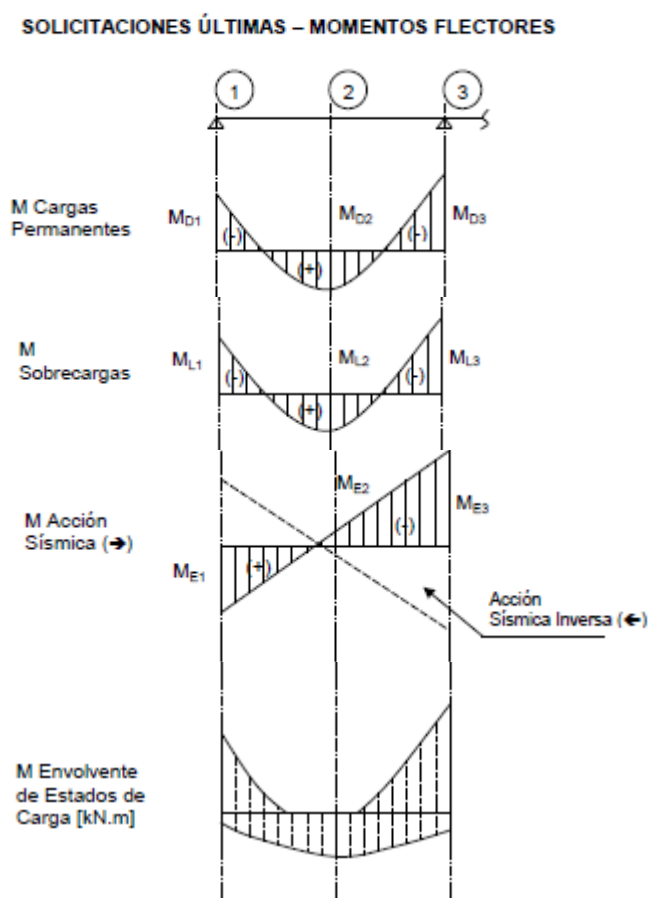


Fig. 16 Diagrama de momentos flectores últimos

Ref. Apunte de Diseño de Hormigón Armado y Pretensado.

Los esfuerzos de corte debido a los efectos sísmicos no se obtienen de un modelo estructural sino que son obtenidos en función de la armadura longitudinal.

2.5.1. Armadura longitudinal.

b) Una vez obtenido los momentos flectores que solicita a la viga, se utilizan los coeficientes de mayoración propuestos por el Nuevo Reglamento C.I.R.S.O.C 103 Edición 2005y para utilizar los momentos

últimos superior e inferior. Con los momentos máximos se calculan las armaduras longitudinales superiores e inferiores.

$$K_r = \frac{M_u}{B * d^2 * f'c} \rightarrow K_z \quad A_s = \frac{M_u}{K_z * d * \phi * f_y}$$

Los valores de K_r , K_z y ϕ se obtienen del Apunte del curso "HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO".

Tabla 5 Valores de Kr y Kz

Kc	Kr	Kz	εs‰	εc‰	φ	ρ% (H20)	ρ% (25)	ρ% (H30)
0,079	0,050	0,966	35,000	3,000	0,900	0,270	0,340	0,410
0,091	0,057	0,961	30,000	3,000	0,900	0,310	0,390	0,470
0,103	0,064	0,956	26,000	3,000	0,900	0,360	0,440	0,530
0,115	0,071	0,951	23,000	3,000	0,900	0,400	0,500	0,600
0,130	0,080	0,945	20,000	3,000	0,900	0,450	0,560	0,670
0,143	0,087	0,939	18,000	3,000	0,900	0,490	0,610	0,740
0,158	0,096	0,933	16,000	3,000	0,900	0,540	0,680	0,810
0,176	0,106	0,925	14,000	3,000	0,900	0,610	0,760	0,910
0,200	0,119	0,915	12,000	3,000	0,900	0,690	0,860	1,030
0,231	0,135	0,902	10,000	3,000	0,900	0,790	0,990	1,190
0,250	0,145	0,894	9,000	3,000	0,900	0,860	1,080	1,290
0,273	0,157	0,884	8,000	3,000	0,900	0,940	1,170	1,410
0,300	0,170	0,873	7,000	3,000	0,900	1,030	1,290	1,550
0,316	0,178	0,866	6,500	3,000	0,900	1,090	1,360	1,630
0,324	0,182	0,862	6,250	3,000	0,900	1,120	1,390	1,670
0,333	0,186	0,858	6,000	3,000	0,900	1,150	1,430	1,720
0,343	0,190	0,854	5,750	3,000	0,900	1,180	1,470	1,770
0,353	0,195	0,850	5,500	3,000	0,900	1,210	1,520	1,820
0,364	0,200	0,845	5,250	3,000	0,900	1,250	1,560	1,880
0,375	0,205	0,841	5,000	3,000	0,900	1,290	1,610	1,940
0,387	0,205	0,835	4,750	3,000	0,874	1,330	1,660	2,000
0,400	0,205	0,830	4,500	3,000	0,854	1,380	1,720	2,060
0,414	0,205	0,824	4,250	3,000	0,833	1,420	1,780	2,140
0,429	0,205	0,818	4,000	3,000	0,812	1,470	1,840	2,210
0,432	0,206	0,817	3,950	3,000	0,808	1,490	1,860	2,230
0,452	0,206	0,808	3,640	3,000	0,782	1,550	1,940	2,330
0,472	0,207	0,800	3,360	3,000	0,759	1,620	2,030	2,430
0,492	0,207	0,791	3,100	3,000	0,737	1,690	2,120	2,540
0,512	0,208	0,782	2,860	3,000	0,717	1,760	2,200	2,640
0,534	0,208	0,773	2,620	3,000	0,697	1,840	2,300	2,750
0,558	0,208	0,763	2,380	3,000	0,678	1,920	2,400	2,880
0,584	0,209	0,752	2,140	3,000	0,658	2,010	2,510	3,010
0,600	0,210	0,745	2,000	3,000	0,650	2,060	2,580	3,100
0,615	0,213	0,739	1,880	3,000	0,650	2,250	2,810	3,380
0,636	0,218	0,730	1,720	3,000	0,650	2,540	3,180	3,810
0,656	0,222	0,721	1,570	3,000	0,650	2,880	3,600	4,320
0,677	0,226	0,712	1,430	3,000	0,650	3,260	4,070	4,890
0,699	0,231	0,703	1,290	3,000	0,650	3,730	4,660	5,600
0,719	0,235	0,694	1,140	3,000	0,650	4,230	5,290	6,350
0,741	0,238	0,685	1,050	3,000	0,650	4,850	6,070	7,280
0,796	0,247	0,662	0,770	3,000	0,650	7,110	8,890	10,670
0,840	0,254	0,643	0,570	3,000	0,650	10,140	12,680	15,220

Ref. Apunte de Hormigón Armado y Pretensado Cap. 7 Pág.6

c) Con respecto a la armadura longitudinal, el Nuevo Reglamento de Construcciones Sismorresistentes C.I.R.S.O.C 103 Edición 2005 parte II establece cinco (5) limitaciones a tener en cuenta para la selección de armadura a colocar en la viga, los puntos que plantea el reglamento son:

- a. En cualquier sección de una viga dentro de una zona de formación potencial de rótulas plásticas la cuantía de la armadura traccionada no deberá ser mayor que el menor de los siguientes valores:

$$\rho_{\max} = \frac{f'c + 10}{6f_y} \text{ o } \rho_{\max} = 0.025$$

- b. En cualquier sección de una viga dentro de una zona de potencial formación de rótulas plásticas el área de la armadura longitudinal comprimida (A'_s) deberá ser al menos igual a la mitad del área de la armadura longitudinal traccionada (A_s). Se exceptúa el caso de secciones de vigas T o L coladas in situ con la losa, cuando la armadura de compresión se ubique dentro de la altura del ala en compresión en una sección sometida a momento positivo.
- c. En cualquier sección de una viga la cuantía de la armadura traccionada calculada usando el ancho del alma no será menor que:

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y}$$

- d. Al menos 1/4 de la mayor de las armaduras longitudinales superiores requeridas en los extremos de vigas deberá continuarse en toda su longitud. Se colocarán al menos 2 barras de diámetro 12 mm de acero ADN 420, como armadura superior e inferior de la viga en toda su longitud.
- e. Al menos el 75 % de la armadura longitudinal, ubicada dentro del ancho del alma de una viga, deberá pasar a través del núcleo de la columna o ser anclada en el mismo. Cuando la cantidad de armadura longitudinal esté controlada por la combinación de cargas gravitatorias sin sismo, sólo se requiere que el 75 % de la armadura requerida para la combinación de carga gravitatoria.

d) Una vez que calculada la armadura necesaria para soportar los momentos flexionales mayorados, se trata de cubrir esta armadura calculada con las barras de acero ADN420 estandarizadas, para ello se utiliza una armadura denominada esqueleto o base, que recorre toda la viga longitudinalmente y se adiciona en los apoyos y en el centro de la viga, armadura de refuerzos en caso de ser necesario.

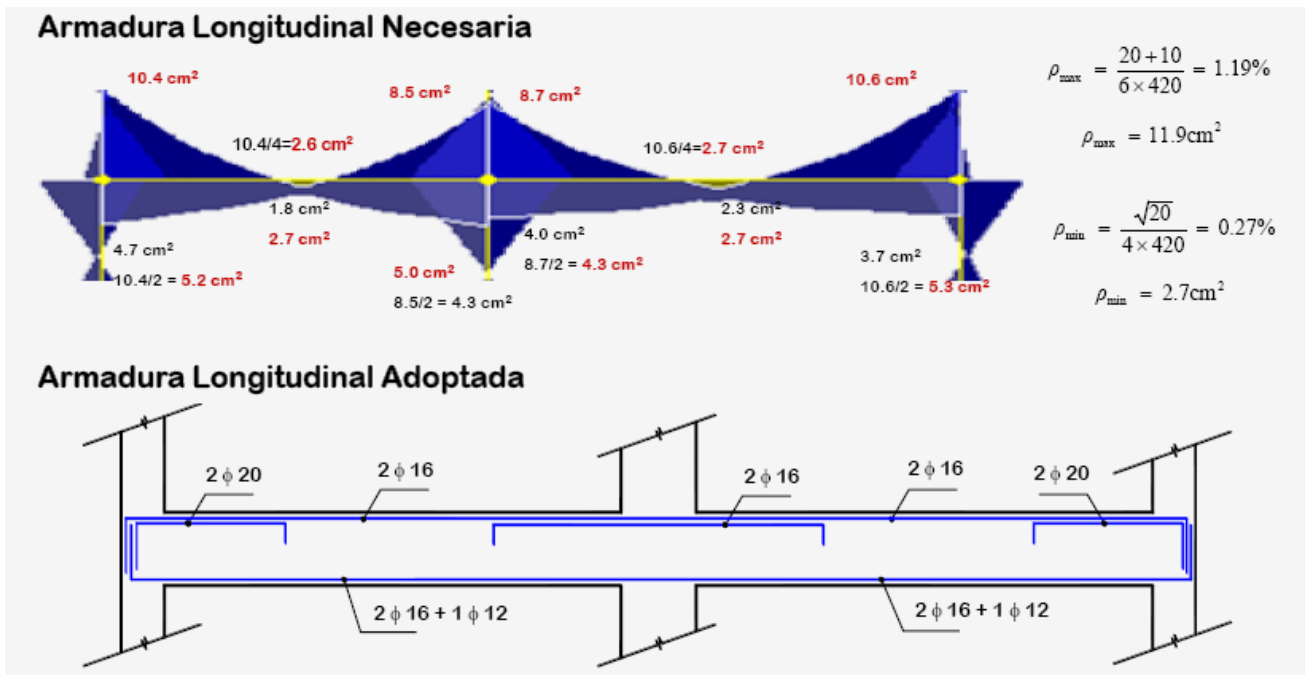


Fig. 17 Armadura longitudinal necesaria

Ref. Apunte de Diseño de Hormigón Armado y Pretensado.

A partir esta sección de acero obtenida se realiza la verificación del corte, se obtiene el momento flector nominal M_n el cual debe ser mayorado por el factor de sobre resistencia del acero ($\lambda = 1,4$) y al dividirlo por la luz del tramo se obtiene el corte debido al sismo en la viga. Este valor del corte debido al sismo en la viga, debe ser combinado con los otros cortes obtenidos por el modelo según las combinaciones propuestas por el Reglamento.

$$M_o = M_n \cdot \lambda = 1,4 \cdot (A_s \cdot (d - r) \cdot f_y)$$

$$V_E^b = \frac{M^A + M^B}{l}$$

$$d = h_b - r$$

r = Recubrimiento

A_s = Armadura de acero de barras estandarizadas

f_y = Tensión de fluencia del acero



Fig. 18 Momento nominal de viga

Ref. Apunte de Diseño de Hormigón Armado y Pretensado.

e) Con los valores máximos de esfuerzos de cortes en el tramo, se discretiza y solo considerando de gran importancia los cortes en los apoyos y en la zona donde se necesite cubrir con densificación. La resistencia al corte de la sección analizada se debe a la suma de la resistencia al corte del acero y del hormigón, sin embargo en las zonas de formación de rotulas plásticas, la contribución a la resistencia al corte del hormigón es nula, ya que este se fisura y no puede aportar resistencia. El Nuevo Reglamento de Construcciones sismorresistentes C.I.R.S.O.C 103 Edición 2005, detalla los requerimientos a tener en cuenta referido a la armadura transversal, principalmente en las zonas de generación de rotulas, el mismo se detalla a continuación:

2.5.2. Armadura transversal en zonas de formación potencial de rótulas plásticas

- Deberán disponerse estribos perpendiculares al eje de la viga de manera que cada barra longitudinal o conjunto de barras en la cara superior e inferior de la viga, estén restringidas para prevenir el pandeo por un codo a 90° de un estribo. Se exceptúan las barras intermedias que estén ubicadas entre dos o más barras que cumplan con el requerimiento anterior y que no disten entre sí más de 200 mm (ver la Figura 2.6.(a)). En el caso en que se utilicen estribos de una rama, deberán anclarse en el núcleo confinado a través de un gancho a 180° de acuerdo con lo establecido en el artículo 7.1.1. Del Reglamento CIRSOC 201-2005.
- El diámetro de los estribos no deberá ser menor que 6 mm de acero ADN 420, y el área de la sección de una rama en la dirección del pandeo potencial de la barra longitudinal, no deberá ser menor que:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b \cdot f_y}{16 \cdot f_{yt}} \cdot \frac{s}{6 \cdot d_b}$$

Siendo $\sum A_b$, la suma de las áreas de las barras longitudinales que se encuentran restringidas, por esa rama, para prevenir el pandeo de acuerdo con lo establecido en el artículo 2.2.7.(a).

Deberá incluirse en $\sum A_b$, el área tributaria de las barras longitudinales exceptuadas en el artículo 2.2.7. (a), Figura 2.6 (a).

Las barras longitudinales cuyo eje se ubique a más de 75 mm de la cara interior del estribo, no necesitan ser consideradas en la determinación del valor de $\sum A_b$ (ver las Figuras 2.6 (b) y (c)).

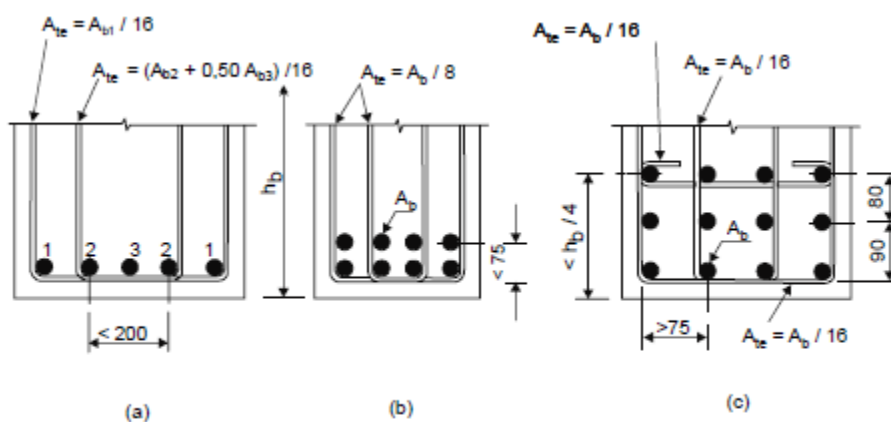


Fig. 19 Disposición y área de la sección de estribos

- c. Si una capa horizontal de barras longitudinales está ubicada a más de **100 mm** de la cara interna de la rama horizontal del estribo adyacente, las barras externas de dicha capa deberán restringirse lateralmente de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.2.7. (b) a menos que la capa se ubique a una distancia superior a un cuarto de la altura de la viga ($h_b / 4$) medido desde el borde comprimido de la sección (ver la Figura 2.6 (c)).
- d. En la zona de formación potencial de rótulas plásticas definida en el artículo 2.2.5. (a) y (b), la separación entre estribos no deberá ser mayor que el menor de los valores siguientes:
 - I. **6** veces el diámetro de la barra longitudinal (**6 db**) de menor diámetro a ser restringida en las capas exteriores.
 - II. **Un cuarto** de la altura útil de la viga (**d / 4**).

En el caso definido en el artículo 2.2.5(a), el primer estribo en una viga deberá ubicarse tan cerca como sea posible a los estribos de las columnas y no deberá estar alejado más de **50 mm** de la cara de la columna.

- e. En zonas de formación potencial de rótulas plásticas definidas en el artículo 2.2.5.(c) la separación de estribos no deberá superar:
 - I. **10** veces el diámetro de la barra longitudinal (**10 db**) de menor diámetro, en compresión.
 - II. **Un tercio** de la altura útil (**d / 3**) de la viga.

En este caso el área de los estribos podrá no satisfacer la expresión (2.2-10). Cuando la zona de formación potencial de rótulas plásticas definida en el artículo 2.2.5.(c), se superponga con las definidas en los artículos 2.2.5.(a) o (b), la separación y área de los estribos deberán cumplir los requerimientos de los artículos 2.2.5.(a) o (b) respectivamente.

- f. Se admite que los estribos que responden al presente artículo contribuyen, además, a la resistencia al corte de la viga.
 - f) Una vez obtenida las armaduras transversales, se calcula la resistencia al corte aportada por el acero, la cual debe ser sumada a la resistencia al corte aportada por el hormigón en zonas que no se produzcan las rotulas plásticas. La resistencia nominal debe ser mayor o igual que la resistencia ultima que hay en esa sección analizada.

