

EL HORMIGÓN PARA ARQUITECTOS

Ing. Marcelo Mastropietro



diseño

EL HORMIGÓN PARA ARQUITECTOS

Mastropietro, Marcelo

El hormigón para arquitectos / Marcelo Mastropietro. - 2a ed. - Ciudad Autónoma de Buenos Aires : Diseño, 2019.
174 p. ; 30 x 21 cm.

ISBN 978-987-4160-69-0

1. Ingeniería de Estructuras. 2. Hormigón Armado. 3. Arquitectura . I. Título.
CDD 620.137

DISEÑO GRÁFICO
Karina Di Pace

Hecho el depósito que marca la ley 11.723
Impreso en Argentina / Printed in Argentina

La reproducción total o parcial de esta publicación, no autorizada por los editores, viola derechos reservados; cualquier utilización debe ser previamente solicitada.

© 2019 de la edición, Diseño Editorial

ISBN 978-987-4160-69-0
Junio de 2019

Este libro fue impreso bajo demanda, mediante tecnología digital Xerox en
bibliografika de Voros S.A. Carlos Tejedor 2885, Munro, Provincia de Buenos Aires.
info@bibliografika.com / www.bibliografika.com

En venta:
LIBRERÍA TÉCNICA CP67
Florida 683 - Local 18 - C1005AAM Buenos Aires - Argentina
Tel: 54 11 4314-6303 - Fax: 4314-7135 - E-mail: cp67@cp67.com - www.cp67.com

FADU - Ciudad Universitaria
Pabellón 3 - Planta Baja - C1428BFA Buenos Aires -Argentina
Tel: 54 11 4786-7244

EL HORMIGÓN PARA ARQUITECTOS

Ing. Marcelo Mastropietro

diseño

ÍNDICE

Capítulo 1	11
TECNOLOGÍA DEL HORMIGÓN ARMADO	
DEFINICIÓN	11
COMPONENTES	12
DOSIFICACIÓN	13
RESISTENCIA A LA COMPRESION	15
ENSAYOS DE COMPRESIÓN	15
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN	16
RESISTENCIA AL CORTE	16
DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN	16
TRABAJABILIDAD	18
ACEROS	19
TRABAJO EN CONJUNTO, HORMIGÓN ARMADO	19
 Capítulo 2	 21
BASES PARA DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO	
ESTADOS LÍMITES	21
MÉTODO POR CAPACIDAD RESISTENTE	21
COMBINACIONES DE CARGA - RESISTENCIA REQUERIDA	22
REDUCCION DE RESISTENCIAS	22
BASES PARA EL DIMENSIONADO DE HORMIGÓN ARMADO	24
 Capítulo 3	 27
LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO	
DEFINICIÓN DE LOSAS	27
CLASIFICACIÓN DE LOSAS	27
Losas en una o dos direcciones	28
Losas continuas	29
Entrepisos sin vigas	31
Losas alivianadas	31
Losas nervuradas	33
Losas casetonadas	34
Losas premoldeadas	34
Losas Steel Deck o losa colaborante	35
Losas de viguetas	36
Losas Pretensadas	36

DIMENSIONADO DE LOSAS	36	Micropilotes	105
EJEMPLO DIMENSIONADO DE LOSAS	42	Muro colado	106
Capítulo 4	47	Pozo romano	106
VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO		DIMENSIONADO DE BASES	107
DEFINICIÓN DE VIGAS	47	EJEMPLO DE CÁLCULO DE BASES	114
TIPOLOGÍAS DE VIGAS DE HORMIGÓN	47	EJEMPLO DE CÁLCULO DE BASE MEDIANERA	117
Viga invertida, semi-invertida, colgada	47	Capítulo 8	123
Viga placa	48	TENSORES DE HORMIGÓN ARMADO	
Viga cinta	49	Capítulo 9	125
Pretensadas: postesadas - pretesadas	49	HORMIGÓN PRETENSADO	
Viga ménsula	50	ASPECTOS BÁSICOS	125
Vigas continuas	50	VENTAJAS DEL HORMIGÓN PRETENSADO	127
Viga aporticada con columnas	51	DESVENTAJAS DEL HORMIGÓN PRETENSADO	128
DIMENSIONADO DE VIGAS	51	ESTADO DE TENSIONES	128
EJEMPLO DIMENSIONADO DE VIGA RECTANGULAR	61	Capítulo 10	131
Capítulo 5	67	EJEMPLO INTEGRADOR	
COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO		EJEMPLO	131
DEFINICIÓN DE COLUMNAS	67	DIMENSIONADO DE LOSAS	132
CLASIFICACIÓN DE COLUMNAS DE HORMIGÓN	68	DIMENSIONADO DE VIGA 6	139
ARMADURAS	70	DIMENSIONADO DE VIGA 3 Y VIGA 4	143
TABIQUES DE HORMIGÓN ARMADO	71	DIMENSIONADO DE COLUMNA 5	149
PANDEO	71	DIMENSIONADO BASE MEDIANERA 5	155
DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS	71	Capítulo 11	161
MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO EN LOS NUDOS	74	DISEÑO DE ESTRUCTURAS	
DIMENSIONADO DE COLUMNAS	76	INTRODUCCIÓN	161
EJEMPLO DIMENSIONADO DE COLUMNA	82	¿QUÉ ES EL DISEÑO ESTRUCTURAL?	161
Capítulo 6	89	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL HORMIGÓN ARMADO	162
MECÁNICA DE SUELOS		ELECCIÓN DE TIPO DE LOSA	162
CONCEPTO DE SUELOS	90	ELECCIÓN FORMA DE LOSAS	165
ORIGEN Y FORMACION DE SUELOS	90	ELECCION DE TIPO DE VIGAS Y DISTRIBUCIÓN	168
CLASIFICACIÓN DE SUELOS	91	ELECCION DE TIPO DE FUNDACIÓN	170
DEFINICIONES	93	PAUTAS PARA DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS TRADICIONAL	173
ESTUDIO DE SUELOS	94	Diseño de vigas tradicionales	173
MÓDULO DE BALASTO	95	Diseño de columnas	174
Capítulo 7	97	Utilización de tabiques	176
FUNDACIONES DE HORMIGÓN ARMADO		Diseño de fundaciones	177
DEFINICIÓN DE FUNDACIONES	97	FACTORES A TENER EN CUENTA PARA DISEÑO ESTRUCTURAL	178
CLASIFICACIÓN DE FUNDACIONES	98	ETAPAS EN EL PROCESO DE DISEÑO	183
Bases aisladas	98	INTERROGANTES PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	183
Zapata corrida	99	ALGUNOS TEMAS QUE SUELEN SURGIR EN PROYECTOS DE EDIFICIOS	188
Bases combinadas	100	Anexo	191
Bases excéntricas	101	TABLAS Y GRÁFICOS DE REFERENCIA	
Losas de fundación	103	Bibliografía	221
Vigas de fundación	104		
Pilotes	104		

Capítulo 1

TECNOLOGÍA DEL HORMIGÓN ARMADO

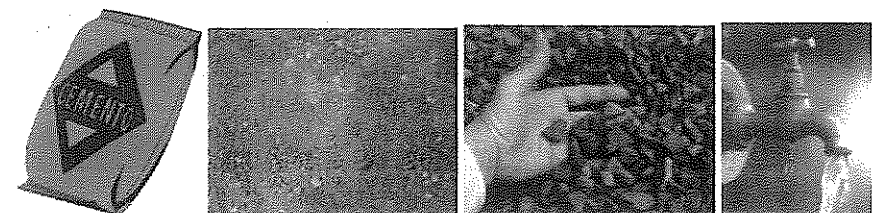
DEFINICIÓN

El **hormigón** es una piedra artificial formada por cuatro componentes básicos: cemento, agregado fino, agregado grueso, agua y eventualmente aditivos.

Para obtener distintos tipos de hormigón (fraguado rápido, alta resistencia, resistencia a la humedad, etc.) se realizan distintas combinaciones tanto en tipo, como en cantidad de los materiales que lo conforman. Además, al utilizar aditivos se puede dotar al hormigón de características especiales que de otra forma serían imposibles de obtener. Algunas de las propiedades que se consiguen son: mejor trabajabilidad, mayor resistencia, baja densidad, etc.

El hormigón es un material noble que ha alcanzado una importancia fundamental en la construcción de las ciudades modernas. Este posee la capacidad de adaptarse de moldearse a gran variedad de proyectos por su capacidad de adoptar la forma que el estructuralista desee, gracias a su trabajabilidad en su estado fresco.

Al igual que las piedras que se encuentran en la naturaleza, el hormigón es un material que se comporta de una forma ideal a compresión, donde puede desarrollar toda su resistencia; pero es extremadamente frágil y débil a solicitaciones de tracción. Para aprovechar estas características y compensar sus falencias, en estructuras se utiliza el hormigón combinado con barras de acero resistente a la tracción, lo que se conoce como **Hormigón Armado**.



COMPONENTES

Cementos (CIRSOC 201 art. 3.1)

El Cemento Portland es un polvo muy fino, de color grisáceo, que se compone principalmente de silicatos de calcio y de aluminio, que provienen de la combinación de calizas, arcillas o pizarras, y yeso, mediante procesos especiales. El color parecido a las piedras de la región de Portland, en Inglaterra, dio origen a su nombre.

El proceso de manufactura del cemento consiste, esencialmente, en la trituración de los materiales crudos (calizas y arcillas); su mezcla en proporciones apropiadas; y su calcinación a una temperatura aproximada de 1400°C , dentro de un cilindro rotativo, lo que provoca una fusión parcial del material, conformándose bolas del producto llamadas **clinker**. El clinker es enfriado y luego es molido junto con el yeso hasta convertirlo en un polvo fino llamado cemento Portland.

Existen diversos tipos de cemento Portland que cumplen con requisitos especiales, como los cementos resistentes a los sulfatos, de alta resistencia inicial, de fraguado rápido, etc.

El cemento es el material conglomerante que reacciona con el agua, fragua y endurece expuesto al aire o bajo agua.

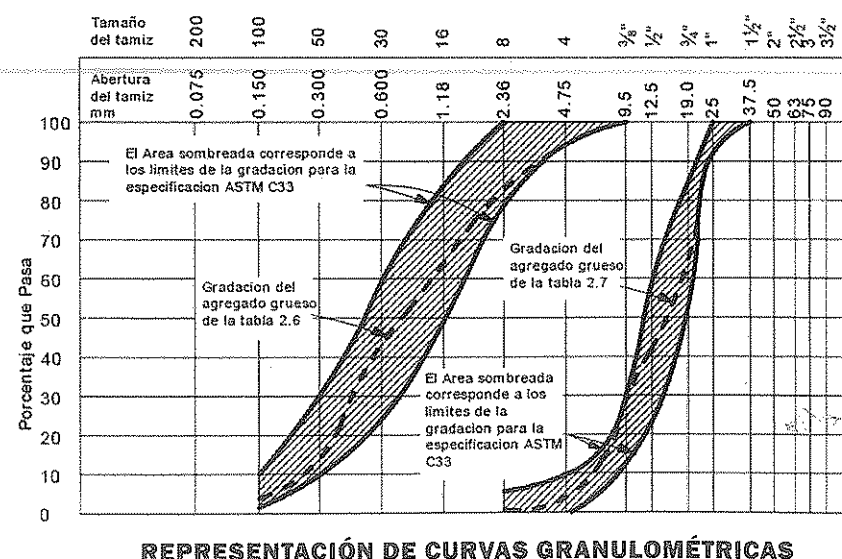
Las funciones principales son:

- Material aglomerante.
- Aporte de resistencia.