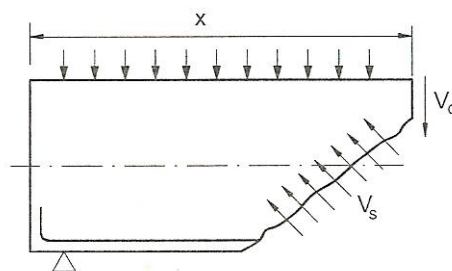


Fig. 20 Resistencia al corte del hormigón y del acero

Ref. Apunte de Hormigón Armado y Pretensado Cap. 11 Pág.9

$$\phi(V_s + V_c) \geq V_u$$

$$\phi = 1$$

$$V_s = \frac{A_{ve} \cdot d}{s} \cdot f_y$$

$$v_b = (0,07 + 10 \cdot \rho_w) \cdot \sqrt{f'_c} \leq 0,20 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$V_b = v_b \cdot d \cdot b$$

g) Por último se realizan los controles correspondientes que establece el Nuevo Reglamento C.I.R.S.O.C 103 Edición 2005, los cuales hacen referencia a la tensión de corte y al uso de armadura de corte diagonal.

2.5.3. Diseño de la armadura transversal de corte

1. La separación máxima entre estribos no deberá ser mayor que:
 - a) **0,50 d o 600 mm**
 - b) Cuando $(V_n - V_c) > 0,07 f'_c$: **0,25 d o 300 mm**
2. En las secciones críticas de formación potencial de rótulas plásticas, donde debido a la reversibilidad de las solicitaciones sísmicas, las armaduras (superior e inferior) puedan estar sujetas a fluencia por tracción, deberá satisfacerse:
 - a) La tensión nominal total de corte (V_n) no deberá exceder **0,16 f'_c o $0,85 \cdot \sqrt{f'_c}$**
 - b) Cuando la tensión nominal total de corte exceda **$0,25 \cdot (2 + r) \cdot \sqrt{f'_c}$** deberá proveerse armadura de corte diagonal en el alma de la viga en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, en una o ambas direcciones para resistir un esfuerzo de corte, dado por la siguiente expresión:

$$V_{di} = 0,70 \cdot \left(\frac{V_n}{\sqrt{f'_c}} + 0,40 \right) \cdot (-r) \cdot V_n$$

Donde V_{di} sólo necesita considerarse cuando $-1,00 \leq t \leq -0,20$, teniendo en cuenta la reversibilidad de los esfuerzos de corte.

- c) Cuando se requiera armadura diagonal, deberá extenderse una distancia no menor que la altura útil (**d**) de la viga, medida desde la cara del apoyo o desde la sección transversal donde pueda esperarse la fluencia de las armaduras longitudinales de ambas caras debido a la reversibilidad de las solicitaciones.
- d) Cuando se determine la armadura de corte sólo podrá incluirse la armadura diagonal que trabaja en tracción para prevenir una falla por tracción diagonal.

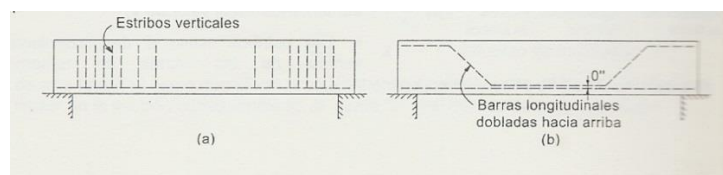


Fig. 21 Estribos diagonales

Ref.Apunte de Hormigón Armado y Pretensado Cap. 11 Pág.12

2.6 COLUMNAS

La columna se encuentra sometida principalmente a esfuerzos de compresión o tracción y momentos flectores. Gracias al Hormigón es capaz de soportar grandes esfuerzos de compresión, sin embargo a causa del momento flector, impuesto en mayor consideración por el esfuerzo horizontal del sismo, se debe utilizar diagramas de interacción para determinar las cuantías necesarias para su correcto funcionamiento frente a ambas sollicitaciones.

a) Conocida las propiedades de los materiales y establecidas las dimensiones de las columnas, las cuales se encuentran limitadas por el Nuevo Reglamento C.I.R.S.O.C 103 Edición 2005, se determinan los esfuerzos que afectan a dicha estructura realizando un modelo estructural, del cual son necesario conocer los momentos flectores los esfuerzos de corte debido al sismo, los esfuerzos axiales para carga permanentes y sobrecarga. Para obtener los momentos últimos es necesario conocer dos factores que se detallan en el Reglamento.

Factor de Sobreresistencia flexional de la viga para cada uno de los sentidos del sismo

$$\phi_b^o = \sum \frac{M_b^o}{M_E^b} = \sum \frac{\lambda_0 M_n^b}{M_E^b} = \frac{1,4 \cdot f_y \cdot A_s}{M_E^b}$$

Donde M_E^b en el momento flector de la viga debido al Sismo.

Factor de amplificación dinámica

a. Pórticos Planos:

$$1,30 \leq \omega = 0,60T_1 + 0,85 \leq 1,80$$

Para columnas del último piso y en la sección inferior de las columnas del primer piso, deberá tomarse $\omega = 1,00$.

b. Pórticos Espaciales:

$$1,50 \leq \omega = 0,50T_1 + 1,10 \leq 1,90$$

En las columnas del último piso y en la sección inferior de las columnas del primer piso, deberá tomarse $\omega = 1,10$.

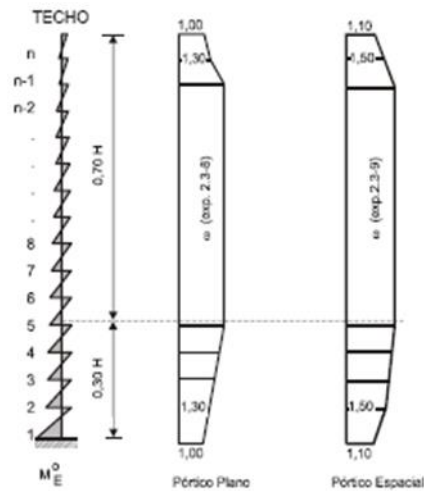


Fig. 22 Factor de amplificación dinámica

Ref.Reglamento Argentino Para Construcciones Sismorresistentes parte II Cap.2 Pág.26

Una vez calculados ambos factores, es posible determinar el momento último que afecta a la columna con la siguiente fórmula:

$$M_u = \phi_b^o \cdot \omega \cdot M_E^c - 0,30 \cdot h_b \cdot V_u$$

Donde h_b es la altura de la viga y V_u se obtiene de la siguiente formula.

$$V_u = 1,30 \cdot \phi_b^o \cdot V_E^c \text{ Para pórticos planos}$$

$$V_u = 1,60 \cdot \phi_b^o \cdot V_E^c \text{ Para pórticos espaciales}$$

$$V_u = (M_c^o \text{ base} + M_c^o \text{ capitel}) / L_n \text{ En el primer piso para pórticos planos y espaciales.}$$

$$V_u = (M_c^o + M_u) / L_n \rightarrow M_c^o = \left\{ \lambda_0 + 2 \left(\frac{P_u}{f_c' \cdot A_g} - 0,10 \right)^2 \right\} M_n^c \text{ Previendo formación de rotulas en}$$

uno de los extremos.

El Nuevo Reglamento C.I.R.S.O.C 103 Edición 2005 considera que si la carga axial de diseño a la compresión es menor que un cierto valor, se puede reducir el momento último con un coeficiente R_m , expresando:

$$M_{u \text{ red}} = R_m (\phi_b^o \cdot \omega \cdot M_E^c - 0,30 \cdot h_b \cdot V_u)$$

$$\text{Cuando } P_u < 0,10 \cdot f_c' \cdot A_g$$

Tabla 6 Factor de reducción de momento Rm

ω^*	$P_u / (f'_c A_g)$										
	-0,150	-0,125	-0,100	-0,075	-0,050	-0,025	0,00	0,025	0,050	0,075	0,100
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,10	0,85	0,86	0,88	0,89	0,91	0,92	0,94	0,95	0,97	0,98	1,00
1,20	0,72	0,75	0,78	0,81	0,83	0,86	0,89	0,92	0,94	0,97	1,00
1,30	0,62	0,65	0,69	0,73	0,77	0,81	0,85	0,88	0,92	0,96	1,00
1,40	0,52	0,57	0,62	0,67	0,71	0,76	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00
1,50	0,44	0,50	0,56	0,61	0,67	0,72	0,76	0,83	0,89	0,94	1,00
1,60	0,37	0,44	0,50	0,56	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
1,70	0,31	0,38	0,45	0,52	0,59	0,66	0,73	0,79	0,86	0,93	1,00
1,80	0,30	0,33	0,41	0,48	0,56	0,63	0,70	0,78	0,85	0,93	1,00
1,90	0,30	0,30	0,37	0,45	0,53	0,61	0,68	0,76	0,84	0,92	1,00
	TRACCIÓN						COMPRESIÓN				

* ω es el valor del factor de amplificación dinámica aplicable a la sección de la columna considerada

Ref. Reglamento Argentino Para Construcciones Sismorresistentes parte II Cap.2 Pág.29

b) Para determinar los esfuerzos axiales inducidos por el esfuerzo del sismo en dirección horizontal, que deben considerarse con las demás cargas gravitatorias mediante el uso de las combinaciones de carga que establece el Nuevo Reglamento C.I.R.S.O.C 103 Edición 2005.

$$P_E^0 = R_v \sum V_{Eb}^0$$

Siendo $\sum V_{Eb}^0$ la suma de los esfuerzos de corte inducidos en las vigas por encima del nivel considerado y R_v es el factor de reducción.

Tabla 7 Factor de reducción de carga axial Rv

Nº de pisos por encima del nivel considerado	Factor de amplificación dinámica ω					
	1,30 o menor	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90
2	0,97	0,97	0,96	0,96	0,96	0,95
4	0,94	0,94	0,93	0,92	0,91	0,91
6	0,91	0,90	0,89	0,88	0,87	0,86
8	0,88	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81
10	0,85	0,84	0,82	0,80	0,79	0,77
12	0,82	0,81	0,78	0,76	0,74	0,72
14	0,79	0,77	0,75	0,72	0,70	0,67
16	0,76	0,74	0,71	0,68	0,66	0,63
18	0,73	0,71	0,68	0,64	0,61	0,58
20 o más	0,70	0,68	0,64	0,61	0,57	0,54

Ref. Reglamento Argentino Para Construcciones Sismorresistentes parte II Cap.2 Pág.29

c) Los esfuerzos axiales últimos se obtienen de las combinaciones vistas al comienzo del capítulo.

d) Con estos esfuerzos últimos, es posible ingresar a los ábacos de diagramas de interacción para obtener las cuantías correspondientes para el dimensionado de la sección de acero de la columna. Para utilizar los ábacos se debe conocer las propiedades de los materiales y el coeficiente γ que es la relación entre la altura útil de la viga, restándole los recubrimientos a cada extremo y la altura total de la viga. Con la

armadura adoptada se calcula el momento nominal en la base de la estructura, el cual es necesario para determinar el corte último en caso de que se prevea la formación de rótulas plásticas en uno de los extremos de la columna de los primeros pisos.

El Nuevo Reglamento C.I.R.S.O.C 103 Edición 2005 adopta una carga máxima de diseño en compresión la cual no deberá ser superada por la compresión última que afecta a la estructura.

$$P_u \leq 0,70 \cdot \phi \cdot P_n$$

$$P_n = \alpha_1 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$$

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,004 (f'_c - 55)$$

2.6.1. Armadura Longitudinal

El Nuevo Reglamento C.I.R.S.O.C 103 Edición 2005 establece parámetros a cumplir referidos a la armadura longitudinal de la columna, los cuales se detallan a continuación:

- El área de la armadura longitudinal no será menor que **0,008 A_g** , el número mínimo de barras longitudinales será de **6** en una disposición circular y **4** en una rectangular.
- El área de la armadura longitudinal no será mayor que **18 A_g / f_y** , excepto en la zona de empalme donde el área no deberá superar **24 A_g / f_y** .
- En cualquier fila de barras el diámetro menor de la barra utilizada no deberá ser inferior a **2/3** del diámetro mayor de la barra utilizada (**2/3 d_b**).

2.6.2. Longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas

Para la determinación de la longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas en columnas (**l_p**), se deberá tener en cuenta la amplificación dinámica y la sobrerresistencia en la sección transversal extrema. La amplificación dinámica modifica la posición del punto de inflexión y consecuentemente la magnitud de los momentos extremos.

La longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica en columnas (ver la Figura 2.15.), medida desde la cara de la viga, se determinará de acuerdo con lo siguiente:

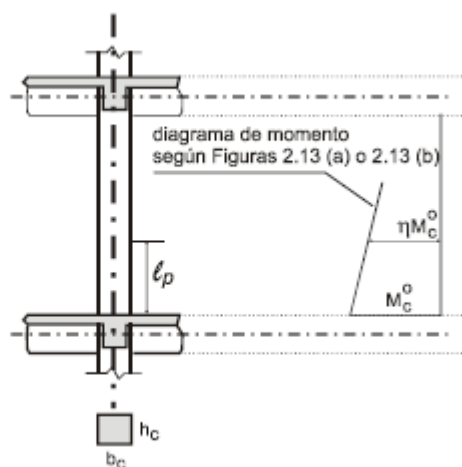


Fig. 23 Longitud de formación de rótula plástica

2.6.3. Armadura transversal:

La armadura transversal en columnas deberá disponerse de la siguiente manera:

Cuando se usen estribos rectangulares con o sin estribos suplementarios de una rama:

- El área total efectiva de estribos y estribos suplementarios de una rama, en cada una de las direcciones principales de la sección transversal, no será menor que el mayor valor obtenido de la expresión (2.2-10) o (2.3-18) donde:

$$A_{sh} = \frac{(1,30 - \rho_t \cdot m) \cdot s \cdot h''}{3,30} \cdot \frac{A_g}{A_c} \cdot \frac{f_c'}{f_{yt}'} \cdot \frac{P_u}{\phi \cdot f_c' \cdot A_g}$$

Donde A_g / A_c no deberá ser menor que 1,20 y ρ_t no deberá tomarse mayor que 0,40.

- La separación vertical entre capas de estribos, no deberá exceder el menor valor entre 1/4 de la menor dimensión lateral de la sección y 6 veces el diámetro de la barra longitudinal (6 db) que restringe.
- Cada barra longitudinal (o conjunto de barras) deberá estar restringida lateralmente por la esquina de un estribo cerrado o por un estribo suplementario de una rama, con excepción de los dos casos siguientes:

2.6.4. Resistencia al corte

La contribución del hormigón a la resistencia al corte deberá determinarse a partir de la tensión de corte básica V_b , de acuerdo con lo siguiente:

- ✓ En las zonas críticas de columnas, sólo se tendrá en cuenta la contribución del hormigón para la resistencia al corte si el esfuerzo axial de diseño P_u genera una tensión de compresión mínima igual a $0,10 f_c'$ referida al área bruta A_g , en cuyo caso:

$$v_c = 4 \cdot v_b \cdot \sqrt{\frac{P_u}{f_c' \cdot A_g} - 0,10}$$

$$v_b = (0,07 + 10 \cdot \rho_w) \cdot \sqrt{f_c'} \leq 0,20 \cdot \sqrt{f_c'}$$

Diseño de la armadura de corte La separación máxima entre estribos deberá cumplir con:

- Cuando $(P_u / A_g) \leq 0,12 f_c'$: Como en vigas
- Cuando $(P_u / A_g) > 0,12 f_c'$: $0,75 h_{co}$ 600 mm

Capítulo III - EJEMPLOS PRÁCTICOS RESUELTOS PASO A PASO.

En este capítulo se desarrollaran ejemplos prácticos resueltos manualmente con el fin de comparar resultados obtenidos en el capítulo posterior utilizando las planillas de cálculos.

Se desarrolla la resolución paso a paso de los elementos estructurales mencionados anteriormente.

3.1. Zapata Corrida con viga central.

Se desarrolla un ejemplo práctico del elemento estructural mencionado

a) Datos

$$\sigma_{adm} = 35tn / m^2 \quad P_D = 39,8tn \quad P_L = 7tn$$

b) Una vez determinada las cargas solicitantes en la estructura, conociendo las propiedades de los materiales y la tensión del suelo, se procede a determinar el área de la zapata

$$A_{req} = \frac{39,8tn + 7tn}{35tn / m^2} = 1,34m^2$$

Tomando una longitud de 1 metro de desarrollo, se obtienen una base necesaria de 1.34m

c) Se propone las dimensiones de la zapata y se determinan el voladizo

$$l = \frac{1.34m - 0.35m}{2} = 0.67m$$

d) Se calcula la altura de la zapata que debe estar entre los siguientes límites:

$$d_0 \geq \frac{l}{4} = \frac{0.67m}{4} = 0.34m$$

$$d_0 = d_{min} + \frac{l}{2} * \tan(40^\circ) = 0.15m + \frac{0.67m}{2} * \tan(40^\circ) = 0.71m$$

Adoptando una altura de 100 cm con un recubrimiento de 5cm, se obtiene una altura útil de 0.95m.

e) Calculamos los esfuerzos solicitantes, como la tensión, la carga distribuida y el momento para la base

$$\sigma^* = \frac{67.62tn}{1m * 0.67m} = 50.5tn / m^2$$

$$q = 135.2tn / m^2 * 1m = 50.5tn / m$$

$$M_y = \frac{135.2tn / m * (0.67m)^2}{2} = 11.3tnm$$

f) La armadura de la base se obtiene como

$$K_r = \frac{M_u}{b_0 \cdot h^2 \cdot f_c'} = \frac{11.3 \text{tnm}}{1\text{m} \cdot (0.95\text{m})^2 \cdot 2000 \text{tn} / \text{m}^2} = 0,006 \rightarrow K_z = 0,966$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{11.3 \text{tnm}}{0,9 \cdot 0,966 \cdot 42000 \text{tn} / \text{m}^2 \cdot 0.95\text{m}} = 3.27 \text{cm}^2$$

$$A_s = 10 \frac{\pi (1\text{cm})^2}{4} = 7.85 \text{cm}^2$$

g) Para la verificación al corte se calcula el corte máximo como una ménsula, tal que:

$$V_u = l_y' \cdot l_x \cdot \sigma^* = 1\text{m} \cdot 0.25\text{m} \cdot 135.2 \text{tn} / \text{m}^2 = 33.5 \text{tn}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{20 \text{KN} / \text{m}^2} \cdot 0.65\text{m} \cdot 0.95\text{m} = 47.5 \text{tn}$$

$$33.5 \text{tn} < 47.5 \text{tn} \cdot 0.75 = 35.6 \text{tn}$$

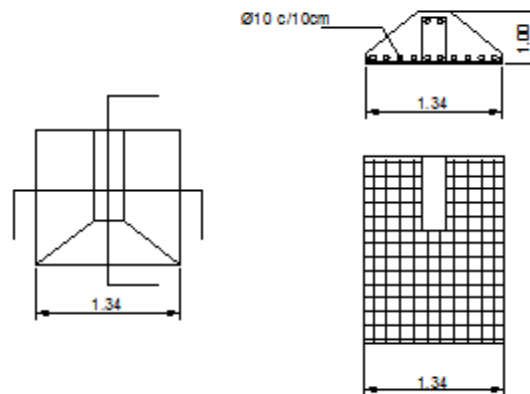


Fig. 24 Detalle de armado de zapata aislada

3.2. Pilote Excavado

a) Datos

$$\text{Estrato 1} \quad z = 6m \quad \gamma = 1,83tn / m^2 \quad \varphi = 23^\circ \quad C_u = 2,7 \quad \phi = 0,7m \quad \alpha = 0,91$$

$$\text{Estrato 2} \quad z = 12m \quad \gamma = 0,83tn / m^2 \quad \varphi = 23^\circ \quad C_u = 2,7 \quad \phi = 0,7m \quad \alpha = 0,91$$

b) Usando el perfil de suelo en donde se desarrollaran los pilotes, se calcula la resistencia por fricción en cada estrato utilizando la fórmula de Terzagui.