Agregados (CIRSOC 201 art. 3.2)

Los agregados son los áridos que surgen de la desintegración natural o de la trituración de rocas. También hay agregados artificiales que mejoran el comportamiento del hormigón para una aplicación específica.

Se clasifican en agregados finos a los que tienen un diámetro hasta de 4,75 mm, y agregados gruesos a los que superan dicha medida. Los agregados deben poseer una curva de granulometría de características determinadas para asegurar una variedad de diámetros que correspondan con las normas IRAM correspondientes. En el gráfico siguiente se observan las curvas de máxima y mínima para agregados grueso y para agregados finos.



REPRESENTACIÓN DE CURVAS GRANULOMÉTRICAS

El gráfico se deduce de las tablas comprendidas en el CIRSOC 201 art. 3.2.3.2 y 3.2.4.

Función de los agregados:

• Económica:

Disminución del contenido unitario de cemento de la mezcla

• Técnicas:

Disminución de la contracción por secado ("esqueleto" de la pasta).

Disminución de la elevación de temperatura.

Mayor estabilidad dimensional (Por fricción de los gruesos y cohesión de los finos).

Mayor resistencia al desgaste y abrasión.

Agua (CIRSCO 201 art. 3.3)

Función:

• Junto con el cemento, el agua reacciona químicamente para formar los productos de hidratación que comienzan el proceso de fraguado.

• Lubricación de los componentes de la mezcla.

• Provisión de espacios libres para el desarrollo de los productos de hidratación.

Aditivos (CIRSCO 201 art. 3.4)

Mejoran las propiedades del hormigón para lograr que sea aplicable a distintas situaciones, abarcando el estado fresco y endurecido.

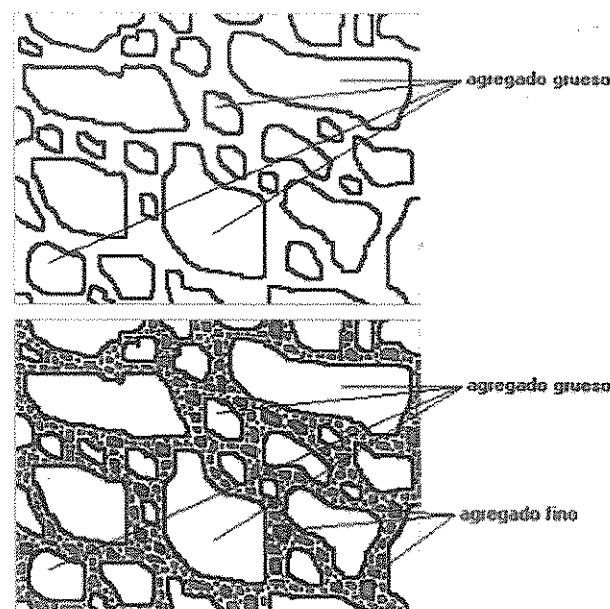
Existen actualmente en el mercado: Aceleradores de endurecimiento, aceleradores de fraguado, anticongelantes, plastificantes, incorporadores de aire, hidrófugos, etc.

DOSIFICACIÓN

Se denomina dosificación a las proporciones en que se mezclan los componentes básicos y complementarios del hormigón. Las propiedades del hormigón endurecido dependen de la dosificación inicial de los componentes básicos y complementarios, del proceso de mezclado, y del proceso de curado. En términos generales los agregados dotan al hormigón de una estructura interna en la que los agregados más finos se intercalan entre los agregados más gruesos, generando que el material se comporte de una mejor forma a las cargas de compresión.

La pasta de cemento (cemento más agua), por su parte, llena los espacios libres entre partículas de áridos en el hormigón fresco, además de envolver totalmente a los áridos.

Al comenzar el **proceso de fraguado**, comienzan a aparecer los cristales hidratados que generan la unión química de los agregados presentes en la mezcla. Esta reacción es de tipo exotérmica (genera calor) y requiere de la presencia de agua. Esta reacción es mucho más intensa en las primeras horas después de la preparación del hormigón y luego



**AGREGADO FINO CUBRIENDO ESPACIOS VACÍOS
ENTRE AGREGADOS GRUESOS**

va disminuyendo progresivamente en su intensidad con el tiempo. Normalmente parte del cemento no logra hidratarse con el agua por lo que no colabora con la resistencia del hormigón, sino que actúa como una porosidad contraproducente.

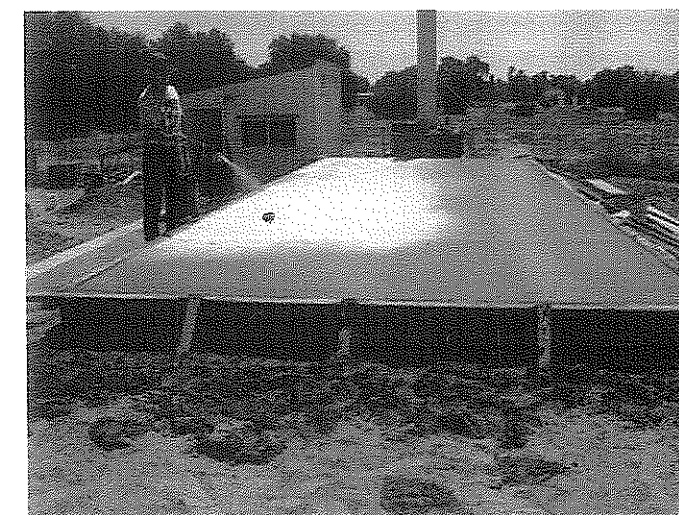
Para brindar adecuadas condiciones de temperatura y humedad que permitan lograr el grado de hidratación necesario para obtener las características de resistencia, estabilidad dimensional y durabilidad buscado se debe realizar el proceso de **curado del hormigón**.

Existen diferentes formas de curado, siendo el aporte de agua lo más utilizado, se debe mantener húmedo el hormigón con un riego periódico. Otras opciones son cubrir al hormigón con arpilleras o films de polietileno, entre otras opciones. Este proceso debe mantenerse por un término de 7 días, de todos modos, depende de las condiciones ambientales.

De acuerdo a la dosificación indicada se debe asegurar:

- **Trabajabilidad:** Aptitud del hormigón para ser puesto en obra.
- **Resistencia:** Capacidad que desarrolla para soportar cargas.

Estas propiedades del hormigón son difíciles de obtenerlas simultáneamente ya que esta intrínsecamente relacionadas con la **relación agua/cemento**. Una relación agua/cemento baja que permita una adecuada trabajabilidad en el hormigón fresco suele conducir a un hormigón de mejor calidad y mayor resistencia. La disminución de agua en la mezcla produce que la trabajabilidad del hormigón también se vea disminuida. Para asegurar una mezcla homogénea junto con una trabajabilidad razonable de un hormigón sin aditivos se recomienda una relación a/c (agua-cemento) no inferior de 0,60.



CURADO DEL HORMIGÓN

RESISTENCIA A LA COMPRESION (CIRSOC 201, Capítulo 4)

La resistencia del hormigón se determina en probetas moldeadas conjuntamente con los elementos estructurales. Para poder interpretar resultados, el ensayo de compresión debe estar normalizado. Al ser el hormigón un material heterogéneo cada ensayo arrojará resultados diferentes, para asegurar una **resistencia especificada** se debe calcular la **resistencia característica** de un hormigón que consiste en un valor tal que debe ser superado o igualado como mínimo por el 90% de las probetas ensayadas.

La resistencia especificada o resistencia característica de rotura a compresión "**f_c**" es el valor de la resistencia a compresión que se adopta en el proyecto y se utiliza como base para los cálculos.

ENSAYOS A COMPRESIÓN

El ensayo a compresión consiste en llevar hasta el punto de rotura probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura.

Se realiza en muestras cilíndricas estandarizadas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, llevadas hasta la rotura mediante cargas incrementales relativamente rápidas, que duran unos pocos minutos. Esta resistencia se la mide luego de 28 días de fraguado el hormigón bajo condiciones controladas de humedad. De acuerdo al modo de trabajo será la cantidad y frecuencia de extracción de probetas para verificar en obra la resistencia especificada (CIRSOC 201, art. 4.2).

Clase de hormigón	Resistencia especificada a compresión f'_c (MPa)	A utilizar en hormigones
H - 15	15	simples (sin armar)
H - 20	20	simples y armados
H - 25	25	Simples, armados y pretensados
H - 30	30	
H - 35	35	
H - 40	40	
H - 45	45	
H - 50	50	
H - 60	60	

CLASES DE HORMIGÓN

En el gráfico superior se observa cómo el CIRSOC 201, art. 2.3.2 clasifica los hormigones.

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN

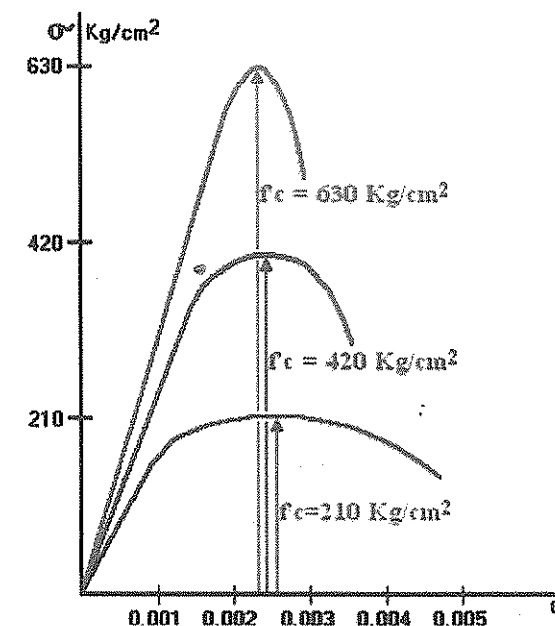
El hormigón tiene una resistencia a la tracción muy por debajo de la resistencia característica a compresión; comparativamente esta resistencia representa hasta un 10% de su capacidad a la compresión. El reglamento permite prescindir de esta resistencia. Es por ello que en el hormigón armado los esfuerzos de tracción son absorbidos por el acero de refuerzo.

RESISTENCIA AL CORTE

Debido a que las fuerzas de corte se transforman en tracciones y compresiones diagonales (tensiones principales), la resistencia al corte del hormigón " V_c " tiene órdenes de magnitud y comportamiento similares a la resistencia a la tracción.

DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN

Al estudiar los gráficos de tensión-deformación, se puede entender el comportamiento propio del hormigón. Es la resistencia la que define la deformación admisible del material como se muestra en el siguiente gráfico.



GRÁFICA DE TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN
BAJO CARGAS A COMPRESIÓN

El CIRSOC 201 art. 8.5 establece la siguiente expresión para el módulo de elasticidad:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \text{ [MPa]}$$

Los hormigones se comportan de forma lineal y elástica en el primer sector de la curva. Esto quiere decir que presentan una variación constante de tensión-deformación y que, al retirarse la carga, el material se recupera de toda la deformación producida. Luego se encuentra un sector no lineal e inelástico cuando las cargas se continúan elevando.

En el hormigón se distinguen las siguientes deformaciones:

- **Deformaciones independientes de las cargas:**
 - Retracción e hinchamiento.
 - Efectos de temperatura.
- **Deformaciones dependientes de las cargas**
 - Deformación elástica instantánea.
 - Deformación plástica.
 - - Fluencia lenta (deformación a lo largo del tiempo). El incremento de la deformación con el tiempo, bajo cargas sostenidas, y la disminución de las solicitaciones con el tiempo, bajo deformaciones sostenidas, forman parte del comportamiento reológico del hormigón.



ENSAYO DE ASENTAMIENTO DEL CONO DE ABRAMS

TRABAJABILIDAD

Un hormigón fresco se considera trabajable cuando puede adaptarse fácilmente a cualquier forma de encofrado, con un mínimo de trabajo mecánico (vibración) aplicado. Cuantitativamente la trabajabilidad se mide mediante el Asentamiento del Cono de Abrams o mediante el Diámetro de Dispersión en la Mesa de Flujo; mientras mayor es el asentamiento o mayor es el diámetro de dispersión, el hormigón es más trabajable.

El ensayo del Cono de Abrams consiste en rellenar un molde metálico troncocónico de dimensiones normalizadas, en tres capas apisonadas con 25 golpes de varilla-pisón y, luego de retirar el molde, medir el asentamiento que experimenta la masa de hormigón colocada en su interior.

Esta medición se complementa con la observación de la forma de derrumbamiento del cono de hormigón mediante golpes laterales con la varilla-pisón.

Asentamientos promedios

- Asentamiento 6 cm. para bases.
- Asentamiento 12 cm. para estructuras en general.
- Asentamiento 15 cm. para estructuras difíciles de llenar, hormigón visto.

En la tabla siguiente se observa los intervalos de consistencia y tolerancia del hormigón fresco.

Consistencia	Remoldeo (V) (s)		Asentamiento (A) [cm]		Extendido (E) [cm]	
	Intervalo	Tolerancia	Intervalo	Tolerancia	Intervalo	Tolerancia
Muy seca	$5,0 < V \leq 30,0$	$\pm 2,0$	--	--	--	--
Seca	--	--	$2,0 < A \leq 5,0$	$\pm 1,0$	--	--
Plástica	--	--	$5,0 < A \leq 10,0$	$\pm 2,0$	--	--
Muy plástica	--	--	$10,0 < A \leq 15,0$	$\pm 2,0$	$50 < E \leq 55$	$\pm 1,0$
Fluida	--	--	$15,0 < A \leq 18,0$	$\pm 3,0 (*)$	$55 < E \leq 60$	$\pm 2,0$
Muy fluida	--	--	--	--	$60 < E \leq 65$	$\pm 2,0$

(*) La tolerancia en (+) es válida siempre que el asentamiento medido sea igual o menor que 20,0 cm.

INTERVALOS DE CONSISTENCIA Y TOLERANCIA DEL HORMIGÓN FRESCO

ACEROS (CIRSOC 201, art. 3.6)

El acero es una aleación metálica que se conforma principalmente por hierro, carbono y cantidades menos significativas de otros elementos químicos. Entre un 0.5% y el 1.5% de la aleación total es de carbono y es el encargado de dar ductilidad al material. Las barras de acero utilizadas como complemento al hormigón son aptas para resistir las solicitaciones de tracción dando así origen al hormigón armado y al hormigón preesforzado.

El acero empleado en el hormigón armado normalmente debe presentar nervaduras, con excepción del acero empleado en zunchos espirales, en cuyo caso puede ser liso. Comercialmente es distribuido en varillas con distintos diámetros nominales.

Se establecen las siguientes características de los aceros utilizados:

- Acero Liso AL 220: Solo se pueden utilizar para la ejecución de espirales, zunchos.
- Acero de Dureza Natural ADN 420: Con conformación superficial nervaduras. No son fácilmente soldables. Los diámetros comerciales son ϕ 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25 y 32 mm.
- Acero de Dureza natural soldable ADN420 S: Similar al anterior, pero más apropiado para ser soldado.
- Aceros para alambres y mallas soldadas, ATR 500 N y AM 500 N de 5 a 12mm de diámetro.

El Módulo de Elasticidad en todos los casos es $E_s = 200.000 \text{ MPa}$.

La tensión de fluencia de los aceros (esfuerzo bajo el cual un material continúa deformándose sin modificar las tensiones) está indicado en su nomenclatura, **los aceros ADN 420 tienen una tensión de fluencia de 420 MPa. El esfuerzo de rotura es siempre superior al esfuerzo de fluencia, para todo tipo de acero estructural.**

TRABAJO EN CONJUNTO, HORMIGÓN ARMADO

El correcto comportamiento del hormigón armado se basa en dos condiciones:

- **Buena adherencia:** Ambos materiales tiene buena adherencia entre sí, a pesar de ello, se debe mejorar con el uso de barras de acero nervurado antes mencionado. Además, se debe entregar energía mecánica al hormigón para que pueda fluir correctamente y cubrir las barras en su totalidad.
- **Compatibilidad de deformaciones:** Las cargas actuantes en el hormigón armado provocan una deformación en ambos materiales (acero y hormigón simple). Estas deformaciones deben ser similares para que el material se comporte correctamente y no genere tensiones internas. Ambos materiales también cuentan con un coeficiente de dilatación equivalente.

Capítulo 2

BASES PARA DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO

ESTADOS LÍMITES

El objetivo de la ingeniería estructural es lograr niveles de seguridad que corresponden a probabilidades extremadamente bajas de ocurrencia de eventos de consecuencias significativas.

El comportamiento es considerado satisfactorio sino se superan, durante la vida útil, ciertos requerimientos llamados estados límites que en general están referidos a condiciones de colapso o a condiciones de utilización en servicio.

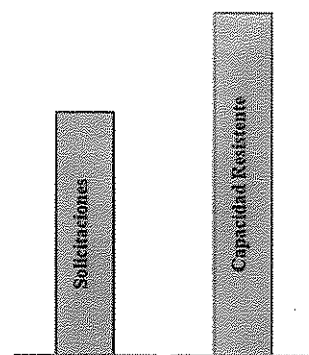
Las variables que intervienen en el comportamiento estructural son tan complejas y no pueden conocerse con precisión, por lo cual existen ciertas incertidumbres como, por ejemplo:

- Efectos fenomenológicos, en casos donde no hay experiencias previas.
- Errores de diseño.
- Mala calidad de materiales.
- Cargas no previstas.
- Mal desempeño en puesta en obra.
- Mala ejecución estructural, por mala mano de obra y mala dirección de obra.

Por lo tanto, no se puede pensar en la seguridad absoluta, sino que el objetivo es lograr que la probabilidad de falla sea menor que un valor tolerable.

MÉTODO POR CAPACIDAD RESISTENTE (CIRSOC 201, Capítulo 8)

Al diseñar una estructura se debe realizar una comparación entre la magnitud de las solicitaciones y la capacidad resistente. En principio, la capacidad resistente debe ser mayor en un cierto porcentaje que la magnitud de las solicitaciones, de modo que el trabajo de la estructura tenga un nivel apropiado de confiabilidad en cuanto al comportamiento, ante las cargas reales de diseño.



Esa diferencia entre las solicitaciones externas y la capacidad resistente interna es la que proporciona los diferentes niveles de seguridad a la estructura. Los estados de carga que actúan permanente o frecuentemente sobre la estructura (cargas gravitacionales) tendrán niveles de seguridad algo más altos que los estados de carga que ocurren muy ocasionalmente (sismos o vientos).

En el diseño por capacidad resistente, las solicitaciones que actúan sobre la estructura se mayoran mediante factores apropiados para que las acciones exteriores sean comparables con la capacidad resistente de la estructura, del elemento estructural o de la sección específica de un elemento estructural.

COMBINACIONES DE CARGA - RESISTENCIA REQUERIDA

Las combinaciones de carga afectadas por los factores de mayoración son la fuente para la obtención de las solicitaciones mayoradas que se requieren en el diseño por capacidad resistente de las estructuras de hormigón armado.

CIRSOC 101 establece las cargas a considerar en las estructuras.

CIRSOC 201 art 9.2 establece las combinaciones y forma de mayoración de cargas. Para nuestro nivel resumimos las fórmulas que utilizaremos:

- $U = 1,4 D$
- $U = 1,2 D + 1,6 L$

Llamamos

U = resistencia requerida, o cargas últimas

D = cargas permanentes

L = cargas vivas (sobrecargas)

REDUCCIÓN DE RESISTENCIAS (CIRSOC 201, art. 9.3)

Adicionalmente a la mayoración de las cargas, se establecen factores de reducción de la capacidad resistente " ϕ " de las estructuras, factores que dependen del tipo de solicitación que esté siendo considerada en el diseño estructural. Los valores de capacidad nominal se

deben multiplicar por los siguientes factores reductores para obtener la capacidad resistente real de los elementos estructurales (también llamada capacidad última):

En la tabla siguiente se observan los factores de reducción de capacidad de acuerdo al tipo de solicitación.

Tipo de Solicitación	Factor de Reducción de Capacidad (ϕ)
Flexión sin carga axial *	0.90
Tensión axial y tensión axial con flexión:	0.90
Compresión axial y compresión axial con flexión:	
• Elementos con refuerzo en espiral	0.75
• Otros elementos reforzados	0.70
Cortante y Torsión	0.85
Aplastamiento en el hormigón	0.70

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD DE ACUERDO AL TIPO DE SOLICITACIÓN

La magnitud de la reducción de capacidad se fundamenta en 2 aspectos:

- En primer lugar, los elementos estructurales no son construidos en obra con el mismo nivel de prolijidad que aquel que se logra en laboratorio, por lo que su capacidad real es algo menor; es decir que bajo este primer criterio se debería reducir por igual la capacidad resistente bajo cualquier tipo de solicitación. En este caso el factor de reducción de capacidad debería ser único y los códigos han establecido una reducción conservadora del orden del 10% ($\phi \approx 0.90$).
- En segundo lugar, existen solicitaciones en la estructura que son más críticas que otras por los tipos de falla que generan: la falla por flexión es dúctil por estar controlada por la gran capacidad de alargamiento del acero de tracción, mientras que las fallas por corte, por carga axial y por aplastamiento son fallas frágiles, por estar controladas por la rotura del hormigón a tracción la primera y compresión las dos últimas.

Se requiere que cuando la estructura falle, lo haga de una manera dúctil y progresiva (dando avisos externos de lo que está ocurriendo internamente), por lo que a partir de $\phi = 0.90$ se manejan factores de reducción de capacidad diferenciados. Mientras mayor sea la reducción de capacidad resistente (ϕ es más pequeño) la estructura requiere ser reforzada en mayor medida para ese tipo de solicitación, con la finalidad de recuperar la capacidad perdida por especificación de los códigos.

El requisito básico para el diseño por resistencia de estructuras de hormigón se puede expresar de la siguiente forma:

Resistencia de Diseño $\geq$ Resistencia Requerida.

$\phi * \text{Resistencia nominal} \geq U$.

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento estructural, se debe calcular como la resistencia nominal obtenida de acuerdo con los requisitos y suposiciones de este reglamento, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia.