$$K = 1 - \text{sen}(23^\circ) = 0,61$$

$$Q_{fric} = \left(K \cdot \gamma \cdot \frac{z}{2} \cdot \text{tg}(\varphi) + C_u \cdot \alpha \right) \cdot \pi \cdot \phi \cdot z = \left(0,61 \cdot 1,83tn / m^3 \cdot 3m \cdot \text{tg}(23^\circ) + 2,7tn / m^2 \cdot 0,91 \right) \cdot 6m \cdot \pi \cdot 0,7m = 25,4$$

$$K = 1 - \text{sen}(23^\circ) = 0,61$$

$$Q_{fric} = \left(K \cdot \gamma \cdot \frac{z}{2} \cdot \text{tg}(\varphi) + C_u \cdot \alpha \right) \cdot \pi \cdot \phi \cdot z = \left(0,61 \cdot 0,83tn / m^3 \cdot 6m \cdot \text{tg}(23^\circ) + 2,7tn / m^2 \cdot 0,91 \right) \cdot 12m \cdot \pi \cdot 0,7m = 49$$

$$Q_{fric} = 25,4tn + 49tn = 74,5tn$$

Capacidad de punta

$$z = 18m \quad \gamma = 1,83tn / m^2 \quad \varphi = 25^\circ \quad C_u = 2,7 \quad \phi = 0,7m \quad N_q = 12,72 \quad N_c = 25,12$$

$$q_c = 1,2 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot z \cdot N_q \rightarrow Q_p = (1,2 * 2,7tn / m^2 * 25,12 + 1,83tn / m^3 * 18m * 12,72) \cdot \frac{\pi(0,7m)^2}{4} = 192,6tn$$

$$\text{Coeficiente por fricción} \quad 0,65$$

$$\text{Coeficiente por punta} \quad 0,5$$

$$Q_{ult} = 0,65 \cdot 74,5tn + 0,5 \cdot 192,6tn = 144,7tn$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{1,5} = \frac{192,6}{3} + \frac{74,5}{1,5} = 113,86tn$$

En función del tipo de suelo y la zona sísmica se obtiene el valor del plafón, que es usado en las combinaciones a utilizar. $b = 0,51$

$$1,2D + 1,6L$$

$$1,71D + 0,5L \pm E_h$$

$$0,39D \pm E_h$$

Siendo los esfuerzos que solicitan a la estructura los siguientes:

Esfuerzos		
	Momento	Normal
Permanentes D	10	12
Sobrecarga L	15,2	15
Sismo E -->	4,3	9
Sismo E <--	-3,8	-8,7

Las combinaciones de esfuerzos normales serian:

- $1,2 * 12tn + 1,6 * 15tn = 38,4tn$
- $1,71 * 12tn + 0,5 * 15tn + 9tn = 37tn$
- $1,71 * 12tn + 0,5 * 15tn - 8,7tn = 13,7tn$
- $0,39 * 12tn + 9tn = 19,3tn$
- $0,39 * 15tn - 8,7tn = -4,02tn$

Las combinaciones de los momentos serian:

- $1,20 * 10tnm + 1,6 * 15,2tnm = 36,3tnm$
- $1,71 * 10tnm + 0,5 * 15,2tnm + 4,3tnm = 29tnm$
- $1,71 * 10tnm + 0,5 * 15,2tnm - 3,8tnm = 8,2tnm$
- $0,39 * 10tnm + 4,3tnm = 20,9tnm$
- $0,39 * 10tnm - 3,8tnm = 0,10tnm$

Adoptando una cuantía de 0.01, se obtiene una armadura de acero de 28cm²

$$A_s = 0,005 * \frac{\pi \cdot 0,7m^2}{4} = 19cm^2$$

Proponiendo

Calculo de la Armadura Longitudinal		
Ø [mm]	Nº barras	As [cm ²]
16	10	20

Para el dimensionado del cabezal, se propone el ancho de la viga del cabezal, la altura y la longitud. Todas las dimensiones mencionadas se calculan de la siguiente manera:

- Separación $e = 2,5\phi = 2,5 * 0,7m = 1,8m \rightarrow e_{adop} = 1,5m$
- Ancho de viga $b_0 = 0,3 + \phi = 0,3m + 0,6m = 0,9m$
- Altura de viga $h = e - 0,5b = 1,5m - 0,5 * 0,3 = 1,35m$
- Longitud de viga $l = e + 0,3m + \phi = 1,5m + 0,3m + 0,6m = 2,5m$
- Esfuerzo Horizontal $z = \frac{N_u}{4h} * \left(e - \frac{a^2}{3e} \right) = \frac{38,4tn}{4 * 1,35m} * \left(1,5m - \frac{(0,3m)^2}{1,5m} \right) = 6,2tn$
- Momento Ultimo $M_u = z * h = 6,2tn * 1,35m = 8,37tnm$
- $K_r = \frac{M_u}{b_0 * h^2 * f'_c} = \frac{8,37tnm}{1m * (1,35m)^2 * 2000tn / m^2} = 0,002 \rightarrow K_z = 0,966$
- $A_s = \frac{M_u}{\phi * K_z * f_y * h} = \frac{8,37tnm}{0,9 * 0,966 * 42000tn / m^2 * 1,35m} = 1,7cm^2$

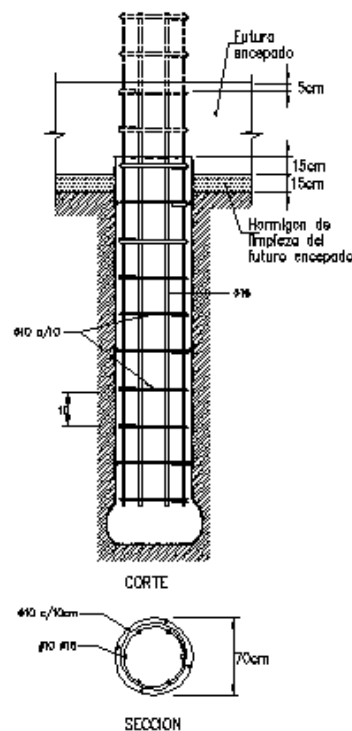


Fig. 25 Detalle de armado de pilote

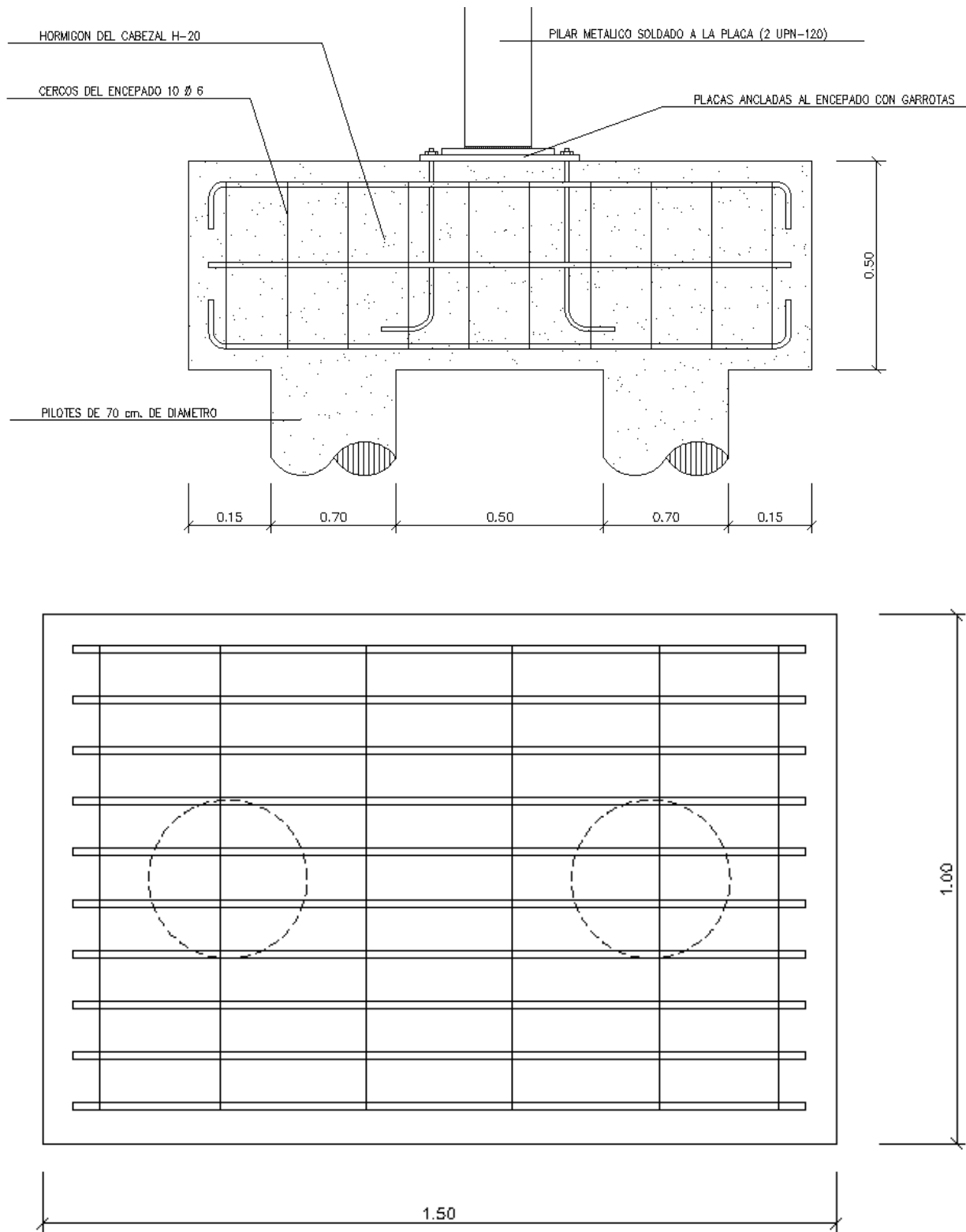


Fig. 26 Detalle de armado de cabezal

3.3. Losa Nervurada Armada en una dirección

Conociendo las dimensiones de la losa y las recomendaciones que realiza el Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005, es necesario adoptar las dimensiones utilizadas en la construcción de la losa.

a) Datos

$$l_x = 0,85m \quad l_y = 2,00m \quad b_0 = 12cm \quad h = 35cm \quad s_n = 80cm \quad \text{Esp. de capa compresión } 5cm \quad r = 3cm$$

b) Se determinan el peso de carga permanente y sobrecarga, para ello se debe determinar cuál es el volumen de hormigón que hay en la losa.

- $Superficie\ total = (s_n + b_0) * h = (80cm + 12cm) * 35cm = 0.322m^2$
- $Superficie\ relleno = s_n * (h - e) = 80cm * (35cm - 5cm) = 0,24m^2$
- $Area\ de\ módulo = (s_n + b_0) * (l_y + s_n) = (12cm + 80cm) * (200cm + 12cm) = 1,95m^2$
- $Volumen\ total = Area\ de\ módulo * h = 1.95m^2 * 0.35m = 0.68m^3$
- $Volumen\ relleno = l_y * s_n * (h - e) = 200cm * 80cm * (35cm - 5cm) = 0.48m^3$
- $Volumen\ hormigon = Volumen\ total - Volumen\ relleno = 0.68 - 0.48 = 0.202m^3$
- $Peso\ del\ hormigón = 2,4tn / m^3 * 0.202m^3 = 0.49tn$
- $Peso\ total\ módulo / area\ de\ módulo = 0.018tn * 20 / 1.95m^2 = 0.36tn / 1.95m^2 = 0.43tn / m^2$
- $Carga\ permanente = Peso\ del\ Hormigón + Peso\ del\ módulo + carga\ permanente\ adicional = 0.6tn + 0.05tn = 0.65tn$
- $Combinacion1 = 1.4D = 1.4 * 0.65tn / m^2 = 0.92tn / m^2$
- $Combinacion2 = 1,2D + 1,6.L = 1,2 * 0,65tn / m^2 + 1,6 * 0,2tn / m^2 = 1,1tn / m^2$
- $Carga\ por\ nervio = 1,2D + 1,6.L * (s_n + b_0) = 1,1tn / m^2 * 0,92m = 1,02tn / m$
- Calculando los momentos en el tramo y en el apoyos, que pueden ser obtenidos modelando una viga de longitud l_x , se dimensiona la armadura en las secciones mencionadas

Momentos Ultimos	
Momento en el tramo	8,32
Momento en el apoyo	3,45

- Determinamos el valor de K_r con el momento del apoyo

$$K_r = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_c'} = \frac{3,45 \text{ tnm}}{0,12 \text{ m} \cdot (0,32 \text{ m})^2 \cdot 2000 \text{ tn} / \text{ m}^2} = 0,14 \rightarrow K_z = 0,894$$

- $A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{3,45 \text{ tnm}}{0,9 \cdot 0,894 \cdot 42000 \text{ tn} / \text{ m}^2 \cdot 0,32 \text{ m}} = 3,2 \text{ cm}^2$

- $A_s = n \cdot \frac{(\phi)^2 \cdot \pi}{4} = 10 \cdot \frac{(1,2 \text{ cm})^2 \cdot \pi}{4}$

- Determinamos el valor de Kr con el momento del tramo

$$K_r = \frac{M_{uplaca}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_c'} = \frac{1,11 \text{ tnm} \cdot (0,92 \text{ m})^2}{(5 \text{ cm} - 3 \text{ cm})^2 \cdot 2000 \text{ tn} / \text{ m}^2} = 0,14 \rightarrow K_z = 0,894$$

- $A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{1,11 \text{ tnm} \cdot (0,92 \text{ m})^2}{0,9 \cdot 0,894 \cdot 42000 \text{ tn} / \text{ m}^2 \cdot (5 \text{ cm} - 3 \text{ cm})} = 1,7 \text{ cm}^2$

- Verificación al Corte $V_u = 1,1 \text{ tn} / \text{ m} \cdot \frac{(12 \text{ cm} + 80 \text{ cm})}{2} = 0,51 \text{ tn}$

- $V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{2000 \text{ tn} / \text{ m}^2} \cdot (0,05 \text{ m} - 0,02 \text{ m}) = 1,49 \text{ tn}$

- $V_u \leq 0,75 \cdot V_c$

c) Por último se verifica el nervio como viga T utilizando los valores de corte y momento últimos obtenidos con el modelo estructural.

- $V_u = 5,1 \text{ tn}$

- Adoptando $d = 35 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 32 \text{ cm}$ y $b_0 = 12 \text{ cm}$

- $V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot d \cdot b_0 = \frac{1}{600} \cdot \sqrt{20 \text{ tn} / \text{ m}^2} \cdot 32 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm} = 2,86 \text{ tn}$

- $V_u \leq 0,75 \cdot V_c \rightarrow 5,1 \text{ tn} > 0,75 \cdot 2,86 \text{ tn}$

- $V_s = \frac{V_u}{0,75} - V_c = \frac{5,1 \text{ tn}}{0,75} - 2,86 = 3,94 \text{ tn}$

- $A_{est} = \frac{V_s}{d \cdot f_y} = \frac{3,94 \text{ tn}}{0,32 \text{ m} \cdot 42000 \text{ tn} / \text{ m}^2} \cdot 10000 = 2,93 \text{ cm}^2 / \text{ m}$

- $M_u = 8,32tnm$

- Se calcula el ancho efectivo de la sección T utilizando el menor valor entre:

- $$b_{ef} \left\{ \begin{array}{l} 16.e + b_0 \\ 1/4.I_x \\ s_{n1} / 2 + s_{n1} / 2 + b_0 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 92cm \\ 212.5cm \\ 92cm \end{array} \right\}$$

- $$K_r = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f'_c} = \frac{8,32tnm}{0,92m \cdot (0,32m)^2 \cdot 2000tn/m^2} = 0,044 \rightarrow K_z = 0,966 \rightarrow \rho = 0,27$$

- $$a = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d_{perfil\ T}}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{0,0027 \cdot 420Mpa \cdot 27cm}{0,85 \cdot 20Mpa} = 1,80cm < 5cm \rightarrow \text{Sección rectangular}$$

- $$A_s = a \cdot \rho \cdot (s_n + b_0) = 1,80cm \cdot 0,0027 \cdot 92cm = 8,8cm^2$$

- $$A_s = n \cdot \frac{(\phi)^2 \cdot \pi}{4} = 4 \cdot \frac{(1,6cm)^2 \cdot \pi}{4} = 9,8cm^2$$

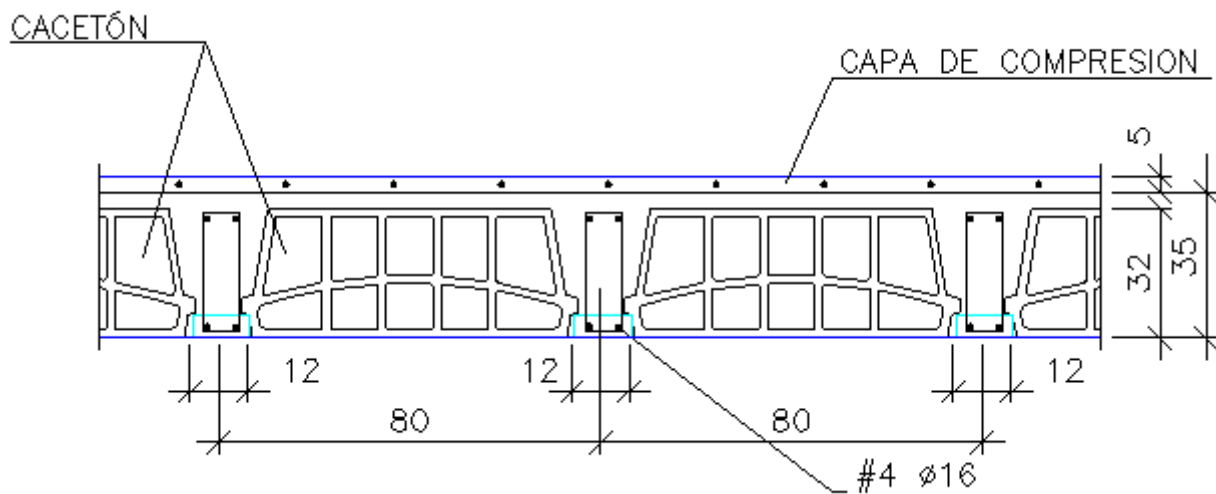


Fig. 27 Detalle de armado de losa nervurada

3.4. Viga-Columna; Pórtico de dos tramos

Se calcula un pórtico conformado por dos tramos de vigas de altura constante y tres columnas. Realizando un predimensionado de las vigas y las columnas es posible proponer las dimensiones que es necesario conocer para el cálculo de la armadura longitudinal y la armadura transversal.

a) Datos

Dimensiones de la viga

Tramo 1 y Tramo 2

$$B = 0,4m \quad H = 0,22m \quad r = 3cm \quad d = 0,19m \quad L = 4,8m$$

Propiedades de los materiales

$$f'_c = 20Mpa \quad f_y = 420Mpa \quad \text{zona sísmica: } 2 \quad \text{Tipo de suelo: Tipo 2} \quad \gamma_d = 1 \quad b_{plafón} = 0,51$$

Combinaciones de carga para esfuerzos últimos

- $1,2D + 1,6L$
- $1,2D + b \cdot \gamma_d \cdot D \cdot 0,2 + 0,5L \pm E_h$
- $0,9D - b \cdot \gamma_d \cdot D \cdot 0,2 \pm E_h$

Momentos Flectores obtenidos por modelo estructural.