BASES PARA EL DIMENSIONADO DE HORMIGÓN ARMADO

Se reproducen a continuación los comentarios del "CIRSOC 201 - ejemplos", que son muy claros y necesarios para el entendimiento de la forma de dimensionar con este reglamento.

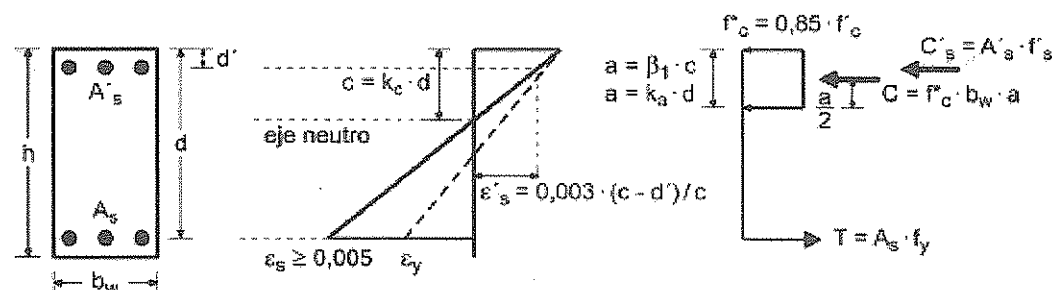


Figura a

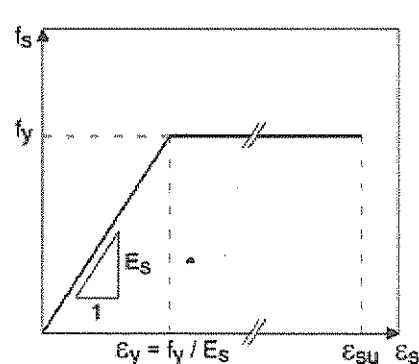


Figura b

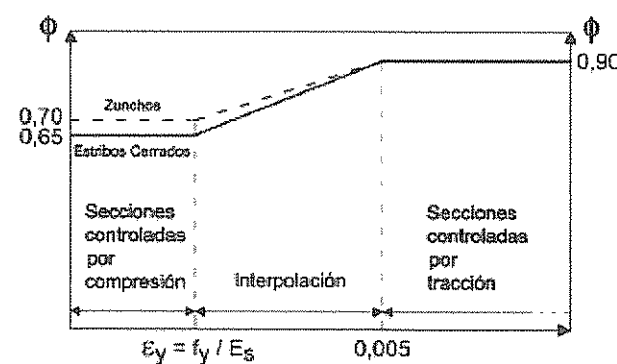


Figura c

a) Las secciones deben verificar la condición resistente (artículo 9.1.1) dada por:

$$M_u \leq \phi * M_n$$

Con:

M_u = Resistencia requerida calculada para cargas mayoradas

M_n = Resistencia nominal ("real") de la sección

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura

b) Las secciones se proyectan para que presenten roturas dúctiles (precedidas por importantes deformaciones y fisuración) por lo que se establece una deformación mínima para el acero más traccionado de 0,005 (esto implica que todos los aceros comerciales se encontrarán en fluencia por tracción). Este tipo de secciones se denominan controladas por tracción (CIRSOC 201, art. 10.3.4) (Figura c).

c) En función de la hipótesis anterior, y de acuerdo con la Figura c, el coeficiente ϕ puede tomarse siempre igual a 0,90 (artículo 9.3.2.1).

d) Las secciones inicialmente planas se mantienen planas luego de deformarse (CIRSOC 201, art. 10.2.2). Esta hipótesis permite aplicar semejanza de triángulos para conocer las deformaciones que experimentan armaduras ubicadas en cualquier posición (Figura a).

e) El hormigón no resiste tracciones (CIRSOC 201, art. 10.2.5).

f) La deformación de rotura del hormigón es siempre de 0,003 por lo que todos los posibles planos de deformación de la sección transversal se obtienen pivotando alrededor de dicha deformación (Figura a) (CIRSOC 201, art. 10.2.3).

g) Existe solidaridad resistente entre el acero y el hormigón (adherencia) por lo tanto ambos materiales experimentan iguales deformaciones específicas si se encuentran a igual distancia del eje neutro de deformaciones (puede considerarse redundante con el mantenimiento de las secciones planas).

h) Las tensiones de compresión en el hormigón pueden representarse mediante un bloque de tensiones uniformes de valor $f'_c = 0,85 * f'_c$ (CIRSOC 201, art. 10.2.7.1), siendo f'_c la resistencia especificada de compresión del hormigón (Figura a).

i) El eje neutro de tensiones es paralelo al eje neutro de deformaciones y la profundidad "a" del bloque de tensiones en el hormigón está relacionada con la profundidad "c" del eje neutro de deformaciones mediante la expresión: $a = \beta_1 * c$ (CIRSOC 201, art. 10.2.7.1) (Figura a), donde:

Si $f'_c \leq 30$ MPa $\beta_1 = 0,85$ y

Si $f'_c > 30$ MPa $\beta_1 = 0,85 - 0,05 * (f'_c \text{ CIRSOC 201} - 30 \text{ MPa}) / 7 \geq 0,65$ (CIRSOC 201, art. 10.2.7.3).

j) El acero tiene un comportamiento perfectamente elastoplástico (Figura b). Para deformaciones menores a las de fluencia su tensión se calcula como el producto de su deformación específica por el módulo de elasticidad ($E_s = 200.000$ MPa) a partir de allí su tensión es igual a la tensión de fluencia especificada f_y (CIRSOC 201, art. 10.2.4).

k) Si el momento solicitante fuera mayor que el resistido en base a las deformaciones límites establecidas para los materiales ($\epsilon'_{cu} = 0,003$ y $\epsilon_s \geq 0,005$) se recurrirá al uso de armadura comprimida (A'_s) de modo de mantener el eje neutro en su profundidad máxima (CIRSOC 201, art. 10.3.5.1). Esta profundidad se obtiene por semejanza de triángulos asignando a los materiales las deformaciones límites:

$$c = d * 0,003 / (0,003 + 0,005) = 0,375 * d$$

l) Para asegurar una ductilidad mínima las secciones no podrán proyectarse con una armadura menor que:

$$\text{Si } f'_c \leq 30 \text{ MPa } A_s \text{ mín} = 1,4 * b_w * d / f_y$$

$$\text{Si } f'_c > 30 \text{ MPa } A_s \text{ mín} = f'_c * b_w * d / (4 * f_y) \text{ (CIRSOC 201, art. 10.5.1)}$$

donde f'_c y f_y se encuentran expresados en MPa.

Capítulo 3

LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO

DEFINICIÓN DE LOSAS

Son elementos estructurales superficiales, planos, donde la carga predominante es perpendicular a su plano medio. Por lo tanto, la sollicitación preponderante es la Flexión. Una de sus dimensiones, denominada espesor, es mucho más pequeña que las otras dos.

En general son horizontales o levemente inclinadas.

CLASIFICACIÓN DE LOSAS

Según dirección de armado:

- Unidireccionales:
 - Entre apoyos.
 - Voladizos.
- Bidireccionales: armadas en dos direcciones (cruzadas).

Según su continuidad:

- Simplemente apoyadas.
- Con uno, dos, tres o cuatro lados continuos.

Según los apoyos:

- Losa tradicional con apoyos lineales.
- Entrepisos sin vigas (apoyos puntuales):
 - Con capitel.
 - Sin capitel.

Según su propio peso:

- Macizas.
- Alivianadas.

Según procedimientos:

- Nervuradas.
- Casetonadas.

Según tecnología aplicada:

- Tradicionales.
- Premoldeadas.
- Pretensadas: postesadas o pretesadas.
- Steel Deck.
- Etc.

Losas en una o dos direcciones

Las losas las podemos designar según su forma de trabajar. Es una decisión del calculista utilizar una u otra opción, pero se sugiere respetar ciertos criterios que determinan una losa más económica o con mejores resultados estructurales.

Designamos losas unidireccionales cuando los esfuerzos en una dirección son preponderantes sobre los esfuerzos en la dirección ortogonal. En ellas la carga se transmite en una dirección hacia los apoyos. En cambio, en losas de dos direcciones, las cargas se transmiten en las dos direcciones ortogonales, y los esfuerzos en una y otra dirección son comparables.

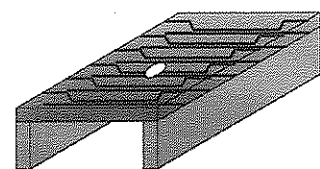
En general conviene trabajar con losas cruzadas (en dos direcciones) ya que las cargas llegan más rápido a los apoyos, son losas menos deformables, logrando mayor economía.

Una losa puede ser cruzada cuando:

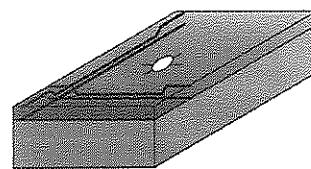
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\text{luz menor}}{\text{Luz mayor}} \geq 0,5 \\ \text{tiene apoyo en los 4 bordes} \end{array} \right.$$

Una losa es unidireccional cuando no se cumple alguna de las consideraciones anteriores.

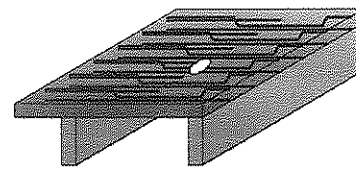
El caso particular de losas en **voladizos**, corresponde a losas unidireccionales, es cuando **la losa tiene un solo apoyo**, en este caso se invierten los esfuerzos ya que deforma con tracción arriba y compresión abajo.



Losas Unidireccionales



Losas Bidireccionales



Losas Unidireccionales con Voladizo

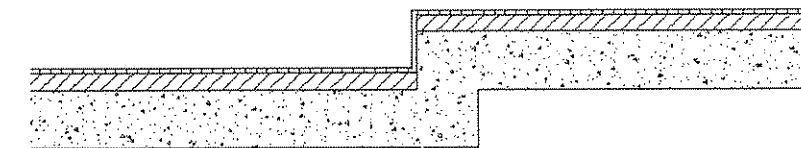
CONDICIONES DE APOYO PARA LOSAS MACIZAS

Losas continuas

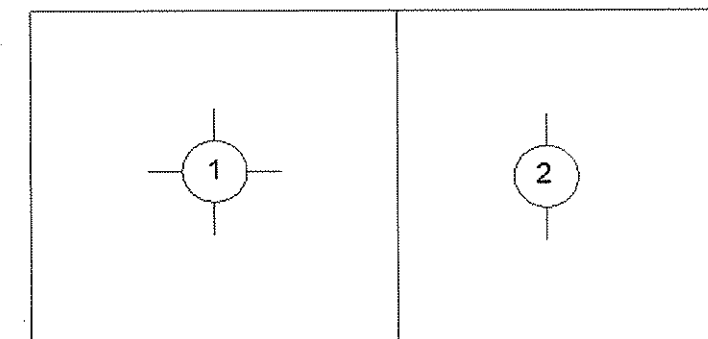
Llamamos losas continuas a aquellas que comparten un apoyo, y las deformaciones de una losa se trasladan a la otra. Los bordes de las losas que comparten apoyos son bordes empotrados. Si bien no es un empotramiento perfecto, ya que es un borde que puede girar, para nuestro análisis hablaremos de borde empotrado o continuo indiferentemente.

Para estudiar una losa continua con otra se deben cumplir algunas consideraciones:

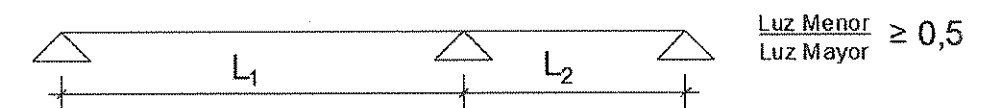
- Estar en un mismo nivel.
- Ambas losas deben tener la misma dirección de armado (independientemente que puedan ser una o las dos armadas en una o dos direcciones).
Luz menor / Luz mayor $\geq 0,5$, siendo estas luces las de cada losa coincidente con la dirección de continuidad.



LOSA NO CONTINUA DEBIDO A DESNIVEL



LOSA NO CONTINUA DEBIDO A DIFERENTE DIRECCIÓN DE ARMADO



LOSA NO CONTINUA DEBIDO A RELACIÓN ENTRE LUCES MENOR A 0,5

Esta relación de luces es solo a modo de sugerencia del autor, ya que hay muchos modos de establecer este parámetro. Pero hay coincidencias, que, si las luces son muy diferentes, no puede existir continuidad ya que una losa pequeña nunca podría absorber los momentos que le traslada la losa grande.

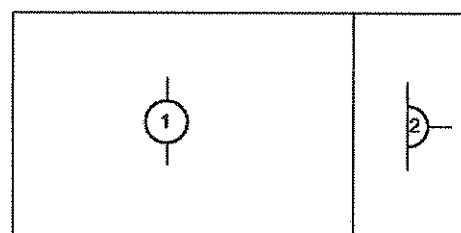
Es cierto que los calculistas pueden apartarse de esta relación. Incluso pueden tomar todas las losas sin continuidad, desaprovechando los beneficios que la continuidad entre losas mantiene.

La continuidad estructural es solo una forma de estudiar numéricamente las losas. Por eso, es solo una responsabilidad del calculista. Luego en obra se debe materializar esa continuidad con la armadura que se indique para tal fin.

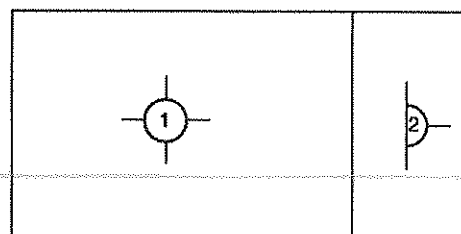
Consideración de continuidad para voladizos

En el caso de los voladizos los mismos siempre necesitarán de alguna continuidad para generar un empotramiento en su borde apoyado. De no existir una losa continua, ese empotramiento sería muy difícil de materializar, solo correspondería a casos muy especiales, quedando fuera de nuestro análisis. Por lo tanto, nosotros nos obligaremos a tener una losa contigua y al mismo nivel al voladizo para materializar la continuidad.

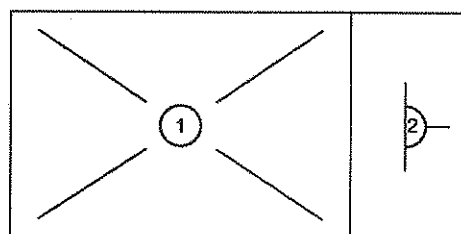
Si la losa continua al voladizo, no tiene una dirección de armado en coincidencia con la dirección de armado del voladizo, no es problema para el voladizo, ya que el empotramiento se materializará con armadura adicional.



La Losa 2 se considera empotrada en Losa 1.



Losa 2 se considera empotrada en losa 1, sin embargo la losa 1 nunca se encontrara empotrada en losa 2. (Criterio del Autor).



No es posible realizar la losa 2, al menos para nuestro caso

CONSIDERACIONES DE CONTINUIDAD PARA VOLADIZOS

Entrepisos sin vigas

En general las losas comunes apoyan sobre apoyos lineales (vigas o tabiques), siendo estructuralmente lo más adecuado porque esos apoyos son los que otorgan rigidez a la losa.

Se puede crear losas apoyando sobre apoyos puntuales (columnas) y llamamos a este sistema **entrepisos sin viga**. Si bien, estructuralmente no es lo mejor, tiene ciertas ventajas que lo hacen muy utilizable en nuestros días. Mencionaremos ventajas y desventajas.

Ventajas:

- Mayor economía de encofrados por no poseer vigas.
- Mayor economía de mano de obra, ya que es mucho más fácil armar losas sin tener que armar los encofrados y las armaduras de las vigas.
- Mayor facilidad para el paso de conductos o cañerías de cualquiera de las instalaciones.
- Mayor rapidez de armado.
- Mayor flexibilidad para mamposterías.
- Mejor estética, no estando obligado a esconder vigas con cielorrasos suspendidos.

Desventajas:

- Mayor costo total de estructura (solo comparando estructura).
- Mayor espesor de losas.
- Dificultad en el diseño estructural ya que no son aptas para apeos.
- Deben tener cierta regularidad en la ubicación de columnas.
- Aumento de pesos propios, por lo cual en general van combinadas con otras tecnologías o tipos de losas.
- Grandes esfuerzos de punzonado.

Las losas sin vigas sufren de grandes esfuerzos de punzonado, para evitarlo se puede agregar ciertas armaduras, siendo en algunos casos imprescindible el aumento del espesor de la losa, lo que se logra con el agregado de Capiteles. Por eso existen entrepisos sin vigas **con o sin capiteles**.



EDIFICIO CON ENTREPISOS SIN VIGA



ENTREPISO SIN VIGAS Y SIN CAPITEL



ENTREPISO SIN VIGAS CON CAPITEL

Losas aliviadas

Son aquellas losas en las que se quitó hormigón en la zona donde no trabaja estructuralmente y se lo reemplazó por materiales más livianos o directamente por aire. El fin

de esta losa es disminuir peso propio. Lo que representa una gran ventaja, por lo cual se pueden lograr losas más grandes respecto a las macizas.

Este sistema, por sí solo, puede cubrir luces de hasta 12mx12m, pero combinado con otros sistemas, las luces pueden seguir aumentando considerablemente.

El hormigón que se reemplaza, es el que está ubicado en la zona comprimida de la losa; es decir, en losas entre apoyos la parte de hormigón que se quita es la inferior. Siempre se debe verificar que el eje neutro de la losa no pase por la zona alivianada. En la zona de apoyos de las losas se las debe hacer macizas ya que son zonas con posibles compresiones en la parte inferior, sobre todo si la losa fue estudiada como continua. Lo mismo sucede en voladizos, donde la compresión está en la parte inferior. Una opción para mantener una misma forma de alivianar es colocando la zona alivianada en zona central del espesor de la losa. Esto requiere un estudio exhaustivo de las zonas comprimidas y traccionadas.

El material liviano a colocar puede ser poliestireno expandido (en distintos formatos), ladrillos huecos (losas más antiguas), aire. En el caso de dejar espacios libres (aire) se consigue un aspecto estético muy interesante, son los casos de losas nervuradas o case-tonadas que explicaremos más adelante.

Muchas veces el material liviano se coloca en el centro de la losa, siempre por debajo del eje neutro (zona traccionada) y se arman como se muestra en la figura próxima.

En todos los casos las armaduras corren por nervios de hormigón, ya que es el material estructural que puede unir la armadura traccionada con el hormigón comprimido.

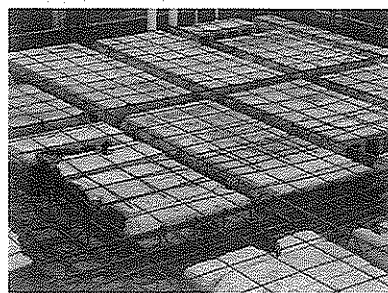
Son losas que mejoran la aislación térmica y acústica por poseer materiales aislantes en su interior (los materiales livianos).



LOSA ALIVIANADA CON SISTEMA DE ESFERAS HUECAS PLÁSTICAS



LOSA ALIVIANADA CON BLOQUES DE ARCILLA - NERVURADA EN UNA DIRECCIÓN



LOSA ALIVIANADA CON BLOQUES DE POLIESTIRENO EXPANDIDO - NERVURADA EN UNA DIRECCIÓN

Losas nervuradas

Es una losa alivianada. Debe su nombre a que es una losa formada por nervios de hormigón, en donde se encuentra la armadura. Los nervios se colocan cada 60 cm ó 70 cm, y es una losa unidireccional. Para luces mayores de 5mts. se debe agregar un nervio transversal para lograr rigidizar todos los nervios en su conjunto.

Para ser estudiada como losa nervurada tiene que respetar algunas consideraciones (CIRSOC 201, art. 8.11).

- La luz libre entre los nervios debe ser ≤ 800 mm
- Ancho mínimo de nervio ≥ 100 mm
- Altura de nervio $\leq 3,5$ veces su ancho mínimo (se refiere al ancho menor)

En el **gráfico #2.1** al final del libro se muestran las dimensiones mínimas para el dimensionado.

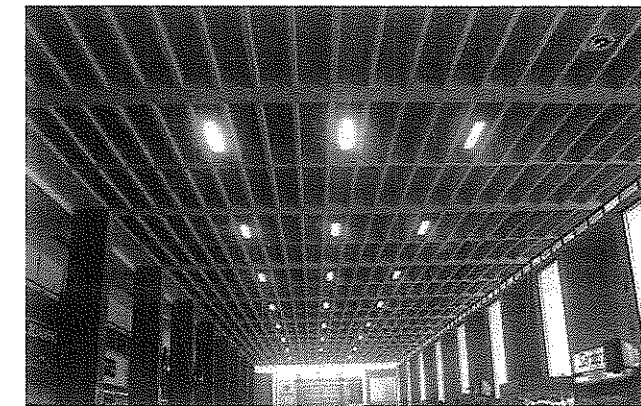
El espesor de la losa debe ser:

- ≥ 50 mm
- $\geq 1/12$ de la distancia libre entre nervios

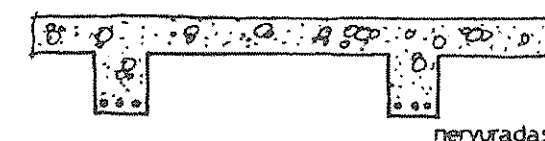
Con este sistema, se logran luces de hasta 7-8 mts. en una dirección sin apoyo intermedio.

El cálculo es similar al de losas unidireccionales, solo que la armadura se coloca proporcionalmente en cada nervio. Lo más importante en este tipo de losas es verificar la posición del eje neutro que como ya dijimos debe caer en la parte maciza de la losa.

Las losas nervuradas que no cumplan con las limitaciones dadas se deben diseñar como losas y vigas.