MOMENTOS ULTIMOS EN VIGA PB						
Estados de Carga	TRAMO 1			TRAMO 2		
	1	2	3	1	2	3
Permanentes	-0,179	0,23545	-0,3995	-0,3995	0,23545	-0,153
Sobrecarga	-0,032	0,04155	-0,0705	-0,0705	0,04155	-0,027
Sismo E -->	0,28	0,0012	-0,28	0,28	0,0012	-0,28

Esfuerzos de corte solamente por carga permanente y sobre carga

CORTE [Tn] MODELO						
Est. de Carga	TRAMO 1			TRAMO 2		
	1	2	3	1	2	3
Permanentes D	0,38	-0,051	-0,48	-0,48	-0,051	0,38
Sobrecarga L	0,07	-0,009	-0,08	-0,08	-0,009	0,07

Momentos Flectores Últimos en los tramos 1 y 2.

Tramo 1		
Sección 1	Sección 2	Sección 3
$1,2 * -0.179tnm + 1,6 * -0.032tnm = -0.26tnm$	$1,2 * 0.23tnm + 1,6 * 0.0415tnm = 0.35tnm$	$1,2 * -0.399tnm + 1,6 * -0.0705tnm = -0.59tnm$
$1,71 * -0.179tnm + 0,5 * -0.032tnm + 0.28tnm = -0.04tnm$	$1,71 * 0.235tnm + 0,5 * 0.041tnm + 0.0012tnm = 0.42tnm$	$1,71 * -0.399tnm + 0,5 * -0.0705tnm + 0.28tnm = -0.44tnm$
$1,71 * -0.179tnm + 0,5 * -0.032tnm - 0.28tnm = -0.60tnm$	$1,71 * 0.235tnm + 0,5 * 0.041tnm - 0.0012tnm = 0.42tnm$	$1,71 * -0.399tnm + 0,5 * -0.0705tnm - 0.28tnm = -1.00tnm$
$0,39 * -0.179tnm + 0.28tnm = 0.21tnm$	$0,39 * -0.179tnm + 0.0012tnm = 0.09tnm$	$0,39 * -0.399tnm + 0.28tnm = 0.12tnm$
$0,39 * -0.179tnm - 0.28tnm = -0.35tnm$	$0,39 * -0.179tnm - 0.0012tnm = 0.09tnm$	$0,39 * -0.399tnm - 0.28tnm = -0.44tnm$
Tramo 2		
Sección 1	Sección 2	Sección 3
$1,2 * -0.399tnm + 1,6 * -0.0705tnm = -0.59tnm$	$1,2 * 0.23tnm + 1,6 * 0.0415tnm = 0.35tnm$	$1,2 * -0.153tnm + 1,6 * -0.027tnm = -0.23tnm$
$1,71 * -0.399tnm + 0,5 * -0.0705tnm + 0.28tnm = -0.44tnm$	$1,71 * 0.235tnm + 0,5 * 0.041tnm + 0.0012tnm = 0.42tnm$	$1,71 * -0.153tnm + 0,5 * -0.027tnm + 0.28tnm = 0tnm$
$1,71 * -0.399tnm + 0,5 * -0.0705tnm - 0.28tnm = -1.00tnm$	$1,71 * 0.235tnm + 0,5 * 0.041tnm - 0.0012tnm = 0.42tnm$	$1,71 * -0.153tnm + 0,5 * -0.027tnm - 0.28tnm = -0.56tnm$
$0,39 * -0.399tnm + 0.28tnm = 0.12tnm$	$0,39 * -0.179tnm + 0.0012tnm = 0.09tnm$	$0,39 * -0.153tnm + 0.28tnm = 0.22tnm$
$0,39 * -0.399tnm - 0.28tnm = -0.44tnm$	$0,39 * -0.179tnm - 0.0012tnm = 0.09tnm$	$0,39 * -0.153tnm - 0.28tnm = -0.34tnm$

Armadura Superior e Inferior en los tramos 1 y 2

Armadura Superior Tramo 1		
Sección 1	Sección 2	Sección 3
$K_{rsecc1} = \frac{0.6tnm}{0,40m \cdot (0,19m)^2 \cdot 2000tn/m^2} = 0,021 \rightarrow K_z = 0,966$	$K_{rsecc2} = \frac{0.09tnm}{0,40m \cdot (0,19m)^2 \cdot 2000tn/m^2} = 0,003 \rightarrow K_z = 0,966$	$K_{rsecc3} = \frac{1tnm}{0,40m \cdot (0,19m)^2 \cdot 2000tn/m^2} = 0,035 \rightarrow K_z = 0,966$
$A_{s1} = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{0.6tnm}{0,9 \cdot 0,966 \cdot 42000tn/m^2 \cdot 0,19m} = 0.87cm^2$	$A_{s2} = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{0.09tnm}{0,9 \cdot 0,966 \cdot 42000tn/m^2 \cdot 0,19m} = 0.13cm^2$	$A_{s3} = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{1tnm}{0,9 \cdot 0,966 \cdot 42000tn/m^2 \cdot 0,19m} = 1.44cm^2$
Armadura Superior Tramo 2		
Sección 1	Sección 2	Sección 3
$K_{rsecc1} = \frac{1tnm}{0,40m \cdot (0,19m)^2 \cdot 2000tn/m^2} = 0,035 \rightarrow K_z = 0,966$	$K_{rsecc2} = \frac{0.09tnm}{0,40m \cdot (0,19m)^2 \cdot 2000tn/m^2} = 0,003 \rightarrow K_z = 0,966$	$K_{rsecc3} = \frac{0.56tnm}{0,40m \cdot (0,19m)^2 \cdot 2000tn/m^2} = 0,019 \rightarrow K_z = 0,966$
$A_{s1} = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{1tnm}{0,9 \cdot 0,966 \cdot 42000tn/m^2 \cdot 0,19m} = 1.44cm^2$	$A_{s2} = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{0.09tnm}{0,9 \cdot 0,966 \cdot 42000tn/m^2 \cdot 0,19m} = 0.13cm^2$	$A_{s3} = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{0.56tnm}{0,9 \cdot 0,966 \cdot 42000tn/m^2 \cdot 0,19m} = 0.80cm^2$
Armadura Inferior Tramo 1		
Sección 1	Sección 2	Sección 3
$K_{rsecc1} = \frac{0.21tnm}{0,40m \cdot (0,19m)^2 \cdot 2000tn/m^2} = 0,007 \rightarrow K_z = 0,966$	$K_{rsecc2} = \frac{0.42tnm}{0,40m \cdot (0,19m)^2 \cdot 2000tn/m^2} = 0,015 \rightarrow K_z = 0,966$	$K_{rsecc3} = \frac{0.12tnm}{0,40m \cdot (0,19m)^2 \cdot 2000tn/m^2} = 0,004 \rightarrow K_z = 0,966$
$A_{s1} = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{0.21tnm}{0,9 \cdot 0,966 \cdot 42000tn/m^2 \cdot 0,19m} = 0.30cm^2$	$A_{s2} = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{0.42tnm}{0,9 \cdot 0,966 \cdot 42000tn/m^2 \cdot 0,19m} = 0.61cm^2$	$A_{s3} = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{0.12tnm}{0,9 \cdot 0,966 \cdot 42000tn/m^2 \cdot 0,19m} = 0.18cm^2$
Armadura Inferior Tramo 2		
Sección 1	Sección 2	Sección 3
$K_{rsecc1} = \frac{0.12tnm}{0,40m \cdot (0,19m)^2 \cdot 2000tn/m^2} = 0,004 \rightarrow K_z = 0,966$	$K_{rsecc2} = \frac{0.42tnm}{0,40m \cdot (0,19m)^2 \cdot 2000tn/m^2} = 0,015 \rightarrow K_z = 0,966$	$K_{rsecc3} = \frac{0.22tnm}{0,40m \cdot (0,19m)^2 \cdot 2000tn/m^2} = 0,008 \rightarrow K_z = 0,966$
$A_{s1} = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{0.12tnm}{0,9 \cdot 0,966 \cdot 42000tn/m^2 \cdot 0,19m} = 0.18cm^2$	$A_{s2} = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{0.42tnm}{0,9 \cdot 0,966 \cdot 42000tn/m^2 \cdot 0,19m} = 0.61cm^2$	$A_{s3} = \frac{M_u}{\phi \cdot K_z \cdot f_y \cdot h} = \frac{0.22tnm}{0,9 \cdot 0,966 \cdot 42000tn/m^2 \cdot 0,19m} = 0.32cm^2$

Mom - [tm] =	-0,60	0,09	-1,00	-1,00	0,09	-0,56
Mom + [tm] =	0,21	0,42	0,12	0,12	0,42	0,22

Armadura en sección de barras de acero

Tramo 1 y Tramo 2

- $A_s = n * \frac{(\phi)^2 \cdot \pi}{4} = 2 * \frac{(1.2cm)^2 \cdot \pi}{4} = 2.3cm^2$
- $M_n = (d - r) * f_y * A_s = 2.3cm^2 * 420Mpa * (0.19m - 0.03m) = 1.52tnm$
- $M_0 = 1.52tnm * 1.4 = 2.13tnm$
- $\phi_b = \frac{M_0}{M_E^b} = \frac{2.13tnm}{0.28tnm} = 7.60$
- $V_E = \frac{M_0^A + M_0^B}{l} = \frac{2.13tnm + 2.13tnm}{4.8m} = 0.89tn$

Esfuerzos de Corte últimos

Tramo 1		
Sección 1	Sección 2	Sección 3
$1,2 * 0.38tn + 1,6 * 0.07tn = 0.57tn$	$1,2 * -0.051tn + 1,6 * -0.009 = -0.08tn$	$1,2 * -0.48tn + 1,6 * -0.08tn = -0.71tn$
$1,71 * 0.38tn + 0,5 * 0.07tn - 0.89tn = -0.20tn$	$1,71 * -0.051tn + 0,5 * -0.009tn - 0.089tn = -0.98tn$	$1,71 * -0.48tn + 0,5 * -0.08tn - 0.089tn = -1.74tn$
$1,71 * 0.38tn + 0,5 * 0.07tn + 0.89tn = 1.57tn$	$1,71 * -0.051tn + 0,5 * -0.009tn + 0.089tn = 0.79tn$	$1,71 * -0.48tn + 0,5 * -0.08tn + 0.089tn = 0.03tn$
$0,39 * 0.38tn - 0.89tn = -0.74tn$	$0,39 * -0.051tn - 0.089tn = -0.91tn$	$0,39 * 0.48tn - 0.089tn = -1.07tn$
$0,39 * 0.38tn + 0.89tn = 1.04tn$	$0,39 * -0.051tn + 0.089tn = 0.87tn$	$0,39 * 0.48tn + 0.089tn = 0.7tn$
Tramo 2		
Sección 1	Sección 2	Sección 3
$1,2 * -0.48tn + 1,6 * -0.08tn = -0.71tn$	$1,2 * -0.051tn + 1,6 * -0.009 = -0.08tn$	$1,2 * 0.38tn + 1,6 * 0.07tn = 0.57tn$
$1,71 * -0.48tn + 0,5 * -0.08tn - 0.089tn = -1.74tn$	$1,71 * -0.051tn + 0,5 * -0.009tn - 0.089tn = -0.98tn$	$1,71 * 0.38tn + 0,5 * 0.07tn - 0.89tn = -0.20tn$
$1,71 * -0.48tn + 0,5 * -0.08tn + 0.089tn = 0.03tn$	$1,71 * -0.051tn + 0,5 * -0.009tn + 0.089tn = 0.79tn$	$1,71 * 0.38tn + 0,5 * 0.07tn + 0.89tn = 1.57tn$
$0,39 * 0.48tn - 0.089tn = -1.07tn$	$0,39 * -0.051tn - 0.089tn = -0.91tn$	$0,39 * 0.38tn - 0.89tn = -0.74tn$
$0,39 * 0.48tn + 0.089tn = 0.7tn$	$0,39 * -0.051tn + 0.089tn = 0.87tn$	$0,39 * 0.38tn + 0.89tn = 1.04tn$

Los máximos esfuerzos de cortes últimos son:

Corte Vu [Tn]		
TRAMO 1	1	1,57
	2	0,98
	3	1,74
TRAMO 2	1	1,74
	2	0,98
	3	1,57

Para la separación de estribo se utiliza el menor valor entre 6ϕ o $d/4$. Se refleja en el ejemplo que el valor de la separación máxima es $6\phi = 4,75\text{cm}$. Adoptando una separación de 5cm para las secciones de apoyo y de 15 cm para las de tramo, todos los estribos de tres ramas con un diámetro de 8mm se obtiene un área de 0.5cm^2 .

El Esfuerzo de corte último se obtiene sumando el aporte a la resistencia al corte del Hormigón y la resistencia al corte del Acero.

$$v_b = (0,07 + 10 \cdot \rho_w) \cdot \sqrt{f'_c} \leq 0,20 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$V_b = v_b \cdot d \cdot b$$

$$V_s = \frac{A_r \cdot f_y \cdot d}{s} \cdot N^\circ \text{ de ramas}$$

$$V_n = V_b + V_s$$

Corte Último Tramo 1

Sección 1

$$v_b = 0$$

$$V_b = 0 \text{tn} / \text{m}^2 \cdot 0.19\text{m} \cdot 0.40\text{m} =$$

$$V_s = \frac{A_r \cdot f_y \cdot d}{s} \cdot N^\circ \text{ de ramas} = \frac{0.50\text{cm}^2 \cdot 0.19\text{m} \cdot 420\text{Mpa}}{0.05\text{m}} \cdot 3 = 24.07\text{tn}$$

$$V_n = 0 + 24.07\text{tn} = 24.07\text{tn}$$

Sección 2

$$v_b = (0,07 + 10 \cdot 0.3) \cdot \sqrt{20} \cdot 100 = 44.62\text{tn} / \text{m}^2$$

$$V_b = 44.62\text{tn} / \text{m}^2 \cdot 0.19\text{m} \cdot 0.40\text{m} = 3.4\text{tn}$$

$$V_s = \frac{A_r \cdot f_y \cdot d}{s} \cdot N^\circ \text{ de ramas} = \frac{0.50\text{cm}^2}{15\text{cm}} \cdot 420\text{Mpa} \cdot 19\text{cm} \cdot 3 = 8.02\text{tn}$$

$$V_n = 3.4\text{tn} + 8.02\text{tn} = 11.41\text{tn}$$

Sección 3

$$v_b = 0$$

$$V_b = 0 \text{tn} / \text{m}^2 * 0.19\text{m} * 0.40\text{m} =$$

$$V_s = \frac{A_r \cdot f_y \cdot d}{s} * N^\circ \text{ de ramas} = \frac{0.50\text{cm}^2 * 0.19\text{m} * 420\text{Mpa}}{0.05\text{m}} * 3 = 24.07\text{tn}$$

$$V_n = 0 + 24.07\text{tn} = 24.07\text{tn}$$

Corte Último Tramo 2

Sección 1

$$v_b = 0$$

$$V_b = 0 \text{tn} / \text{m}^2 * 0.19\text{m} * 0.40\text{m} =$$

$$V_s = \frac{A_r \cdot f_y \cdot d}{s} * N^\circ \text{ de ramas} = \frac{0.50\text{cm}^2 * 0.19\text{m} * 420\text{Mpa}}{0.05\text{m}} * 3 = 24.07\text{tn}$$

$$V_n = 0 + 24.07\text{tn} = 24.07\text{tn}$$

Sección 2

$$v_b = (0,07 + 10.0.3) \cdot \sqrt{20} * 100 = 44.62\text{tn} / \text{m}^2$$

$$V_b = 44.62\text{tn} / \text{m}^2 * 0.19\text{m} * 0.40\text{m} = 3.4\text{tn}$$

$$V_s = \frac{A_r \cdot f_y \cdot d}{s} * N^\circ \text{ de ramas} = \frac{0.50\text{cm}^2}{15\text{cm}} * 420\text{Mpa} * 19\text{cm} * 3 = 8.02\text{tn}$$

$$V_n = 3.4\text{tn} + 8.02\text{tn} = 11.41\text{tn}$$

Sección 3

$$v_b = 0$$

$$V_b = 0 \text{tn} / \text{m}^2 * 0.19\text{m} * 0.40\text{m} =$$

$$V_s = \frac{A_r \cdot f_y \cdot d}{s} * N^\circ \text{ de ramas} = \frac{0.50\text{cm}^2 * 0.19\text{m} * 420\text{Mpa}}{0.05\text{m}} * 3 = 24.07\text{tn}$$

$$V_n = 0 + 24.07\text{tn} = 24.07\text{tn}$$

En todos los casos V_n es mayor que V_u para las distintas secciones en los dos tramos.

Se prosigue a la verificación de la columna tomando las dimensiones geométricas.

$$b = 35\text{cm} \quad h = 15\text{cm} \quad r = 2\text{cm} \quad L = 2,7\text{m}$$

En primera instancia se obtienen los momentos flectores superior e inferior y esfuerzos de corte debido al sismo a través de un modelo estructural.

$$M_u = \phi_b \cdot M_E^c \cdot w - 0,3 \cdot V_u \cdot b$$

$$V_u = 1,6 \cdot V_E^c \cdot \phi_b = 1,6 \cdot 0,17tn \cdot 7,6 = 2,07tn$$

$$M_u = 7,6 * 0,28tnm * 1 - 0,3 * 2,07tn * 0,35m = 1,99tnm$$

Para sacar los esfuerzos Axiales, de tabla se obtiene el valor de Rv en función del número de pisos que estén por encima del analizado. El esfuerzo Axial en la columna está calculado en base al corte que transmiten las vigas, por ellos se considera la sumatoria de los esfuerzos de corte.

En el ejemplo el coeficiente Rv es igual a 0.97 y el esfuerzo de corte de la viga es 0.89tn, dando un valor de Pe = 0.86tn

A continuación se proponen las combinaciones de cargas.

- $1,2 * -11,28tn + 1,6 * -1,99tn = -16,72tn$
- $1,71 * -11,28tn + 0,5 * -1,99tn + 0,86tn = -19,42tn$
- $1,71 * -11,28tn + 0,5 * -1,99tn - 0,86tn = -21,15tn$
- $0,39 * (-11,28tn) + 0,86tn = -3,54tn$
- $0,39 * (-11,28tn) - 0,86tn = -1,64tn$

Los momentos últimos son:

- $7,6 * 0,28tnm * 1 - 0,3 * 2,07tn * 0,35m = 1,99tnm$
- $1,2 * 0,17tnm + 1,6 * 0,03tnm = 0,252tnm$

Mediante el uso de diagrama de interacción se determinan las cuantías necesarias para la verificación de la columna.

Se propone la armadura de acero utilizando barras comerciales tal que sea igual o mayor al área de acero necesaria. Con el uso de esta armadura se obtienen los momentos flectores nominales y los momentos debido a la sobrerresistencia del acero como:

$$M_n^c = \frac{(0,01m)^2 \cdot \pi}{4} * (0,15m - 2 * 0,03m - 0,01m) * 42000tn / m^2 = 0,79tnm$$

$$M_0^c = 1,4 * M_n^c = 1,4 * 0,79tnm = 1,13tnm$$

Se propone la armadura de estribo como:

$$A_{sh} = \frac{(1,30 - \rho_t \cdot m) \cdot s \cdot h''}{3,30} \cdot \frac{A_g}{A_c} \cdot \frac{f_c'}{f_{yt}} \cdot \frac{P_u}{\phi \cdot f_c' \cdot A_g}$$

$$A_{sh} = \frac{(1,30 - 0,22) \cdot 0,03m \cdot 0,135m}{3,30} \cdot 3,89 \cdot \frac{21,57tn}{0,9 \cdot 2000tn/m^2 \cdot 0,05m^2} - 0,006 \cdot 0,03m \cdot 0,135m$$

$$A_{sh} = 0,32cm^2$$

Para la verificación al corte en la columna se determina el aporte a la resistencia del corte debido al hormigón y al acero de los estribos.

$$v_b = (0,07 + 10 \cdot 0,02) \cdot \sqrt{2000tn/m^2} \leq 0,20 \cdot \sqrt{2000tn/m^2}$$

$$v_b = 89,44tn/m^2$$

$$v_c = 4 \cdot 89,44tn/m^2 \cdot \sqrt{\frac{18,99tn}{2000tn/m^2 \cdot 0,05m^2}} - 0,10 = 101,75tn/m^2$$

Se propone la separación de estribos en la columna para el cálculo de la armadura de corte

$$v_{scr} = \left(\frac{N^\circ \text{ de ramas} \cdot A_{est} \cdot f_y \cdot (h_c - 4)}{s} \right) / A_g =$$

$$v_{scr} = \left(\frac{3 \cdot 0,5cm^2 \cdot 42000tn/m^2 \cdot (15cm - 3cm)}{3cm} \right) / 0,05m^2 = 522,76tn/m^2$$

$$v_{sn} = \left(\frac{N^\circ \text{ de ramas} \cdot A_{est} \cdot f_y \cdot (h_c - 4)}{s} \right) / A_g =$$

$$v_{sn} = \left(\frac{3 \cdot 0,5cm^2 \cdot 42000tn/m^2 \cdot (15cm - 3cm)}{5cm} \right) / 0,05m^2 = 313,66tn/m^2$$

$$v_{nzcr} = 522,76tn/m^2$$

$$v_{nzn} = 101,75tn/m^2 + 313,66tn/m^2$$

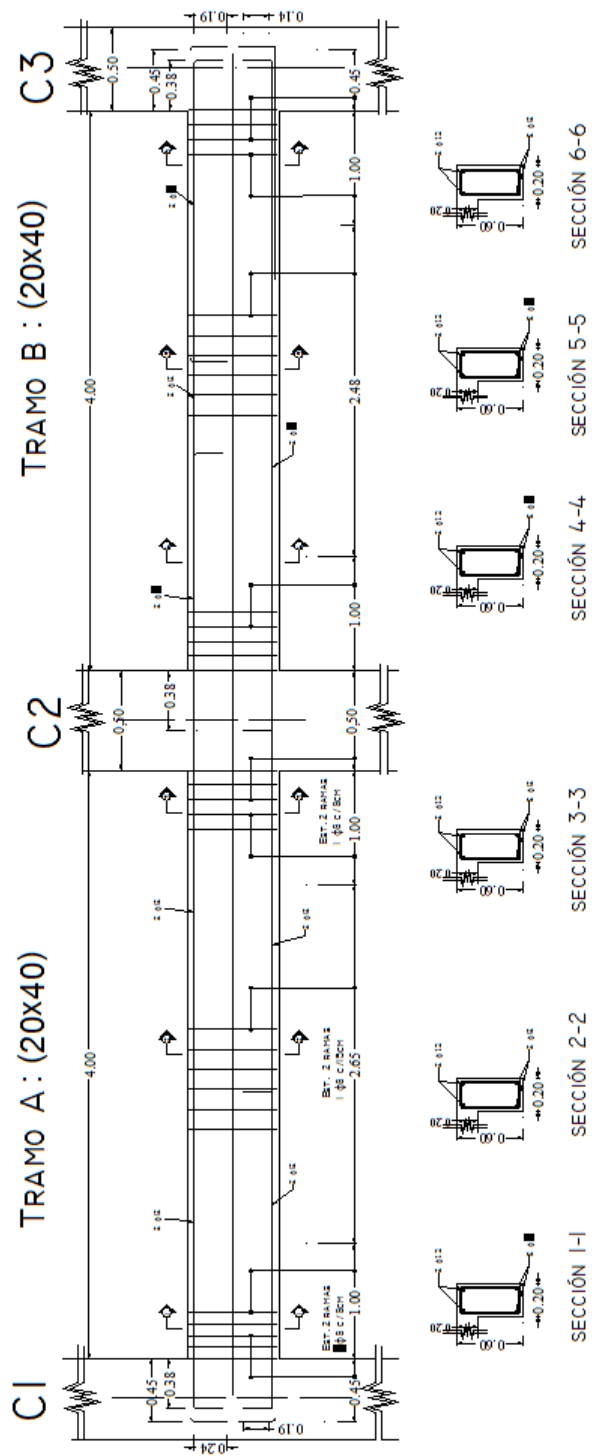


Fig. 28 Detalle de armado de viga

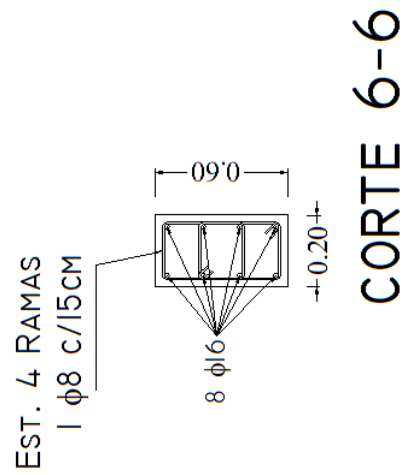
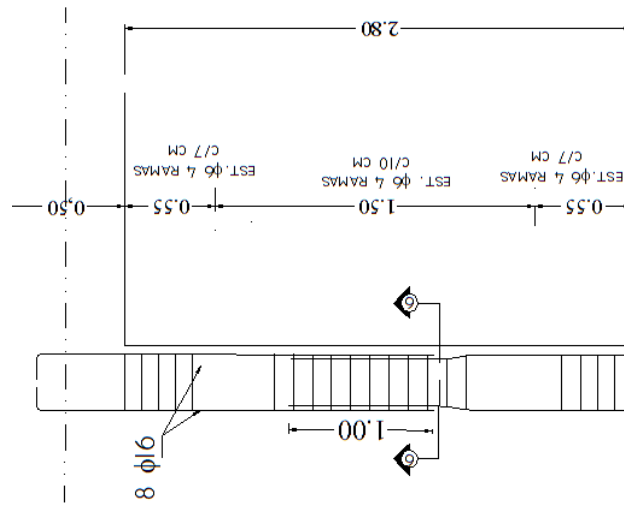


Fig. 29 Detalle de armado de columna

Capítulo IV - IMPLEMENTACIÓN A PLANILLAS DE EXCEL E INSTRUCTIVO PARA SU UTILIZACIÓN.

Este capítulo se habla acerca de la implementación de los procedimientos de cálculos desarrollados en el capítulo anterior a hojas de cálculos en Excel.

A continuación se detallaran cada planilla ejecutada para la elaboración de este capítulo:

FUNDACION SUPERFICIAL:

- ZAPATADA CORRIDA
- ZAPATA AISLADA
- ZAPADA EXCENTRICA

FUNDACIONES PROFUNDAS:

- PILOTES
- GRUPOS DE PILOTES
- CABEZALES DE PILOTES

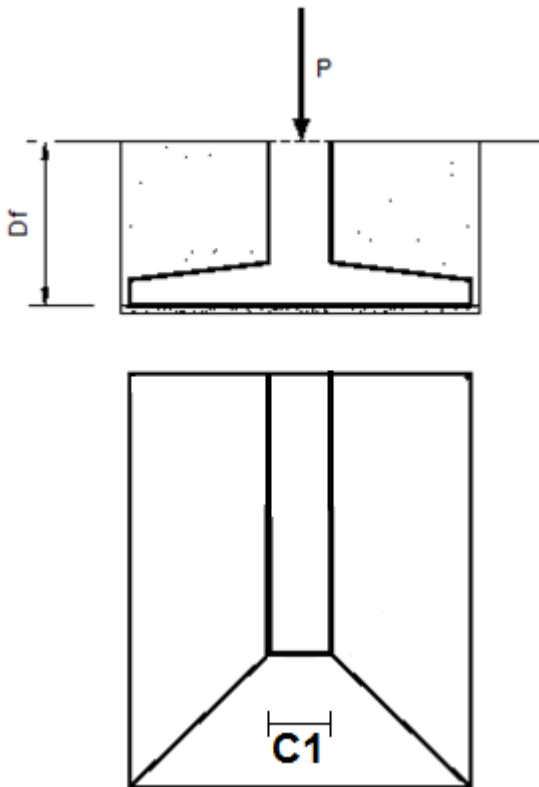
LOSAS

VIGAS Y COLUMNAS.

Como un comentario particular, las celdas que están pintadas son aquellas que pueden ser modificadas por el usuario, adoptando los valores que estén a su criterio.

4.1. FUNDACIONES SUPERFICIALES

4.1.1. ZAPATA CORRIDA



a) En esta parte de la planilla se incorporan los datos sobre las cargas que solicitan a la zapata, las dimensiones de la columna y las propiedades de los materiales a utilizar, la planilla da la opción de utilizar 3 tipos de hormigón de distintas resistencias a la compresión H20, H25, H30.

Datos de Entrada:

Magnitud de la carga PD	20	Ton
Magnitud de la carga PL	25	Ton
Magnitud de la carga Ev	10	Ton
Longitud de $C1$:	30	cm
Longitud de $C2$:	30	cm
Profundidad de desplante Df :	1,2	m
Resistencia del concreto $f'c$:	20	Mpa
Resistencia del acero f_y :	420	Mpa
Tension Admisible σ	1,2	Kpa

b) El área requerida se obtiene utilizando las combinaciones de servicio, en la celda el usuario puede estipular el área correspondiente siempre y cuando no sea menor a la obtenida por fórmula. Estas combinaciones se obtienen del Libro Diseño de Estructuras de Concreto – Nilson.

Area Requerida [m ²]	
(D+L)/σ	(D+L+E)/1,33σ
3,75	3,45
Area adoptada	3,8

La verificación se propone para hacer notar al usuario que el área utilizada es correcta.

c) Según el Nuevo Reglamento CRISOC 201-2005 las combinaciones de cargas a utilizar son:

Combinación de carga [ton]	
1,2*Pd + 1,6*Pl	70,5
0,9*Pd + 1,5*E	31
Mayor de la combinación	70,5

d) Usando el caso más desfavorable se realiza el dimensionado de la base y las losas laterales. El usuario puede estipular la dimensión mayor de la base en caso de que no sea cuadrada y se determina la longitud de la losa a la que trabaja con la fórmula propuesta.

Dimensionado	
Ancho Adoptado [m]	3,8
losas laterales [m]	1,8
$l=(B-b_0)/2$	

e) Conociendo el ancho de la zapata es posible obtener las dimensiones de la misma, en la misma planilla, el usuario adopta la altura de la zapata correspondiente, su recubrimiento como la dimensión del talón de la misma, se verifica que las dimensiones de la altura se encuentren entre cierto orden.

Altura de la losa [m]	
$d_0 \geq \frac{B-b_0}{4}$	0,88
$d_0 = d + \frac{B-b_0}{2} * \text{tg}40^\circ$	1,62
dmin [m]	0,15
d0 adoptado [m]	0,90
Recubrimiento [m]	0,07
h [m]	0,83

f) Luego es necesario obtener las solicitaciones ultimas que utilizaremos para las verificaciones de las armaduras a flexión y a corte

Solicitaciones		
$\sigma_i = \frac{P_u / 1.00m}{B}$	[tn/m ²]	18,8
$q = \sigma_i \times 1.00m$	[tn/m]	18,8
$M_{max} = \frac{q l^2}{2}$	[Tnm]	28,0

La armadura se obtiene con los parámetros indicados por el Reglamento Nuevo CIRSOC 201-2005, en el cual se obtiene el parámetro K_r y usando la tabla del apunte del curso de HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO se obtienen los parámetros necesarios para determinar la cantidad de armadura de acero necesaria.

g) En la planilla que se muestra a continuación es la desarrollada para el cálculo de la armadura de acero necesaria. La obtención de los k_z y ϕ son mediante ecuaciones ejecutadas en el programa Excel para la automatización del cálculo. Para la selección de barras a utilizar, las planillas están propuestas con una cierta cantidad de barras y los diámetros estandarizados de las barras de acero.

Armadura					
$K_r = \frac{M_u}{B * h^2 * f_c}$	0,020	k_z	0,966	ϕ	0,9
$A_s = \frac{M_u}{K_r * h * f_c}$	9,23	ρ	0,0011	ρ_{max}	0,025
				ρ_{min}	0,003
$A_2 = 0,15 * A_1$	1,38				
Barras a utilizar					
Cantidad	Numero	Area		Separacion [cm]	
10	12	11,31		38	
10	12			30	

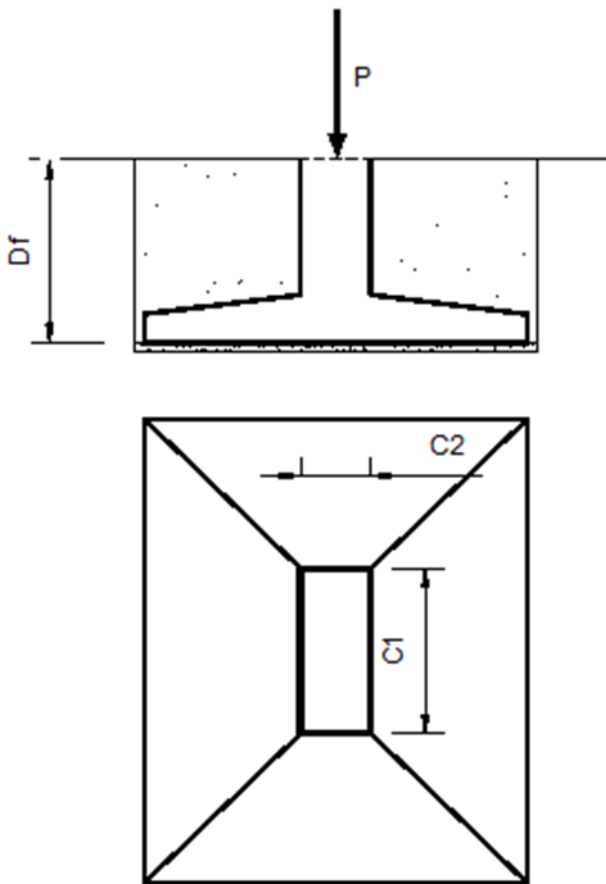
h) En la verificación al corte, se toma solamente la resistencia al corte del hormigón la cual debe ser mayor que el corte último, en caso de que no verificara se deberá redimensionar la zapata.

Verificación al corte	
$V_u = q_u * l$ [Tn]	16,83
$V_c = (b * d * \text{raiz} f_c)$	37,12
$V_u < V_c * 0,75$	Verifica

i) Por último se detalla el dimensionado de la viga, para la cual se considera el corte en una longitud unitaria, determinando el momento en ella y así obteniendo la armadura necesaria a través de las ecuaciones que indica el apunte del curso de Hormigón Armado y Pretensado.

$M_u = 0,5(q_u * 1,00m)$ [tnm]	9,4
$K_r = \frac{M_u}{B * h^2 * f_c}$	0,007
k_z	0,966
ϕ	0,9
$A_s = \frac{M_u}{K_r * h * f_c}$ [cm ²]	3,1

4.1.2. ZAPATA AISLADA



a) En esta tabla de la planilla, se deben incorporar los esfuerzos a los que esta solicitada la zapata, el ancho de la columna, y las resistencias de los materiales a utilizar. Se propone como en el caso anterior hormigones de distintas resistencias.

Datos de Entrada:		
Magnitud de la carga PD	20	Ton
Magnitud de la carga PL	30	Ton
Magnitud de la carga Ev	10	Ton
Longitud de $C1$:	30	cm
Longitud de $C2$:	30	cm
Profundidad de desplante Df :	1,2	m
Resistencia del concreto f_c :	20	Mpa
Resistencia del acero f_y :	420	Mpa
Tension Admisible σ	1,2	Kpa

b) Con los esfuerzos actuantes se realiza el dimensionado del área con las combinaciones de servicio, las cuales son indicadas en el libro diseño de estructuras de concreto, igual que en el caso anterior, el usuario es libre de utilizar el área que crea conveniente siempre que no sea menor a los valores calculados.

Area Requerida [m ²]	
$(D+L)/\sigma$	$(D+L+E)/1,33\sigma$
4,17	3,76
Area adoptada	4,0

VERIFICA

c) Se propone las combinaciones de carga especificadas por el Reglamento Nuevo adoptando la más desfavorable.

Combinación de carga [ton]	
$1,2*Pd + 1,6*PI$	79
$0,9*Pd + 1,5*E$	31
Mayor de la combinación	79

d) Se procede con el dimensionado de la base de la zapata tal que el producto de los lados sea igual al área adoptada.