SISTEMA DE LOSA NERVURADA EN AMBOS SENTIDOS



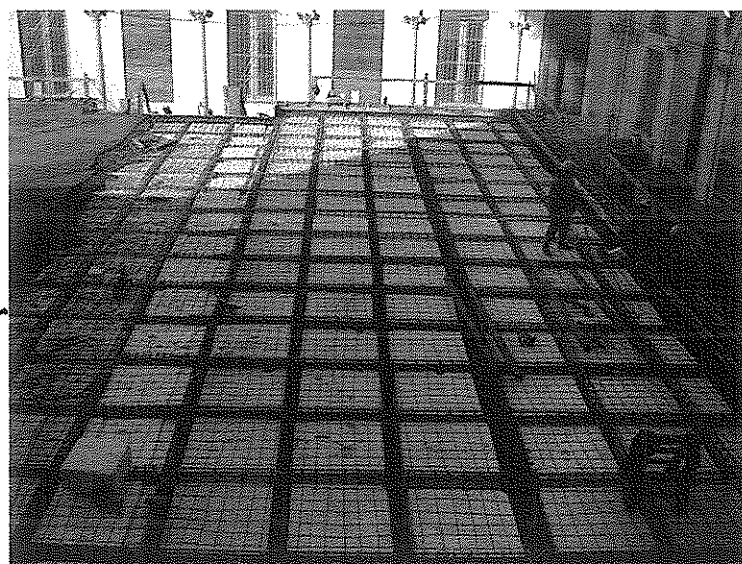
SISTEMA DE LOSA NERVURADA PARA CUBRIR LUCES MODERADAS

Siempre se coloca una malla de acero en la zona comprimida de la losa, para cubrir posibles fisuraciones producidas por tensiones por contracción y temperatura. La cuantía mínima es de $\phi = 0,0018$. Para capas de compresión de 5cm se cubre perfectamente con hierros $\phi 4,2$ c/ 15cm en ambas direcciones. Si bien este diámetro no es estructural, en este caso cumplen la función de evitar fisuraciones.

Losas casetonadas

Similares a las losas nervuradas, pero los nervios son en ambas direcciones, por lo cual pertenecen a las losas cruzadas alivianadas. Se logran lucen de 10mts. x 10mts sin inconvenientes.

El CIRSOC 201, las denomina losas nervuradas en dos direcciones, así que valen las mismas limitaciones que las mencionadas para losas nervuradas.



PUESTA EN SITIO DE CASETONES DE POLIESTIRENO EXPANDIDO EN LOSAS CASETONADAS

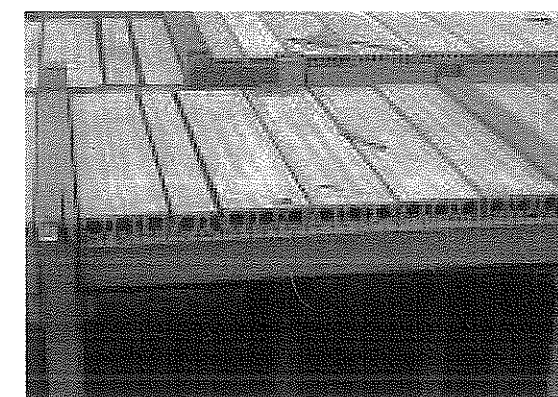


SISTEMA DE LOSA CASETONADA CUBRIENDO GRANDES LUCES

Losas premoldeadas

Son losas que se arman en taller y luego montadas en obra. Es de vital importancia para obras de ejecución rápida. Cuentan con la desventaja de necesitar un transporte adecuado y medios de elevación.

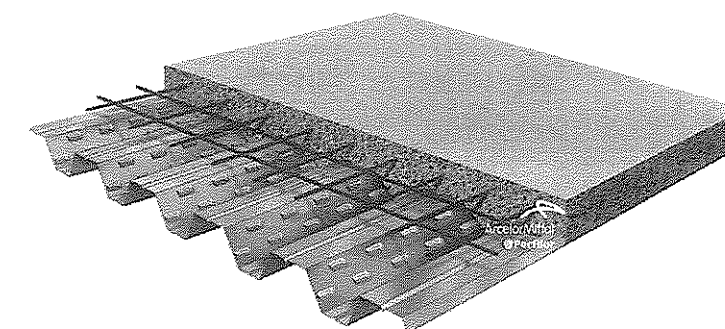
El ejemplo de losas premoldeadas más utilizado son las **losetas** que consisten en losas (losetas propiamente dichas) de 30cm, 60cm o 120 cm de ancho por el largo necesario, funcionan como unidireccionales y son pretesadas. Muchas de ellas no necesitan cielo-rasos, tampoco contrapisos, por lo cual generan ventajas más allá de lo estructural. Los largos máximos dependen de cada fabricante, pero en general tienen un largo máximo de 8mts. Como dijimos, se pueden encontrar de mayor longitud.



LOSETAS PREMOLDEADAS

Losas Steel Deck o losa colaborante

Son losas compuestas, en las que se utilizan chapas o láminas de acero como encofrado colaborante, capaces de soportar el hormigón vertido, la armadura metálica y las cargas de ejecución. Posteriormente las láminas de acero se combinan estructuralmente con el hormigón endurecido y actúan como armadura de tracción de la losa, comportándose como un elemento estructural mixto hormigón-acero.

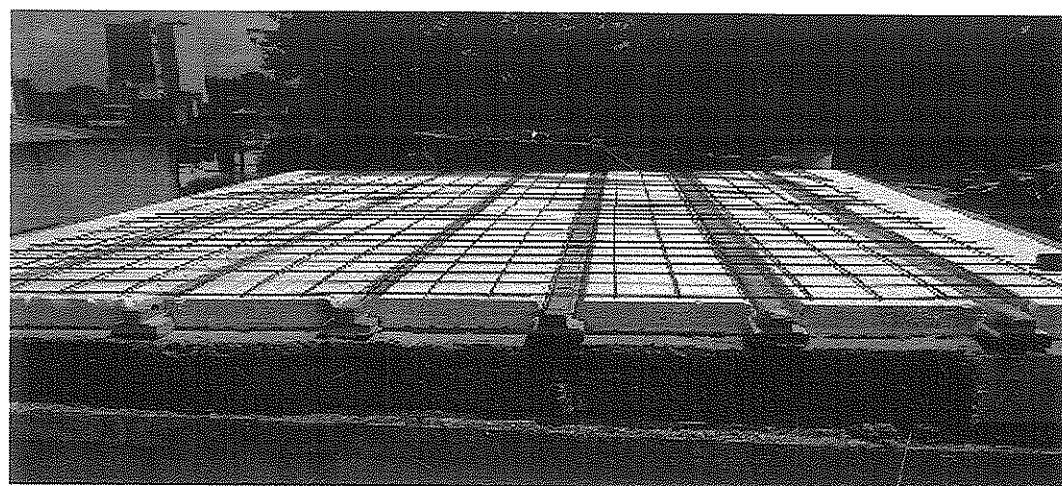


SISTEMA DE LOSA CON CHAPA COLABORANTE

Losas de viguetas

ertenecen a la combinación de losas alivianadas y pretensadas. Consisten en viguetas de hormigón pretensado con forma adecuada para colocar, sobre y entre ellas, ladrillos cerámicos o ladrillos de poliestireno expandido, hoy en día estos últimos ganan mucho mercado por poseer ventajas tales como: mejor aislante y bajo peso, a muy poca diferencia económica.

En su parte superior, parte comprimida, necesitan de una capa de compresión, realizada con 5 cm de espesor (en algunos casos se permite 4cm) y llevan una malla de hierros del 4,2 para evitar grandes fisuras en la losa que se pueden producir por posibles tracciones entre vigueta y vigueta, ya sean por contracción o por otras deformaciones a las que está sujeto el hormigón (responde a los mismos criterios que losas nervuradas).



Losas Pretensadas

Este tipo de losas serán tratadas en un capítulo especial, dada la importancia de las mismas, y porque esta tecnología no es propia de las losas, sino que puede ser utilizada por otros elementos estructurales.

DIMENSIONADO DE LOSAS

Cálculo para losas macizas con apoyo en vigas:

1. Determinación de losa cruzada o unidireccional

Es cruzada cuando:

$$\left\{ \begin{array}{l} - \frac{\text{luz menor}}{\text{Luz mayor}} \geq 0,5 \\ - \text{tiene apoyo en los 4 bordes} \end{array} \right.$$

Es unidireccional cuando: no se cumple alguna de las dos condiciones anteriores, pero debe tener dos bordes enfrentados con apoyo, estas losas conviene armarlas en la luz más corta.

Dentro de losas unidireccionales se encuentran losas en voladizos, que son cuando: poseen un solo borde apoyado.

2. Determinación de continuidad con otra losa

Serán losas continuas cuando:

- Exista continuidad material y de armado.
- Luz menor / luz mayor $\geq 0,5$. (las luces corresponden a las dos losas continuas en la dirección de la continuidad).

En caso que no sean continuas, para los cálculos se adoptará que la losa de menor luz está empotrada en la otra losa, mientras que la losa de mayor luz estará articulada con respecto a la otra losa.

Para este libro adherimos al criterio que las losas en voladizos siempre están empotradas en la losa aledaña (no hay otra opción) y la losa contigua al voladizo nunca estará empotrada al voladizo (esto difiere entre distintos autores, nosotros nos ponemos del lado de la seguridad sin incidir en gran medida en un sobredimensionado). Todo esto ya fue comentado en puntos anteriores en la descripción de losas macizas.

3. Predimensionado

El espesor se determina teniendo en cuenta las luces de la losa y las condiciones de apoyo, con el fin de limitar su deformación. El predimensionado propuesto, ampliamente difundido, no es el adoptado por el CIRSOC 201 versión 05, pero este reglamento deja a criterio del calculista la forma de predimensionar, siempre y cuando, se haga un cálculo de deformaciones. Podemos aseverar que cumpliendo este predimensionado propuesto se está totalmente de lado de la seguridad, en cuanto a flechas para edificios con cargas de vivienda u oficinas. En otros casos, con sobrecargas mayores, se deberá aumentar los espesores y luego hacer las comprobaciones debidas.

$$d_{(\min)} = \text{luz} / M;$$

$$h = d + r$$

Siendo:

h = espesor de losa

d = altura útil

Luz = en losas cruzadas es la luz menor, en losas unidireccionales es la luz de cálculo.

r = recubrimiento = 1,5 cm para losas normales en Buenos Aires (ver comentario posterior)

M = coeficiente que surge del gráfico #2.2

Por cuestiones constructivas se sugiere que h sea un número entero.

El CIRSOC 201 art. 9.5.3.3 establece un $h_{\min} = 9$ cm para losas con vigas.

El CIRSOC 201 art. 7.7.1 expresa los diferentes recubrimientos para distintos elementos estructurales y para distintas clases de exposición; pero en Buenos Aires, los recubrimientos reales en obra son levemente diferentes ya que se mantienen los criterios establecidos en versiones anteriores de los Reglamentos, por lo cual en este libro mantendremos valores de recubrimiento que se utilizan en obra y que cumplen con las condiciones de durabilidad necesarios.

4. Análisis de cargas

Se deberá sumar todas las cargas que llegan a la losa, incluido su propio peso. Por ser un elemento estructural superficial las cargas que afectan a la losa se miden en **unidad de fuerza (KN) / unidad de superficie (m²)**.

En general, las cargas que afectan a las losas son las cargas muertas (hormigón, contrapisos, carpeta, piso, aislaciones, etc.) y las cargas vivas (sobrecargas).

Para su determinación nos basamos en normas CIRSOC 101 que trata de sobrecargas y cargas permanentes. (Dichas tablas resumidas #2.7 y #2.8 respectivamente se encuentran al final del libro).

5. Cálculo de carga última

$$U = 1,4 * D$$

$$U = 1,2 * D + 1,6 * L$$

De las dos cuentas, me quedo con la U (carga última) de mayor valor.