Dimensionado	
Ancho [m] B1	1,4
Ancho [m] B2	1,4
losas laterales [m] $l=(B-b_0)/2$	0,5

verifica

e) Obtenidas las dimensiones de la base, se determinan las alturas del talón y de la altura de la zapata, pero al final queda a criterio del proyectista el proponer la altura correspondiente. La tabla también permite proponer el recubrimiento y así obtener la altura útil con la cual se realizaran los cálculos posteriores.

Altura de la losa [m]	
$d_0 \geq \frac{B-b_0}{4}$	0,26
$d_0 = d + \frac{B-b_0}{2} * \text{tg}40^\circ$	0,59
dmin [m]	0,15
d0 adoptado [m]	0,70
Recubrimiento [m]	0,05
h [m]	0,65

f) Se calcula el momento flector último con el cual posteriormente se obtendrá la sección de armadura la cual verifique este momento.

Solicitaciones		
$\sigma^* = \frac{P_u}{B_1 * B_2}$	[tn/m ²]	34,5
$q = \sigma^* * B$	[tn/m]	48,3
$M_{max} = \frac{q l^2}{2}$	[Tnm]	6,7

g) Las planillas realizan el cálculo de la armadura de acero necesaria, siguiendo las ecuaciones indicadas en el Apunte de Hormigón Armado y Pretensado, dejando al proyectista determinar la cantidad y el número de la barra de acero a utilizar.

Armadura					
$K_r = \frac{M_u}{B * h^2 * f_c}$	0,01	Kz	0,97	∅	0,9
$A_s = \frac{M_u}{K_r * h * f_s}$	2,80	ρ	0,00	ρmax	0,025
				ρmin	0,003
A2=0,15*A1	0,42				
Barras a utilizar					
Cantidad	Numero	Area	Separacion [cm]		
10	12	11,31	20		
10	12	11,31	30		

h) Para finalizar esta planilla se realiza la verificación al corte tanto a punzonado como a la acción de la viga. La cual realiza las verificaciones correspondientes que se indica en el Nuevo Reglamento, en caso de la no verificación, se deberá redimensionar las dimensiones de la zapata.

Verificación al corte (perimetral)	
$b_0 [m^2] = 2(C1+d) + 2 + (c2+d)$	1,7
$V_u = q_u * l$ [Tn]	26,57
$V_c = (b * d * \text{raiz} f'c)$	49,42
$V_u < V_c * 0,75$	Verifica
Verificación al corte (accion de viga)	
$V_u = q_u * (B/2 - (d+c1/2)) * B$	26,57
$V_c = (b * d * \text{raiz} f'c)$	40,70
Verificacion	Verifica

4.1.3. ZAPATA EXCENTRICA

a) En esta planilla, se deben incorporar los esfuerzos a los que esta solicitada la zapata, el ancho de la columna, y las resistencias de los materiales a utilizar. Se propone como en el caso anterior hormigones de distintas resistencias

Datos de Entrada:

Magnitud de la carga PD	33,50	Ton
Magnitud de la carga PL	5,91	Ton
Magnitud de la carga Ev	0	Ton
Longitud de ay :	30	cm
Longitud de ax :	40	cm
Excentricidad	0,4	m
Profundidad de desplante Df :	1,5	m
Resistencia del concreto $f'c$:	20	Mpa
Resistencia del acero f_y :	420	Mpa
Tension Admisible σ	18	tn/m ²

b) Con los esfuerzos actuantes se realiza el dimensionado del área con las combinaciones de servicio, las cuales son indicadas en el libro diseño de estructuras de concreto

Area Requerida [m ²]		
$(D+L)/\sigma$	$(D+L+E)/1,33\sigma$	
2,19	1,65	
Area a utilizar	2,35	VERIFICA

c) Se propone las combinaciones de carga especificadas por el Reglamento Nuevo adoptando la más desfavorable.

Combinación de carga [ton]	
$1,2*Pd + 1,6*Pl$	56,95
$0,9*Pd + 1,5*E$	30,15
Mayor de la combinación	56,95

d) Luego se calcula los anchos y losas laterales.

Dimensionado	
lx	1,20
ly	2,0
losas laterales [m] $ly1=(B-ay)/2$	0,804
losas laterales [m] $lx1=(B-ax)/2$	0,775

e) Obtenidas las dimensiones de la base, se determinan las alturas del talón y de la altura de la zapata, pero al final queda a criterio del proyectista el proponer la altura correspondiente. La tabla también permite proponer el recubrimiento y así obtener la altura útil con la cual se realizarán los cálculos posteriores.

Altura de la losa [m]	
$d_0 \geq \frac{B-b_0}{4}$	0,40
$d_0 = d + \frac{B-b_0}{2} * \text{tg}40^\circ$	0,82
dmin [m]	0,15
d0 adoptado [m]	0,60
Recubrimiento [m]	0,03
h [m]	0,57

Verifica

f) Se calcula el momento flector para ambas longitudes.

Solicitaciones		
$\sigma_i = \frac{P_u / 1.00m}{B}$	[tn/m ²]	24,2
$q = \sigma_i * 1.00m$	[tn/m]	29,1
$M_{max} = \frac{q l^2}{2}$	[Tnm]	9,4

g) Las planillas realizan el cálculo de la armadura de acero necesaria, siguiendo las ecuaciones indicadas en el Apunte de Hormigón Armado y Pretensado, dejando al proyectista determinar la cantidad y el número de la barra de acero a utilizar

Armadura Paralela a la medianera					
$K_z = \frac{M_x}{B * h^2 * f_c}$	0,014	Kz	0,966	∅	0,90
$A_s = \frac{M_x}{K_z * h * f_c}$	4,52	ρ	0,0008	ρmax	0,025
				ρmin	0,003
Barras a utilizar					
Cantidad	Numero	Area	Separacion [cm]		
6	12	6,79	19		

h) En la verificación al corte, se toma solamente la resistencia al corte del hormigón la cual debe ser mayor que el corte último, en caso de que no verificara se deberá redimensionar la zapata.

Verificación al corte	
$V_u = q_u * l$ [Tn]	22,54
$V_c = 1/6 * (b * d * \text{raiz} f_c)$	30,59
$V_u < V_c * 0,75$	Verifica

i) Para finalizar esta planilla se propone el dimensionado y verificación de la viga de vinculación, la cual se realiza igual que una viga simple de hormigón armado. Se dan las dimensiones de la viga y las propiedades

de los materiales, también se incluye el tipo de zona sísmica y tipo de suelo, para obtener el valor b, del plafón de los espectros de respuestas.

		Propiedades de los materiales	
		f'c [Mpa]	20
		fy [Mpa]	420
B [m] =	0,25	ρ_{min}	0,003
H [m] =	0,40	Zona Sísmica	2
Rec r [m] =	0,05	Tipo de Suelo	Tipo 2
d [m]	0,35	γ_d	1
L =	4,80	Valor del plafon (b)	0,51

j) Se debe incorporar en la siguiente planilla los valores de momentos flectores obtenidos del modelo estructural para las distintas solicitaciones, tomando las secciones del apoyo izquierdo, derecho y en el centro del tramo.

Estados de Carga	TRAMO A		
	Ap Izquierdo	Centro	Ap. Derecho
Permanentes D	-0,1105	0,0935	-0,1734
Momento por excentricidad	7,3	0	0
Sobrecarga L	-0,0195	0,0165	0,0306
Sismo E -->	1,2	0	-0,92

k) La planilla muestra las combinaciones correspondientes a utilizar, considerando que el sismo en dirección vertical, se lo puede expresar en función de la carga permanente D, usando el valor del plafón y el coeficiente de destino. La planilla toma las combinaciones más desfavorables, tal es así que en las combinaciones 2 y 3 suma el efecto del sismo para dar una mayor compresión y en las combinaciones 4 y 5 los resta debido a que es posible que aparezcan esfuerzos de tracción, los cuales son desfavorables.

Combinaciones de carga a utilizar				
Comb1	1,2 D +1,6 L			
Comb2	1,71 D	+	0,5L	+Eh
Comb3	1,71 D	+	0,5L	-Eh
Comb4	0,39		D	+Eh
Comb5	0,39		D	-Eh

l) Se calculan las combinaciones de carga de los momentos flectores en cada sección de la viga. Adoptando los momentos flectores máximos superior e inferiormente.

Estado de carga	Apoyo 1	Tramo 1	Apoyo 2 izq.
	M [tm]	M [tm]	M [tm]
1,2D+1,6L	7,18	0,14	-0,16
1,2D+0,102D+0,5L+Eh	8,34	0,17	-1,20
1,2D+0,102D+0,5L-Eh	5,94	0,17	0,64
0,9D-0,102D+Eh	8,50	0,04	-0,99
0,9D-0,102D-Eh	6,10	0,04	0,85
Esfuerzos de flexión			
Mom - [tm] =	0,00	0,00	-1,20
Mom + [tm] =	8,50	0,17	0,85

m) Con los momentos máximos en la cara superior e inferior de la viga, determinando los K_r en cada sección con la ecuación expresada en el capítulo anterior. En la planilla de Excel, se busca el valor de $K_{zy\phi}$ correspondiente al K_r calculado y se obtiene la sección de acero necesaria. Es posible indicar el número de barras y el diámetro de la misma, los cuales ya están pre-establecidos por los diámetros utilizados en la construcción. Una vez obtenida la armadura que salve a la cantidad de acero necesaria, se calcula su cuantía, la cual se verifica, tanto para valores mínimos como máximos.

Kr	0,000		0,000		0,020	
Kz	0,966		0,966		0,966	
ϕ	0,900		0,900		0,900	
Arm. Sup nec. [cm2] =	0,00		0,00		0,940	
Armadura minima [cm2] =	2	12	2	12	2	12
		2,3		2,3		2,3
Detalle de armaduras	2	12	2	12	2	12
		2,3		2,3		2,3
Total de armadura en viga	4,5		4,5		4,5	
cuantia	0,52%		0,52%		0,52%	
cuantia maxima	1,19%		1,19%		1,19%	
cuantia minima	0,27%		0,27%		0,27%	
Verificacion	Verifica		Verifica		Verifica	
Kr	0,139		0,003		0,014	
Kz	0,902		0,966		0,966	
ϕ	0,900		0,900		0,900	
Arm. Inf nec. [cm2] =	7,12		0,13		0,67	
Armadura minima [cm2] =	2	12	2	12	2	12
		2,3		2,3		2,3
Detalle de armaduras	4	16	2	12	2	12
		8,0		2,3		2,3
Total de armadura en viga	10,3		4,5		4,5	
cuantia	1,18%		0,52%		0,52%	
cuantia maxima	1,19%		1,19%		1,19%	
cuantia minima	0,27%		0,27%		0,27%	
Verificacion	Verifica		Verifica		Verifica	

4.2. FUNDACIONES SUPERFICIALES

4.2.1. PILOTES

a) En la planilla de cálculos de pilotes se debe incorporar como primera medida los datos geométricos del pilote, como el diámetro del mismo, el recubrimiento, la longitud del mismo y la profundidad a la que se encuentra nivel freático en caso de que haya en el terreno.

Pilotes circulares		
Datos del pilote		
Diametro [m]	D	0,6
Recubrimiento	r	0,05
γ		0,8
Longitud total del pilote [m]	L	15
Nivel freatico [m]	NF	8
Area de punta [m ²]	Ap	0,28
Area de fuste [m ²]	Af	28,27

b) Luego se incorpora la planilla de las propiedades de los materiales, en la cual es posible ingresar diferentes resistencias del hormigón, la zona sísmica, el tipo de suelo y el coeficiente de destino. La planilla obtiene el valor del plafón del espectro de respuesta asociado al tipo de suelo y a la zona sísmica.

Propiedades de los materiales	
f'c [Mpa]	25
fy [Mpa]	420
ρ_{min}	0,003
Zona Sismica	2
Tipo de Suelo	Tipo 2
γ_d	1
Valor del plafon (b)	0,51
Tipo de suelo preponderante en el fuste	Arcilla
Tipo de suelo preponderante en la punta	Roca

c) Para la determinación de la resistencia del pilote debido a la resistencia de fricción o por acción del fuste, se realiza la siguiente planilla. En ella se debe agregar los valores de la profundidad del estrato, la densidad del suelo, debido a la presencia de un nivel freático la tensión a fricción negativa, el ángulo de fricción del suelo y la cohesión. La planilla obtiene el valor α deducido de los gráficos dados por Caquot y Kerisel, calcula el valor de K, la tensión σ_v , la tangente de ϕ y Qf [tn].

Capacidad por fuste										
Estrato	Espesor [m]	γ [T/m ³]	γ_{sum} [T/m ³]	ϕ [°]	Cu [t/m ²]	α	K	σ_v [tn/m ²]	Tan ϕ	Qs [tn]
1	4	1,7	1,7	4	1	1	0,93	6,8	0,07	9,21
2	3	1,7	1,7	2	0,8	1	0,97	5,1	0,03	5,01
3	4	1,8	0,8	5	1	1	0,91	3,2	0,09	8,50
4	4	1,7	0,7	35	0,4	1	0,43	2,8	0,70	6,17
[Qf] Capacidad por fuste total [Tn]										28,89

d) A La capacidad de resistencia por punta, se debe agregar el valor del estrato al que está apoyado el pilote, la densidad del suelo, el ángulo de fricción y la cohesión del estrato, la planilla da los valores Nq y Nc de la ecuación de Terzaghi

Capacidad por punta					
Profundidad	γ [T/m ³]	ϕ [°]	Cu [t/m ²]	Nq	Nc
2	1,5	25	0,1	12,72	25,12
Capacidad por punta total [Tn]					
$Q_p = 1,2 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q$					81,8

Para la determinación de la capacidad ultima, se utilizaron coeficientes de minoración obtenidos de las Normas AASTHO.

Coeficiente por fricción	0,65
Coeficiente por punta	0,55
Capacidad ultima	
$0,65 \cdot Q_f + 0,55 \cdot Q_p$	63,75

e) Se obtiene una planilla con las combinaciones de carga de acuerdo al Nuevo Reglamento, considerando la acción del sismo.

Combinaciones de carga a utilizar				
Comb1	1,2 D +1,6 L			
Comb2	1,71 D	+	0,5L	+Eh
Comb3	1,71 D	+	0,5L	-Eh
Comb4	0,39		D	+Eh
Comb5	0,39		D	-Eh

f) Siguiendo con los esfuerzos que obtenemos según el modelo estructural, se colocan los esfuerzos a los que está sometido el pilote.

	Esfuerzos	
	Momento	Normal
Permanentes D	5,6	12
Sobrecarga L	7,8	15
Sismo E -->	4,3	9
Sismo E <--	-5,1	-8,7

g) Se confecciona una tabla de los esfuerzos para las distintas combinaciones, tanto Normal como Momento flector. La coordenada de la combinación se muestra en el diagrama de interacciones y se asigna la cuantía más apropiada, luego se calcula la armadura de acero necesaria. Se diseña la planilla para que el usuario coloque la cantidad y el diámetro de las barras de acero a utilizar para cubrir la armadura necesaria.

	EH →		EH ←		Comb 1
	Comb 2	Comb 4	Comb 3	Comb 5	
Pu (t)	37,02	13,68	19,32	-4,02	38,40
Mu (tm)	12,40		26,40		19,2
ρ_t (min)	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01
As [cm ²] por cara	57	28	28	28	28

Calculo de la Armadura Longitudinal		
\emptyset [mm]	Nº barras	As [cm ²]
25	12	59

4.2.2. GRUPO DE PILOTES

a) Se propone el análisis de grupos de pilotes, en el cual se tiene en cuenta la eficiencia del grupo de pilotes. En la planilla siguiente se incorporan la cantidad de pilotes que interactúan en el grupo

EFICIENCIA DE GRUPO DE PILOTES	
Nº de Columnas (n)	2
Nº de Filas (m)	3
Total de Pilotes (K)	6

b) Luego se calculan parámetros como la separación entre pilotes, el ángulo Θ y la eficiencia del grupo de pilotes.

Separacion entre pilotes para 100% de eficiencia en gurpo	$S \geq \frac{1.57 * \phi * m * n - 2\phi}{m+n-2} + \phi$	2,08 OK
$\theta [^\circ] = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\phi}{S} \right)$	16	
EFICIENCIA DE GRUPO	$\eta = 1 - \left(\theta * \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 * m * n} \right)$	
Capacidad de carga admisible por grupo	$Q_{admG} = Q_{adm} * K * \eta$	

c) Por último se obtiene una tabla en la cual compara la eficiencia y el Qadm del grupo de pilotes

n.D	S [m]	Θ°	η	QadmG[T]
2,5D	1,5	22	0,72	274,41
3D	1,8	18	0,76	291,11
4D	2,4	14	0,82	312,92
5D	3	11	0,85	326,44
6D	3,6	9	0,88	335,60
8D	4,8	7	0,91	347,19
10D	6	6	0,93	354,20

4.2.3. CABEZAL DEL PILOTES

a) En el dimensionado de los cabezales de pilotes la planilla muestra las dimensiones de la columna correspondiente que transmite la carga a la viga y hace que trabaje en forma de biela. La planilla obtiene las dimensiones de la viga recomendables por el Reglamento, como la altura, el largo, la separación entre pilotes, y a partir de ella la componente horizontal del esfuerzo (z). Las celdas pintadas en azul, son las celdas que se deberán llenar con las dimensiones reales tomando como referencia las dimensiones obtenidas por formulas.

Dimensiones para los Cabezales	
Dimension de la columna (a) [m]	0,3
Dimension de la columna (b) [m]	0,3
Ancho de la viga (bo)[m]	0,9
Ancho de la viga adoptado (bo)[m]	0,9
Altura de la viga (h)[m]	1,35
Altura de la viga adoptado (h)[m]	1,35
Longitud de la viga (l) [m]	2,4
Separacion entre pilotes (e) [m]	1,5
Separacion entre pilotes adoptada (e) [m]	1,5
z	5,3

b) El momento último se calcula multiplicando el esfuerzo normal z por la altura de la viga y el corte como el mayor esfuerzo normal último que llega al pilote dividido 2.

Momento Ultimo	7,15
Corte Máximo	19,2

c) Con el momento último, se obtienen los parámetros Kr. El Excel busca el valor de kz y ϕ correspondientes a Kr en la tabla adjunta a la planilla y luego calcula la armadura de acero necesaria.

Kr	0,002
Kz	0,966
ϕ	0,9
Arm. Sup nec. [cm2] =	1,45
Armadura minima [cm2] =	2 12
	2,3
Detalle de armaduras	6 12
	6,8
Total de armadura en viga	9,0
Cuantia	0,07%

d) Por último se verifica al corte, para ello se calcula la resistencia al corte del hormigón según indica el Nuevo Reglamento $v_b = (0,07 + 10 \cdot \rho_w) \cdot \sqrt{f'_c} \leq 0,20 \cdot \sqrt{f'_c}$ multiplicada por las dimensiones del cabezal.