6. Solicitaciones

6.1 Cálculos de momentos en tramos y apoyos:

Para el cálculo de los momentos de tramos y de apoyos en losas cruzadas, existen diferentes métodos. Si bien, existen softwares complejos que determinan las solicitaciones, en oportunidades es necesario hallar estos resultados en forma más accesible, por lo cual proponemos las tablas de Kalmanok (añadidas al final del libro tablas #2.4). Existen diferentes tablas, de distintos autores, pero consideramos éstas por considerarlas de más fácil uso.

Para losas unidireccionales, lo más exacto es el cálculo de las solicitaciones mediante la resolución del isostático o del hiperestático, en este último caso se deberá utilizar software apropiados. Para losas unidireccionales existen muchos programas de fácil resolución, a diferencia de los programas para losas cruzadas.

Para una resolución rápida, a mano, de estas solicitaciones, brindamos las fórmulas del gráfico #2.3 (ver al final del libro), que en el caso de isostáticos son exactas, mientras que para hiperestáticos son aproximadas.

6.2 Compatibilización

Dado que los momentos de losas cruzadas surgen de tablas, los momentos en apoyos se calculan independientemente entre una y otra losa, entonces puede suceder que el mismo apoyo tenga dos momentos diferentes, uno que proviene de cada losa aledaña. Si las diferencias de momentos son muy importantes, esas losas no van a trabajar como continuas. Nosotros haremos las siguientes consideraciones para tomar los momentos de apoyos y verificaciones para ver si consideramos la continuidad o no.

Ma = Momento en el apoyo.

Ma₁ = Momento de mayor magnitud en el apoyo.

Ma₂ = Momento de menor magnitud en el apoyo.

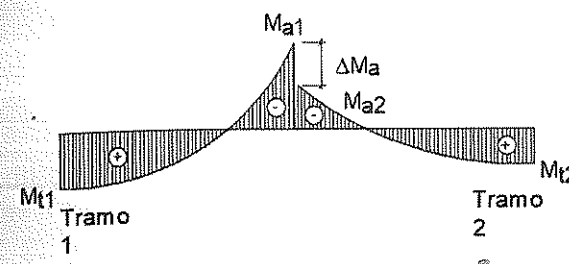
Δ Ma = Diferencia numérica entre Ma₁ y Ma₂

Mti = Momento en el tramo inicial.

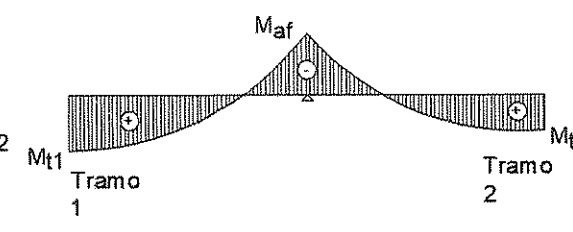
Mtf = Momento en el tramo final.

Maf = Momento en el apoyo final.

ANTES DE LA COMPATIBILIZACION



LUEGO DE LA COMPATIBILIZACION



Llamaremos entonces Losa 1 a la que tiene mayor momento de apoyo y losa 2 a la que tiene menor momento de apoyo.

I. Si $Ma_2 / Ma_1 \geq 0,80$ entonces $Maf = (Ma_1 + Ma_2) / 2$ (promedio)

$$Mtf_1 = Mti_1$$

$$Mtf_2 = Mti_2$$

II. Si $0,8 > Ma_2 / Ma_1 \geq 0,6$ entonces $Maf = (Ma_1 + Ma_2) / 2$ (promedio)

$$Mtf_1 = Mti_1 + 1/2 \Delta Ma \text{ (tramo 1 se refiere al tramo que tenía el mayor momento de apoyo)}$$

$$Mtf_2 = Mti_2 - 1/2 \Delta Ma \text{ (tramo 2 se refiere al tramo que tenía el menor momento de apoyo)}$$

Esta última cuenta no es necesario realizarla, ya que, si por alguna razón se pierde este grado de empotramiento, la losa sería estudiada con un momento de tramo menor a la instancia inicial, por lo cual, este autor sugiere no realizar este descuento del valor de momento en el tramo. Estaríamos siempre trabajando del lado de la seguridad.

III. Si $Ma_2 / Ma_1 < 0,60$ entonces no se verifica el empotramiento; por lo tanto:

$$Maf = Ma_2 \text{ (la losa 2 se mantiene con el empotramiento en el apoyo)}$$

$$Mtf_2 = Mti_2 \text{ . La losa 1 (la de mayor momento de empotramiento) se recalcula con el borde en cuestión articulado.}$$

7. Cálculo de momentos nominales

Las secciones deben verificar la condición resistente dada por:

$$Mu \leq Mn * \phi$$

Mu = Resistencia requerida (depende de las cargas mayoradas)

Mn = Resistencia nominal de la sección (depende del material y de la sección)

φ = Coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura, siendo la sollicitación flexión y el material hormigón, este valor es 0,9.

$$Mn = Mu / \phi \rightarrow Mn = Mu / 0,9$$

8. Cálculo momento nominal reducido (mn)

$$mn = \frac{Mn}{0,85 * f'c * bw * d^2}$$

9. Cálculo de cuantías

9.1 Cálculo de la cuantía mecánica (k_a)

$$k_a = 1 - \sqrt{1 - 2mn}$$

Este mismo valor puede ser calculado por la tabla #2.9, la cual está anexada al final del libro.

9.2 Cálculo de cuantías mínimas y máximas

Surgen de la misma tabla anterior (tabla #2.9). Las cuantías mínimas dependen del tipo de hormigón, para determinarlas se recurre a la tabla auxiliar #2.9 y en el sector superior buscamos en primera columna la calidad de hormigón utilizada, nos desplazamos horizontalmente y encontramos el valor de $K_a \min$. En cambio las cuantías máximas se encuentran en la parte inferior de la misma tabla, entrando con la calidad del hormigón y desplazándonos en forma horizontal hasta encontrar $K_a \max$.

La cuantía mínima debe ser cumplimentada a excepción del caso que la sección de acero adoptada exceda por lo menos un tercio a la armadura que surge por cálculo (CIRSOC, art. 10.5.3). Pero se debe respetar la cuantía mínima que surge por contracción y temperatura. El CIRSOC 201 art. 7.12.2.1 establece que la cuantía geométrica mínima (ρ), por contracción y temperatura es 0,0018.

En este punto conviene aclarar o definir a la **cuantía geométrica** como la relación entre la sección de acero sobre la sección de hormigón, es decir:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w * d}$$

Y **cuantía mecánica** es la relación entre tensión de acero sobre tensión de hormigón:

$$k_a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b_w * d}$$

Relacionando nos queda

$$k_a = \rho * \frac{f_y}{0,85 * f'_c}$$

En caso de que la cuantía sea superior a la máxima, se deberá disponer armadura de compresión o aumentar espesor de losa. Sugerimos para nuestro nivel esta última opción.

10. Cálculo de armaduras

- Si $K_a \leq K_a \min \rightarrow k_a = 1,33 * K_a \rightarrow$

- Si $k_a \geq K_a \min \rightarrow$

$$A_s = 0,85 * K_a \min * d * b_w * f'_c / f_y \quad y \quad A'_s = 0$$

- Si $k_a < K_a \min \rightarrow$

$$A_s = 0,85 * K_a \min * d * b_w * f'_c / f_y \quad y \quad A'_s = 0$$

Se debe controlar en este caso que la cuantía geométrica sea mayor o igual a 0,0018

$$\rho = \frac{A_s}{b_w * d} \geq 0,0018$$

- Si $K_a \min \leq K_a \leq K_a \max \rightarrow$

$$A_s = 0,85 * K_a * b_w * d * f'_c / f_y \quad y \quad A'_s = 0$$

- Si $K_a > K_a \max$ se requiere el uso de armadura comprimida, es decir $A'_s > 0$.

En losas correctamente predimensionadas y con cargas normales de edificios de viviendas o similares no se debería recurrir al uso de armadura de compresión.

El estudio de losas con armadura comprimida se verá en capítulo de vigas, ya que en las mismas es más probable el uso de esta armadura.

Por lo pronto, para este libro, en caso que $K_a > K_a \max$, se deberá aumentar el espesor de losa y así evitar el uso de armadura de compresión.

11. Verificación de separaciones máximas y mínimas

En losas y tabiques, exceptuando las losas nervuradas, la **separación máxima entre hierros de la armadura principal** por flexión debe ser (CIRSOC 201, art. 10.5.4):

- 2,5 veces el espesor de la losa
- 25 veces el diámetro adoptado
- 30cm

La separación mínima depende de un tema constructivo. Sugerimos **sep. mín: 8 cm**

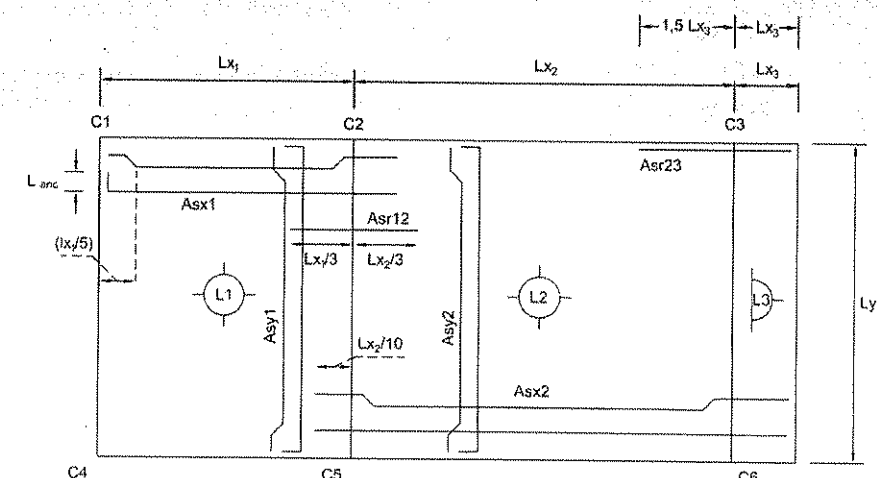
Armadura de repartición mínima (para losas unidireccionales) es: (CIRSOC 201, art 7.12.2.1)

- $A_s \geq 0,0018 * b_w * d$
- $A_s \geq 20\% A_s \text{ principal}$

Separaciones máximas en armaduras de repartición (CIRSOC 201, art 7.12.2.2):

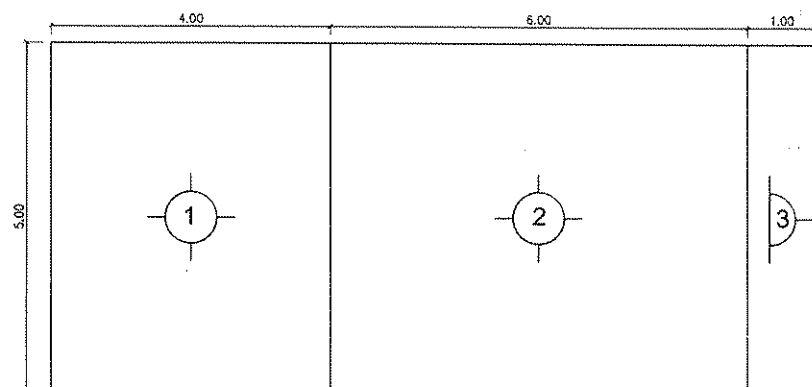
- $\text{Sep} \leq 3 * h$
- $\text{Sep} \leq 30 \text{ cm}$

ARMADO DE LOSAS



EJEMPLO DIMENSIONADO DE LOSAS

Dimensionar la armadura de acero de las losas indicadas en el siguiente esquema.