Verificacion al corte	
Vu=qu*I [Tn]	19,20
$V_b = [(0,07 + 10 \cdot \rho_w) \cdot \sqrt{f'_c} \leq 0,20 \cdot \sqrt{f'_c}] \cdot h \cdot b_0$	47,05
Vu < Vc * 0,75	Verifica

4.3. LOSAS

La hoja de cálculo de losas se divide en cuatro solapas según el tipo de losa que se necesita analizar y las direcciones de armado. Cabe mencionar que para las losas armadas en una dirección las verificaciones se hacen como si la misma fuera una viga, mientras que si esta armada en dos direcciones se utiliza el método de Marcus.

4.3.1. Losas Macizas Armadas en una Dirección.

a) Se define la geometría de la estructura, las cargas a las que está sometida, el tipo de apoyo, con ello se obtiene un espesor mínimo, el espesor adoptado es el espesor que se considera, se debe incorporar el recubrimiento y por último las propiedades de los materiales.

Datos generales	
Carga permanente q_d (tn/m ²)=	0,15
Sobrecarga q_l (tn/m ²)=	0,05
Lado mayor de losa L_x (mt)	8,5
Lado menor de losa L_y (mt)	12
Tipo de apoyo	1 Extremo Continuo
Intro espesor de losa (cm)	35
Espesor adoptado(cm)	35
Recubrimiento(cm)	2
d (cm)	33
f_{cd} [Mpa]	20
f_{yd} [Mpa]	420

b) Luego se procede a las combinaciones de cargas indicadas por el Reglamento Nuevo.

Combinaciones de carga (Tn/m ²)	
1,4D	0,21
1,2D+1,6L	0,26
Maximo valor	0,26

c) Debe introducir los valores de momentos flectores últimos en el apoyo y en el tramo central

Momentos Flectores [tnm]	
Tramo	2,45
Apoyo	0,321

d) Con los momentos máximos se obtiene la armadura de acero necesaria y las separaciones de las barras de acero.

Armadura Tramo		
$Kr=Mu/(100*d^2*fc)$	0,011	
Kz	0,966	
ϕ	0,9	
$As [cm^2/m]$	2,0	
Diametro[mm]	12	
Cantidad de barras	10	
Armadura total[cm ²]	11,31	
Armadura mínima[cm ²]	8,78	VERIFICA
Separación Máxima	30	
Separación propuesta	20	VERIFICA
Armadura de reparticion	5,94	
Separación Máxima	30	
Separación propuesta	20	VERIFICA

e) Por ultimo se realiza la verificación al corte, para ello la planilla utiliza el máximo corte ya sea en la dirección (x o y) y lo multiplica por la longitud en la que se desarrolla ($qx*Ly$), además se lo multiplica por un coeficiente 0.6 decidiendo que el 60% de la carga distribuida va a uno de los lados.

Verificacion al corte	
$Vu=qu*I [Tn]$	1,11
$Vc=1/6(b*d*raiz(f'c))$	2,46
$Vu < Vc*0,75$	Verifica

4.3.2. Losas Macizas Armadas en dos Direcciones.

- a) Se define la geometría de la estructura, las cargas a las que está sometida, el tipo de apoyo para obtener los coeficientes de Marcus, el espesor adoptado, se debe incorporar el recubrimiento y por ultimo las propiedades de los materiales.

Datos generales	
Carga permanente q_d (tn/m ²)=	0,44
Sobrecarga q_l (tn/m ²)=	0,2
Lado mayor de losa L_x (mt)	3,6
Lado menor de losa L_y (mt)	5,4
Tipo de apoyo	Apoyo 1
Intro espesor de losa (cm)	10
Espesor adoptado(cm)	10
Recubrimiento(cm)	2
d (cm)	8
f_{cd} [Mpa]	20
f_{yd} [Mpa]	420

- b) Luego se procede a las combinaciones de cargas indicadas por el Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005

Combinaciones de carga (Tn/m ²)	
1,4D	0,616
1,2D+1,6L	0,848
Maximo valor	0,85

- c) Se obtienen los valores de las tablas de marcus para momentos en el tramo en función del tipo de apoyo.

Momentos máximos Tramo (Tnm)	
L_y/L_x	1,50
m_x	24,91
m_y	27,47
M_x [Tnm]	0,441
M_y [Tnm]	0,400
K_x	0,54900
q_x	0,47
q_y	0,38

- d) Con los momentos máximos se obtiene la armadura de acero necesaria y las separaciones de las barras de acero.

Armadura Tramo X		
$Kr=Mu/(100*d^2*fc)$	0,003	
Kz	0,966	
\emptyset	0,9	
As [cm ² /m]	0,4	
Diametro[mm]	8	
Cantidad de barras	15	
Armadura total[cm ²]	7,54	
Armadura mínima[cm ²]	7,45	✓ VERIFICA
Separación Máxima	20	
Separación propuesta	16	✓ VERIFICA
Armadura de reparticion	5,04	
Separación Máxima	20	
Separación propuesta	20	VERIFICA

Armadura Tramo Y		
$Kr=Mu/(100*d^2*fc)$	0,0027	
Kz	0,966	
\emptyset	0,9	
As [cm ² /m]	0,41	
Diametro[mm]	8	
Cantidad de barras	15	
Armadura total[cm ²]	7,54	
Armadura mínima[cm ²]	7,45	✓ VERIFICA
Separación Máxima	20	
Separación propuesta	16	✓ VERIFICA
Armadura de reparticion	4,86	
Separación Máxima	20	
Separación propuesta	20	VERIFICA

- e) Se obtienen los valores de las tablas de marcus para momentos en el apoyo.
- f) Con los momentos máximos se obtiene la armadura de acero necesaria y las separaciones de las barras de acero.
- g) Por último se realiza la verificación al corte, para ello la planilla utiliza el máximo corte ya sea en la dirección (x o y) y lo multiplica por la longitud en la que se desarrolla ($q_x * L_y$), además se lo multiplica por un coeficiente 0.6 decidiendo que el 60% de la carga distribuida va a uno de los lados.

Verificacion al corte	
$Vu=q_u * l$ [Tn]	1,11
$Vc=1/6(b*d*raiz(f'c))$	2,46
$Vu < Vc * 0,75$	Verifica

4.3.3. Losas Nervurada Armadas en una Dirección.

- a) Se define la geometría de la estructura, el ancho del nervio, distancia entre nervios transversales, el tipo de apoyo para obtener las alturas mínimas de la losa, el espesor adoptado, el largo del casetón, se debe incorporar el recubrimiento y por ultimo las propiedades de los materiales.

Datos generales	
Lado mayor de losa Lx (mt)	8,5
Lado menor de losa Ly (mt)	20
Ancho del Nervio mínimo [cm]	10
Ancho del Nervio [cm]	12
Distancia entre nervios transversales [m]	2,12
Tipo de apoyo	2 Extremo Continuo
Espesor máximo total h [cm]	40
Espesor total h [cm]	40
Dimension máxima del caceton [cm]	80
Separación entre nervios X [cm]	80
Separación entre nervios y [cm]	80
Espesor maximo capa de compresion [cm]	7
Espesor de capa de compresion [cm]	5
Recubrimiento(cm)	3
d(cm)	37
fcd [Mpa]	20
fyd [Mpa]	420

- b) Se procede a determinar las cargas que actúan en la losa, para ello se determina el volumen de hormigón que existe en la losa, calculando valores de superficie total, áreas de módulos, proponiendo la densidad del hormigón, el número de bloques que hay y los pesos por sobre carga.

Volúmenes y cargas	
Superficial total	0,368
Superficial relleno	0,28
Area de módulo	1,9504
Volumen total	0,78016
Volumen relleno	0,56
Volumen de Hormigon	0,220
Densidad del hormigon	2,4
Peso del hormigon	0,53
Numero de bloques	20
Peso del relleno	0,018
Peso total módulo	0,36
Peso por m ² total módulo	0,46
Densidad del hormigon para contrapiso	2,2
Espesor de contrapiso	0,08
Carga total permanente	0,6
Carga permanente adicional	0,05
Sobrecarga	0,2

- c) Luego se procede a las combinaciones de cargas indicadas por el Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005.

Combinaciones de carga (Tn/m ²)	
1,4D	0,95
1,2D+1,6L	1,14
Maximo valor	1,14
Carga última por nervio	1,05

- d) Se calculan los momentos últimos de apoyo y de tramo.

Momentos Ultimos	
Momento en el tramo	3,15
Momento en el apoyo	6,30

- e) Se calculan las armaduras de apoyo del nervio con la carga última por nervio.

Armadura apoyo del nervio		
$Kr=Mu/(100*d^2*f_c)$	0,19	
Kz	0,854	
ϕ	0,9	
As [cm ² /m]	5,3	
Diametro[mm]	12	
Cantidad de barras	10	
Armadura total[cm ²]	11,31	
Armadura mínima[cm ²]	9,85	VERIFICA
Separación propuesta	15	
Separacion Máxima [cm]	30	

- f) Se verifica la placa de compresión para determinar la armadura y la verificación al corte.

Verificacion de la placa	
$Kr=Mu/(100*d^2*f_c)$	0,1505
Kz	0,894
ϕ	0,9
As [cm ² /m]	1,8
Diametro[mm]	12
Cantidad de barras	10
Verificacion al corte	
$Vu=qu*I$ [Tn]	0,52
$Vc=1/6(b*d*raiz(f'c))$	1,49
$Vu < Vc * 0,75$	Verifica

- g) Por ultimo se realiza la verificación del nervio como viga Te para el dimensionado de la armadura y la verificación al corte.

Verificacion del nervio como viga T	
Vu [tn]	4,45
d [cm]	37
b	12
Vc	3,31
0,75 Vc	2,48
Armadura de Corte	Dimensione la armadura de corte
Vs	2,62
Aest	1,69
Momento flector como viga T	
Mu	3,15
bef [cm]	92
Kr	0,013
Kz	0,966
\emptyset	0,9
ρ	0,0027
h=cielorraso+caseton+capa comp.	35
a	2,37
As [cm ² /m]	10,2
Diametro[mm]	20
Cantidad de barras	4
Armadura total[cm ²]	12,6

4.3.4. Losas Nervurada Armadas en dos Direcciones.

- a) Se define la geometría de la estructura, el ancho del nervio, distancia entre nervios transversales, el tipo de apoyo para obtener los coeficientes de Marcus, el espesor adoptado, el largo del casetón, se debe incorporar el recubrimiento y por ultimo las propiedades de los materiales.

Datos generales	
Lado mayor de losa Lx (mt)	10
Lado menor de losa Ly (mt)	8
Tipo de apoyo	Apoyo 6
Ancho del Nervio mínimo [cm]	10
Ancho del Nervio [cm]	11
Espesor mínimo total h [cm]	27,5
Espesor total h [cm]	43
Dimension máxima del cacetón [cm]	80
Separación entre nervios X [cm]	50
Separación entre nervios y [cm]	50
Espesor mínimo capa de compresión [cm]	7
Espesor de capa de compresión [cm]	5
Recubrimiento(cm)	3
d(cm)	40
fcd [Mpa]	20
fyd [Mpa]	420

- b) Se procede a determinar las cargas que actúan en la losa, para ello se determina el volumen de hormigón que existe en la losa, calculando valores de superficie total, áreas de módulos, proponiendo la densidad del hormigón, el número de bloques que hay y los pesos por sobre carga.

Volumenes y cargas	
Superficial total	0,2623
Superficial relleno	0,19
Area de módulo	0,3721
Volumen total	0,160
Volumen relleno	0,095
Volumen de Hormigon	0,065
Densidad del hormigon	2,4
Peso del hormigon	0,156
Numero de bloques	1
Peso del relleno	0,018
Peso total módulo	0,02
Peso por m2 total módulo	0,468
Densidad del hormigon para contrapiso	1,8
Espesor de contrapiso	0,08
Carga total permanente	0,6
Carga permanente adicional	0,05
Sobrecarga	0,3

- c) Luego se procede a las combinaciones de cargas indicadas por el Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005.

Combinaciones de carga (Tn/m ²)	
1,4D	0,93
1,2D+1,6L	1,27
Maximo valor	1,27
Carga última por nervio	0,78

- d) Se obtienen los valores de las tablas de Marcus para momentos en el tramo en función del tipo de apoyo y los momentos flectores últimos en el tramo en las direcciones X e Y.

Momentos de tramo (Tnm)	
Ly/Lx	1,10
mx	46,77
my	56,59
Mx[Tnm]	2,724
My[Tnm]	1,441
Kx	0,59
qx	4,54
qy	2,48

- e) Por ultimo se realiza la verificación del nervio como viga Te para el dimensionado de la armadura y la verificación al corte en ambas direcciones

Verificacion del nervio como viga T [Y]	
Vu [tn]	1,51
d [cm]	40
b	11
Vc	3,28
0,75 Vc	2,46
Armadura de Corte	No necesita armadura de corte
Vs	-
Aest	-
Momento flector como viga T [Y]	
Mu	0,88
bef [cm]	61
Kr	0,005
Kz	0,966
∅	0,90
ρ	0,0027
h=cielorraso+caseton+capa comp.	35
a	2,3
As [cm ² /m]	7,0
Diametro[mm]	20
Cantidad de barras	2
Armadura total[cm ²]	6,3

Verificacion del nervio como viga T [X]	
Vu [tn]	2,77
d [cm]	38
b	11
Vc	3,12
0,75 Vc	2,34
Armadura de Corte	Dimensione la armadura de corte
Vs	0,58
Aest	0,36
Momento flector como viga T [X]	
Mu	1,66
bef [cm]	61
Kr	0,009
Kz	0,966
∅	0,9
ρ	0,0027
h=cielorraso+caseton+capa comp.	33
a	2,20
As [cm ² /m]	6,64
Diametro[mm]	20
Cantidad de barras	2
Armadura total[cm ²]	6,3

4.4. VIGAS

a) En primera instancia en las planillas de Viga-Columna se especifica las dimensiones de la viga, su ancho, la altura, el recubrimiento y la longitud.

Dimensiones y Longitud de la Viga		
	Tramo 1	Tramo 2
B [m] =	0,20	0,20
H [m] =	0,60	0,60
Rec r [m] =	0,03	0,03
d [m]	0,57	0,57
L =	4,00	4,00

b) Se definirá las propiedades de los materiales a utilizar, contando con tres resistencias a la compresión del Hormigón (H20; H25; H30), la zona sísmica y el tipo de suelo, para obtener el valor del plafón del espectro de respuesta.

Propiedades de los materiales	
f'c [Mpa]	25
fy [Mpa]	420
ρ_{min}	0,003
Zona Sísmica	2
Tipo de Suelo	Tipo 2
γ_d	1
Valor del plafon (b)	0,51

c) La planilla de las combinaciones tiene en cuenta las combinaciones establecidas por el Reglamento Nuevo de construcción CIRSOC 201-2005. Se considera las combinaciones más desfavorables por ello en las combinaciones 2 y 3 el valor de 1.2D se le suma el esfuerzo del sismo en dirección vertical y en las combinaciones 4 y 5 se le resta.

Combinaciones de carga a utilizar				
Comb1	1,2 D +1,6 L			
Comb2	1,71 D	+	0,5L	+Eh
Comb3	1,71 D	+	0,5L	-Eh
Comb4	0,39		D	+Eh
Comb5	0,39		D	-Eh

d) Se utilizan valores de momentos flectores obtenidos por un modelo estructural en las distintas secciones de la viga, siendo estas los apoyos izquierdo y derecho y el centro de la misma, estas secciones se las representa con una numeración siendo el apoyo izquierdo = 1; centro = 2; apoyo derecho = 3.

MOMENTOS ULTIMOS EN VIGA PB						
	TRAMO 1			TRAMO 2		
Estados de Carga	1	2	3	1	2	3
Permanentes	-4,23	3,17	-5,18	-2,84	1,39	-1,66
Sobrecarga	-0,67	0,49	-0,83	-0,52	0,27	-0,31
Sismo E -->	14,59	0	-12,05	14	0	-12,12

e) Se introducen los esfuerzos de corte obtenidos por el modelo estructural, solo los esfuerzos correspondientes a cargas permanentes y sobrecargas, ya que los esfuerzos del sismo se obtienen por la sobre resistencia del acero por el diseño por capacidad.

CORTE [Tn] MODELO						
	TRAMO 1			TRAMO 2		
Est. de Carga	1	2	3	1	2	3
Permanentes D	-6,11	4,35	6,48	-3,78	-2,35	3,09
Sobrecarga L	-0,96	0,7	1,03	-0,70	-0,44	0,59
Sismo E --->	-18,15	-18,15	-18,15	-18,15	-18,15	-18,15
Sismo E <---	18,15	18,15	18,15	18,15	18,15	18,15

Primero la planilla de cálculo realiza las combinaciones de carga para los momentos flectores obteniendo los máximos valores superior e inferiormente. También se calcula el Momento crítico de la viga y la posibilidad de que haya un diferencial de momentos flectores ya sea positivo o negativo.

f) Con los momentos Máximos en la cara superior de la viga, se calcula K_r para luego obtener los valores de K_z y \emptyset de la tabla anexa. Con estos parámetros se calcula la sección de acero necesaria para la viga. Se propone la separación de la armadura esqueleto de la viga, la cual recorre en toda su longitud, siendo esta como mínimo 2 barras de 12 mm y luego la armadura de refuerzo. Se obtiene la cuantía correspondiente la cual debe estar entre los valores máximos y mínimos para su verificación. Se procede de igual manera en la cara inferior.

g) Con las armaduras correspondientes a utilizar, se determina el esfuerzo de corte debido al sismo por el diseño de capacidad. Para ello se calculan los momentos nominales de cada tramo con las armaduras obtenidas por las barras de acero, se multiplica el momento nominal por el factor de sobre-resistencia del acero (1.4), al dividirlo por el momento debido al sismo, se obtienen los factores de sobrerresistencia de las vigas y el corte debido al sismo se lo calcula como la suma del momento M^o superior de la sección 1 y el momento M^o inferior de la sección 2, divididos por la longitud de la viga.

Estado de carga	Tramo 1						Tramo 2					
	1		2		3		1		2		3	
	M [tm]	Q [t]	M [tm]	Q [t]	M [tm]	Q [t]	M [tm]	Q [t]	M [tm]	Q [t]	M [tm]	Q [t]
Comb1	-6,15	-8,87	4,59	6,34	-7,54	9,42	-4,24	-5,66	2,10	-3,52	-2,49	4,65
Comb2	7,02	-29,08	5,67	-10,37	-21,32	-6,56	8,88	-24,97	2,51	-22,39	-15,11	-12,58
Comb3	-22,16	7,23	5,67	25,94	2,78	29,75	-19,12	11,34	2,51	13,92	9,13	23,73
Comb4	12,94	-20,54	1,24	-16,46	-14,07	-15,63	12,89	-19,63	0,54	-19,07	-12,77	-16,95
Comb5	-16,24	15,77	1,24	19,85	10,03	20,68	-15,11	16,68	0,54	17,24	11,47	19,36
Esfuerzos de flexión												
Mom - [tm] =	-22,16		1,24		-21,32		-19,12		0,54		-15,11	
Mom + [tm] =	12,94		5,67		10,03		12,89		2,51		11,47	
M _{útil} [tm] =	33,30		33,30		33,30		33,30		33,30		33,30	
ΔM - [tm] =	0,00		0,00		0,00		0,00		0,00		0,00	
ΔM + [tm] =	0,00		0,00		0,00		0,00		0,00		0,00	
Kr	0,136		0,008		0,131		0,118		0,003		0,093	
Kz	0,902		0,966		0,902		0,915		0,966		0,933	
∅	0,9		0,9		0,9		0,9		0,9		0,9	
Arm. Sup nec. [cm2] =	11,40		0,59		10,97		9,70		0,26		7,52	
Armadura minima [cm2] =	4	12	4	12	4	12	4	12	4	12	4	12
		4,5		4,5		4,5		4,5		4,5		4,5
Detalle de armaduras	4	16	4	16	4	16	4	16	4	16	4	16
		8,0		8,0		8,0		8,0		8,0		8,0
Total de armadura en viga	12,6		12,6		12,6		12,6		12,6		12,6	
Cuantia	1,10%		1,10%		1,10%		1,10%		1,10%		1,10%	
Cuantia Max	1,39%		1,39%		1,39%		1,39%		1,39%		1,39%	
Cuantia Min	0,30%		0,30%		0,30%		0,30%		0,30%		0,30%	
Verificacion	Verifica		Verifica		Verifica		Verifica		Verifica		Verifica	
Kr	0,080		0,035		0,062		0,079		0,015		0,071	
Kz	0,945		0,966		0,956		0,945		0,966		0,951	
∅	0,9		0,9		0,9		0,9		0,9		0,9	
Arm. Inf nec. [cm2] =	6,36		2,72		4,87		6,33		1,21		5,60	
Armadura minima [cm2] =	2	12	2	12	2	12	2	12	2	12	2	12
		2,3		2,3		2,3		2,3		2,3		2,3
Detalle de armaduras	4	16	4	16	4	16	4	16	4	16	4	16
		8,0		8,0		8,0		8,0		8,0		8,0
Total de armadura en viga	10,3		10,3		10,3		10,3		10,3		10,3	
Cuantia	0,90%		0,90%		0,90%		0,90%		0,90%		0,90%	
Cuantia Max	1,39%		1,39%		1,39%		1,39%		1,39%		1,39%	
Cuantia Min	0,30%		0,30%		0,30%		0,30%		0,30%		0,30%	
Verificacion	Verifica		Verifica		Verifica		Verifica		Verifica		Verifica	

Miembro		Corte Ultimo						
			As [cm ²]	Mn [Tnm]	M° [Tnm]	MEb	φb	VE [Tn]
Tramo 1	1	Superior	12,6	28,50	39,90	14,59	2,73	→ 18,15
		Inferior	10,30	23,37	32,72		2,24	
	2	Superior	12,57	28,50	39,90	0		
		Inferior	10,30	23,37	32,72			
	3	Superior	12,57	28,50	39,90	-12,05	3,31	← -18,15
		Inferior	10,30	23,37	32,72		2,72	
Tramo 2	1	Superior	12,57	28,50	39,90	14	2,85	→ 18,15
		Inferior	10,30	23,37	32,72		2,34	
	2	Superior	12,57	28,50	39,90	0		
		Inferior	10,30	23,37	32,72			
	3	Superior	12,57	28,50	39,90	-12,12	3,29	← -18,15
		Inferior	10,30	23,37	32,72		2,70	

h) Con los esfuerzos de corte por acción del sismo, es posible calcular las combinaciones de esfuerzos últimos debido al corte y determinar los máximos esfuerzos últimos.

Corte Vu [Tn]			vu [Tn/m ²]
TRAMO 1	1	29,08	255,11
	2	25,94	227,57
	3	29,75	260,97
TRAMO 2	1	24,97	219,02
	2	22,39	196,43
	3	23,73	208,19

i) La planilla calcula en función del diámetro mínimo de la armadura longitudinal la separación máxima entre estribos, luego es posible proponer la separación a utilizar, el diámetro de las barras de estribos, el número de ramas y calcula el área de la sección, luego se procede a una verificación.

Miembro		Estribos						Control	
		db min [mm]	Smax [cm]	S [cm]	Ø [mm]	Nº ramas	Ar [cm ²]	Ar min [cm ²]	Control
		Tramo 1	1	12,0	7,20	7,0	8	3	0,50
12,0	7,20			0,31	Verifica				
2	-			15	8	3	0,50		Verifica
	-								Verifica
3	12,0		7,20	7,0	8	3	0,50	0,31	Verifica
	12,0		7,20					0,31	Verifica
Tramo 2	1	12,0	7,20	7,0	8	3	0,50	0,31	Verifica
		12,0	7,20					0,31	Verifica
	2	-		15	8	3	0,50		Verifica
		-							Verifica
	3	12,0	7,20	7,0	8	3	0,50	0,31	Verifica
		12,0	7,20					0,31	Verifica

j) Para finalizar las planillas de cálculo de vigas, se procede a la verificación del corte y al control de barras diagonales. Se considera que el aporte a la resistencia al corte en las zonas de formación de rótulas plásticas del hormigón es nulo. Se determina el valor de V_n en cada sección de la viga y se lo compara con el valor de V_u , con el control de que uno excede cierto valor. Luego se calcula el valor r de la reversibilidad del sismo y especifica si es necesario o no el uso de barras diagonales.

Miembro		Sección		Corte Nominal					Controles		Control Diagonal		
		b [m]	d [m]	v_c [Tn/m ²]	V_c [Tn]	V_s [Tn]	V_n [Tn]	v_u [Tn/m ²]	$V_n > V_u$	v_u vs $0,16f_c=320$ Tn/m ²	r	$0,25(2+r)$ $\sqrt{f_c}$ [tn/m ²]	Diagonal
TRAMO 1	1	0,20	0,57	0,00	0,00	51,57	51,57	255,11	Verifica	No excede	-0,54	182,21	Necesaria
	2	0,20	0,57	90,12	10,27	24,07	34,34	227,57	Verifica	No excede	-		No se considera
	3	0,20	0,57	0,00	0,00	51,57	51,57	260,97	Verifica	No excede	-0,53	184,34	Necesaria
TRAMO 2	1	0,20	0,57	0,00	0,00	51,57	51,57	219,02	Verifica	No excede	-0,67	166,49	Necesaria
	2	0,20	0,57	90,12	10,27	24,07	34,34	196,43	Verifica	No excede	-		$r > -0,2$ -No se considera
	3	0,20	0,57	0,00	0,00	51,57	51,57	208,19	Verifica	No excede	-0,71	160,73	Necesaria

4.5. COLUMNAS

a) La planilla estructural para la verificación de las columnas cuenta con unas celdas para el dimensionado de las mismas. La cantidad de columnas en la planilla a dimensionar se debe a los tramos de las vigas que tenga el pórtico.

Columna 1		Columna 2		Columna 3	
B [m] =	0,20	B [m] =	0,20	B [m] =	0,20
H [m] =	0,60	H [m] =	0,60	H [m] =	0,60
r [m] =	0,09	r [m] =	0,09	r [m] =	0,09
d [m]	0,51	d [m]	0,51	d [m]	0,51
L =	2,80	L =	2,80	L =	2,80
γ =	0,7	γ =	0,7	γ =	0,7

b) También se debe agregar las propiedades de los materiales y una planilla de datos la cual contiene la cantidad de pisos del edificio, el piso en el que se está analizando, si se prevé una formación de rotula plásticas en la base de la columna (solo en planta baja), el periodo de la estructura y el factor de amplificación dinámico. Para el cálculo del factor de amplificación dinámico, se debe considerar si el pórtico trabaja en el estado plano o espacial, los valores mínimos del factor de amplificación y los valores máximos para ambos estados.

Propiedades de los materiales	
f'_c [Mpa]	25
f_y [Mpa]	420
Datos	
Cantidad de pisos totales	12
nivel de trabajo	0
rotula en la base	SI
Tipo de porticos	ESPACIAL
Periodo	0,3
w	1,10

c) La planilla utiliza los valores de sobrerresistencia flexional de la viga para el cálculo del corte último, se debe incorporar los momentos flectores debido al sismo superior e inferiormente obtenidos por el modelo estructural, así como también el corte debido al sismo en la columna.

EH →	Columna	ϕ_b	MEc inf	MEc sup	h	VEc	Mec* ϕ_b *w sup	Vu	
	Piso	C1	2,24	13,66	-9,87	2,80	4,09	-24,35	14,68
		C2	3,31	13,66	-9,87	2,80	4,09	-35,95	21,67
	C3	3,29	13,66	-9,87	2,80	4,09	-35,74	21,54	
EH ←	Nudo	ϕ_b	MEc inf	MEc sup	h	VEc	Mec* ϕ_b *w sup	Vu	
	PB	C1	2,73	-13,66	9,87	2,80	-4,09	29,69	-17,90
		C2	2,72	-13,66	9,87	2,80	-4,09	29,48	-17,77
	C3	2,70	-13,66	9,87	2,80	-4,09	29,31	-17,67	

d) Luego se determinan los esfuerzos axiales debido al sismo, para ello se obtiene el factor de reducción R_v , se utiliza el valor del corte debido al sismo de la viga y en función de la suma de los esfuerzos de los superiores se obtiene el esfuerzo axial para ambas direcciones del sismo, luego se incorporan los esfuerzos axiales debido a las cargas permanentes y sobrecargas. También se obtienen los valores de momentos flectores para las cargas mencionadas.

Nivel	Columna	R_v	b_c [m]	h_c [m]	A_g [m ²]	→			←		
						V_{Eb}	ΣV_{Eb}	PE [t]	V_{Eb}	ΣV_{Eb}	PE [t]
PB	C1	0,82	0,20	0,60	0,12	18,15	34,80	28,54	-18,15	-44,87	-36,80
	C2	0,82	0,20	0,60	0,12	0,00	40,84	33,49	0,00	-44,87	-36,80
	C3	0,82	0,20	0,60	0,12	-18,15	40,84	33,49	18,15	-44,87	-36,80

Esfuerzo Axial		Momento en la columna	
D [tn]	L [tn]	Mqd	Mql
-72,39	-8,84	1,67	0,27
-72,39	-8,84	1,67	0,27
-72,39	-8,84	1,67	0,27

e) Una vez obtenidos todos los esfuerzos se procede a realizar las combinaciones indicadas por el Reglamento Nuevo, para obtener los esfuerzos últimos y obtener la sección de acero necesaria para la verificación de la estructura. Para calcular el momento flector ultimo se usa el factor de reducción de momentos y para el cálculo del momento ultimo, depende si se genera la rótula plástica, el valor es el corte ultimo antes calculados, o la suma de momento del capitel y el nominal mayorado sobre la altura de la columna.

Nivel	Columna	→	←	→	←	Comb1	R_m	→	←	→	←
		Comb2	Comb3	Comb4	Comb5			M_u	M_u	V_u	V_u
PB	C1	-99,67	-165,00	0,30	-40,24	-101,01	0,94	20,40	24,88	27,82	8,89
	C2	-94,72	-165,00	5,26	-40,24	-101,01	0,92	29,49	24,18	20,82	8,64
	C3	-94,72	-165,00	5,26	-40,24	-101,01	0,92	29,32	24,04	20,76	8,59

f) Con las coordenadas de esfuerzos y momentos flectores últimos, se busca en el diagrama de interacción la cuantía que cubre estos esfuerzos y se obtiene la armadura de acero necesaria. Para ello se especifica que columna se quiere analizar.

Columna a analizar	1				
	PB - Columna C1				
	EH →		EH ←		
	Comb 2	Comb 4	Comb 3	Comb 5	Comb 1
P_u (t)	99,67	-0,30	165,00	40,24	101,01
M_u (tm)	20,40		24,88		2,436
ρ_t (min)	0,01	0,02	0,05	0,04	0,01
A_s [cm ²] por cara	5,1	10,2	25,5	20,4	5,1

g) Se calcula la armadura longitudinal, con el control del esfuerzo axial como muestra la planilla y se obtiene el momento nominal aportado por las barras de acero, y el momento mayorado por la sobrerresistencia del acero.

Calculo de la Armadura Longitudinal						Control		Momento	
Nº Cordones	Ø [mm]	Nº barras	As [cm²]	ρadop	As>Ac	Pn	Pu<0,7.Ø.Pn	Mcñ [Tn*m]	Moc [Tn*m]
2	25,00	6	29,45	3,51%	Verifica	407,56	Verifica	31,85	57,50
2	20,00	6	18,85	2,24%	Verifica	365,60	Verifica	20,58	28,82
2	20,00	6	18,85	1,57%	Verifica	365,60	Verifica	20,58	28,82

h) Luego se calcula la armadura transversal necesaria y la longitud de formación de rotula plástica, la separación máxima entre estribos.

Columnas	Pu [Tn]	ΦfcAg [Tn]	Smáx [cm]	S [cm]	Nº ramas	h' [cm]	Ag/Ac	ρt.m	Ash nec [cm²]	Ø [mm]	Ae adopt [cm²]	lp [cm]
1	165,00	270,00	5,00	5	3	6,00	2,33	0,40	0,17	8,00	0,50	180,00
2	165,00	270,00	5,00	5	3	6,00	2,33	0,31	0,19	8,00	0,50	180,00
3	165,00	270,00	5,00	5	3	6,00	2,33	0,31	0,19	6,00	0,28	180,00

i) Por ultimo se verifica la resistencia al corte de la columna, para ello se utilizan los valores de Pu en relación a $f'_c \cdot b_c \cdot h_c$. Se determina el valor vb el cual se verifica tal que no supere el 20% de la resistencia a tracción del hormigón $v_b < 0,2 \cdot \sqrt{f'_c}$. Determinando la resistencia al corte aportado por el hormigón y las separaciones de los estribos en las zonas normales y críticas, se calculan la resistencia al corte debido a la sección de acero.

Nivel	Dirección	Pu [kN]		Pu/(fc.bc.hc)		vb [Tn/m²]	Control	vc [Tn/m²]	
		Comb 2-3	Comb 4-5	Comb 2-3	Comb 4-5			vb<0.2fc*0.5	Comb 2-3
6º	→	99,67	-0,30	0,33	0,00	100,00	Verifica	192,76	-
	←	165,00	40,24	0,55	0,13			268,33	73,92
6º	→	94,72	-5,26	0,32	-0,02	100,00	Verifica	185,79	-
	←	165,00	40,24	0,55	0,13			185,79	185,79
6º	→	94,72	-5,26	0,32	-0,02	100,00	Verifica	185,79	-
	←	165,00	40,24	0,55	0,13			268,33	73,92

Nº ramas	s [cm]			Ae adopt [cm²]	vs [Tn/m²]	
	Z. Crt.	Z. Norm.	Z. Norm. Adopt		Z. Crt.	Z. Norm.
3	5,0	6,00	6	0,50	591,12	492,60
3	5,0	6,00	6	0,50	591,12	492,60
3	5,0	6,00	6	0,28	332,51	277,09

j) Luego se desarrolla la verificación al corte, tanto para zona critica como para la zona normal, teniendo que ser mayores que los esfuerzos Vu.

Nivel	Dirección	vn =vc+vs [Tn/m²]			vu= Vcu/Ag [Tn/m²]	VERIFICACIÓN
		Zona Crítica	Zona Normal			
		vn=vs	Comb 2-3	Comb 4-5		
6º	→	591,12	685,37	492,60	231,84	VERIFICA
	←		760,93	566,52	74,05	VERIFICA
6º	→	591,12	678,39	492,60	173,52	VERIFICA
	←		678,39	678,39	71,96	VERIFICA
6º	→	332,51	462,87	277,09	173,02	VERIFICA
	←		545,42	351,01	71,54	VERIFICA

Capítulo V - CONCLUSIONES

Como conclusiones se puede apreciar, que el trabajo realizado en la práctica supervisada, abarca temas de Ingeniería Estructural y Geotecnia, con el enfoque en el diseño, dimensionado y verificación de elementos estructurales estudiados en el transcurso de la carrera.

Se tuvieron en cuenta los parámetros más relevantes que han cambiado en los nuevos Reglamentos de Construcción C.I.R.S.O.C 201 y C.I.R.S.O.C 103 parte II Edición 2005. A partir de la comparación con el Reglamento Anterior se ha podido adaptar y realizar las planillas de cálculos estructurales correspondientes.

Uno de los logros alcanzados fue que las planillas de cálculo estructural se presentaran de manera simple para que el usuario las pueda operar, y de esta manera demande la menor pérdida de tiempo en las verificaciones y dimensionados. Se utilizaron tutoriales para un mejor y completo manejo de las funciones de Microsoft Excel, se incorporaron tablas de libros y apuntes utilizados en el desarrollo de la práctica y el uso del programa CSICOL para la generación de los diagramas de interacciones tanto en columnas como en pilotes.

En lo personal, la Práctica Supervisada me ha servido para afianzar y profundizar mis conocimientos en el área de estructura y geotecnia. Me siento satisfecho y realizado por cumplir con el desafío de entender el funcionamiento de los elementos estructurales, de optimizar las planillas de cálculos y de mejorar el esquema de cálculo estructural.

BIBLIOGRAFIA:

- ✓ INPRES C.I.R.S.O.C. 103 Reglamento de Construcciones Sismorresistentes. Edición 1991
 Parte I: Construcciones en general.
 Parte II: Construcciones de hormigón armado y pretensado.
- ✓ INPRES C.I.R.S.O.C. 103 Reglamento Argentino Para Construcciones Sismorresistentes.
- ✓ Apuntes del curso de Hormigón Armado y Pretensado.
- ✓ Apuntes del curso Diseño de estructura de Hormigón Armado.
- ✓ Apuntes del curso Geotecnia III.
- ✓ Planillas de cálculos de la empresa INGROUP.
- ✓ Normas AASTHO LRFD. Bridge Design Especifications. Cap. 10 Fundaciones.
- ✓ Código ACI 318. Building Code Requirements For Structural Concrete And Commentary.
- ✓ C.I.R.S.O.C 201. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón
- ✓ Libro Diseño de Estructuras de Concreto – Arthur H. Nilson.
- ✓ Páginas web y foros de internet.

ANEXOS

Anexo I: Ejemplo práctico de fundación obtenida del Reglamento C.I.R.S.O.C 201 Edición 2005.

Anexo II: Tablas de Marcus utilizadas para el dimensionado de losas armadas en dos direcciones.