DATOS:

$f'_c = 25 \text{ Mpa}$
 $f_y = 420 \text{ Mpa}$
 $D1 = 6 \text{ KN/m}^2$
 $L1 = 4 \text{ KN/m}^2$
 $D2 = 7 \text{ KN/m}^2$
 $L2 = 12 \text{ KN/m}^2$

1. Determinación de dirección de armado

$L1 = 5 \text{ m} / 5 \text{ m} = 1$ entonces Losa Cruzada
 $L2 = 2,20 \text{ m} / 5 \text{ m} = 0,44$ entonces Losa Unidireccional

2. Continuidad

L1-L2
 $2,20 \text{ m} / 5 \text{ m} = 0,44$ entonces no son continuas.

En este caso la Losa 1 queda articulada en Losa 2 y la Losa 2 queda empotrada en L1

3. Predimensionado

L1
 $d_{\min} = 5 \text{ m} / 50 = 0,10 \text{ m}$ entonces $h_{\min} = 10 \text{ cm} + 1,5 \text{ cm} = 11,5 \text{ cm}$

L2
 $d_{\min} = 2,20 \text{ m} / 35 = 0,063 \text{ m}$ entonces $h_{\min} = 6,3 \text{ cm} + 1,5 \text{ cm} = 7,8 \text{ cm}$

Adopto para todas las losas el mismo $h = 12 \text{ cm}$

Entonces $d = 12 \text{ cm} - 1,5 \text{ cm}$

$d = 10,5 \text{ cm}$

Cumple con $h_{\min} = 9 \text{ cm}$ por reglamento (CIRSOC 201. Art. 9.5.3.3)

4. Análisis de cargas

Para este ejemplo las cargas vienen dadas como datos.

5. Cálculo de Carga Última

$$U1 = 1,4 * D1 = 1,4 * 6 \text{ KN/m}^2 = 8,4 \text{ KN/m}^2$$

$$U1 = 1,2 * D1 + 1,6 * L1 = 1,4 * 6 \text{ KN/m}^2 + 1,6 * 4 \text{ KN/m}^2 = 13,6 \text{ KN/m}^2$$

Adoptamos $U1 = 13,6 \text{ KN/m}^2$

$$U1 = 1,4 * D2 = 1,4 * 7 \text{ KN/m}^2 = 9,8 \text{ KN/m}^2$$

$$U1 = 1,2 * D2 + 1,6 * L2 = 1,4 * 7 \text{ KN/m}^2 + 1,6 * 12 \text{ KN/m}^2 = 27,6 \text{ KN/m}^2$$

Adoptamos $U = 27,6 \text{ KN/m}^2$

6. Solicitaciones

6.1 Cálculo de momentos

Para los cálculos de momentos en losas cruzadas nos conviene multiplicar a las cargas de losa por 1m. ya que estaremos estudiando solo una faja de 1m de ancho. Con este criterio el resultado de unidades será coherente con cada valor calculado.

Multiplicamos por 1m (faja de 1m)

$$U1 = 13,6 \text{ KN/m}^2 * 1 \text{ m} = 13,6 \text{ KN/m}$$

$$U1 = 27,6 \text{ KN/m}^2 * 1 \text{ m} = 27,6 \text{ KN/m}$$

LOSA 1:

Ingreso a tabla de Kalmanok, según tipo de apoyo, Tabla # 2.4.1 de coeficientes de losas cruzadas, con

$$Lx / Ly = 5 \text{ m} / 5 \text{ m} = 1$$

$$CMx = 0,0368$$

$$CMy = 0,0368$$

$$Mx1 = CMx * U1 * l^2_{\text{menor}} = 0,0368 * 13,6 \text{ KN/m} * (5 \text{ m})^2 = 12,51 \text{ KNm}$$

$$My1 = CMy * U1 * l^2_{\text{menor}} = 0,0368 * 13,6 \text{ KN/m} * (5 \text{ m})^2 = 12,51 \text{ KNm}$$

En las dos direcciones tenemos el mismo momento así que calculamos en una dirección ya que la otra es igual.

LOSA 2:

$$Mx2 = \frac{U2 * lx^2}{14,22} = \frac{27,6 \text{ KN/m} * (2,2 \text{ m})^2}{14,22} = 9,39 \text{ KNm}$$

$$M_{ex2} = \frac{U2 \cdot l x 2^2}{8} = \frac{27,6 \text{ KN/m} \cdot (2,2\text{m})^2}{8} = 16,7 \text{ KNm} \quad \text{Este es el momento del apoyo 1-2}$$

7. Momentos nominales

$$M_n = M_u / \phi$$

$$\phi = 0,90$$

$$M_{nx1} = M_{ny1} = M_{x1} / \phi = 12,51 \text{ KNm} / 0,90 = 13,90 \text{ KNm}$$

$$M_{nx2} = M_{x2} / \phi = 9,39 \text{ KNm} / 0,90 = 10,43 \text{ KNm}$$

$$M_{nex2} = M_{ex2} / \phi = 16,7 \text{ KNm} / 0,90 = 18,51 \text{ KNm}$$

8. Momentos Nominales reducidos

En el eje de menor momento nominal se reduce el valor de altura en 1cm porque la armadura en esa dirección va por encima de la otra dirección, por lo cual su altura útil es aproximadamente 1 cm más chica.

$$mn = \frac{M_n}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2}$$

$$mn_{x1} = \frac{M_{nx1}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{13,90 \text{ KNm}}{0,85 \cdot 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 1\text{m} \cdot (0,105\text{m})^2} = 0,059$$

Al tener las dos direcciones el mismo momento, cualquiera de las dos armaduras podría colocarse abajo. En este caso elegí la x:

$$mn_{y1} = \frac{M_{ny1}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{13,90 \text{ KNm}}{0,85 \cdot 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 1\text{m} \cdot (0,095\text{m})^2} = 0,072$$

$$mn_{x2} = \frac{M_{nx2}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{10,43 \text{ KNm}}{0,85 \cdot 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 1\text{m} \cdot (0,105\text{m})^2} = 0,045$$

$$mn_{ex2} = \frac{M_{nex2}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{18,51 \text{ KNm}}{0,85 \cdot 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 1\text{m} \cdot (0,105\text{m})^2} = 0,079$$

9. Cálculo de Cuantía Mecánica (Coeficiente Ka) – Cálculo de Cuantía Máxima y Mínima

Para $f'_c = 25\text{Mpa}$, de tabla auxiliar

$$K_{a_{\min}} = 0,066$$

$$K_{a_{\max}} = 0,319$$

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot mn}$$

$$kax1 = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,059} = 0,060$$

$$kay1 = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,072} = 0,075$$

$$kax2 = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,045} = 0,046$$

$$kaex1 = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,079} = 0,082$$

$$K_{a_{x1}} = 0,055 < K_{a_{\min}} \rightarrow K_{a1} = 1,33 \cdot K_{a_{x1}} = 0,080 \rightarrow$$

$$\rightarrow \text{Adoptamos para proseguir cálculo } K_{a_{\min}} = 0,066$$

$$K_{a_{y1}} = 0,075 > K_{a_{\min}} \rightarrow \text{Adoptamos para proseguir cálculo } K_a = 0,075$$

$$K_{a_{x2}} = 0,046 < K_{a_{\min}} \rightarrow K_{a1} = 1,33 \cdot K_{a_{y1}} = 0,061 \rightarrow$$

$$\rightarrow \text{Adoptamos para proseguir cálculo } K_{a1} = 0,061$$

$$K_{a_{ex2}} = 0,082 \text{ armadura de apoyo, no es necesario verificar cuantías}$$

10. Cálculo de Armaduras

$$A_s = K_a \cdot b_w \cdot d \cdot 0,85 \cdot (f'_c / f_y)$$

$$A_{s_{x1}} = K_{a_{x1}} \cdot b_w \cdot d \cdot 0,85 \cdot (f'_c / f_y) = 0,066 \cdot 100\text{cm} \cdot 10,5\text{cm} \cdot 0,85 \cdot (25\text{Mpa} / 420\text{Mpa}) = 3,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{y1}} = K_{a_{y1}} \cdot b_w \cdot d \cdot 0,85 \cdot (f'_c / f_y) = 0,075 \cdot 100\text{cm} \cdot 9,5\text{cm} \cdot 0,85 \cdot (25\text{Mpa} / 420\text{Mpa}) = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{x2}} = K_{a_{x2}} \cdot b_w \cdot d \cdot 0,85 \cdot (f'_c / f_y) = 0,061 \cdot 100\text{cm} \cdot 10,5\text{cm} \cdot 0,85 \cdot (25\text{Mpa} / 420\text{Mpa}) = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{3,24 \text{ cm}^2}{100\text{cm} \cdot 10,5\text{cm}} = 0,003 > 0,0018 \text{ verifica}$$

$$A_{s_{ex2}} = K_{a_{ex2}} \cdot b_w \cdot d \cdot 0,85 \cdot (f'_c / f_y) = 0,082 \cdot 100\text{cm} \cdot 10,5\text{cm} \cdot 0,85 \cdot (25\text{Mpa} / 420\text{Mpa}) = 4,35 \text{ cm}^2$$

De tabla de secciones de armadura en cm^2 / metro de ancho

$$A_{s_{x1}} = \text{adopto } \emptyset 8 \text{ c/14 } A_{s_{\text{real}}} = 3,59 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_{s_{y1}} = \text{adopto } \emptyset 8 \text{ c/13 } A_{s_{\text{real}}} = 3,87 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_{s_{\text{real}}} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_{s_{\text{apoyo12}}} = A_{s_{ex2}}, \text{ por ser apoyo, resto las armaduras que llegan de las losas contiguas}$$

ARMADURA ADICIONAL:

En apoyos comunes de losas continuas se levantan, en general, la mitad de la armadura que llega desde los tramos.

$$A_{s_{\text{adic. Apoyo}}} = A_{s_{\text{necesaria}}} - A_{s_{t1}} / 2 - A_{s_{t2}} / 2$$

En nuestro caso:

$$A_{s_{\text{adicional12}}} = A_{s_{\text{apoyo12}}} - A_{s_{x1\text{real}}} / 2 - A_{s_{x2\text{real}}} / 2$$

$$A_{s_{\text{adicional12}}} = 4,35 \text{ cm}^2 - 3,59 \text{ cm}^2 / 2 - 3,35 \text{ cm}^2 / 2 = 0,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocamos como armadura adicional en el apoyo 1-2 : } \emptyset 6 \text{ c/30 } A_{s_{\text{real}}} = 0,94 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

Armadura de repartición losa 2:

$$A_s > 0,0018 \cdot b_w \cdot d = 0,0018 \cdot 100\text{cm} \cdot 10,5\text{cm} = 1,89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s > 20\% A_{s_{\text{principal}}} = 20\% \cdot 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adopto } \emptyset 6 \text{ c/14 } A_{s_{\text{real}}} = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

11. Verificación de separación

Separación máxima reglamentaria para armadura principal →

$$\leq 2,5 * h = 2,5 * 12 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$\leq 25 * d_{\text{barra}} = 25 * 0,8 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

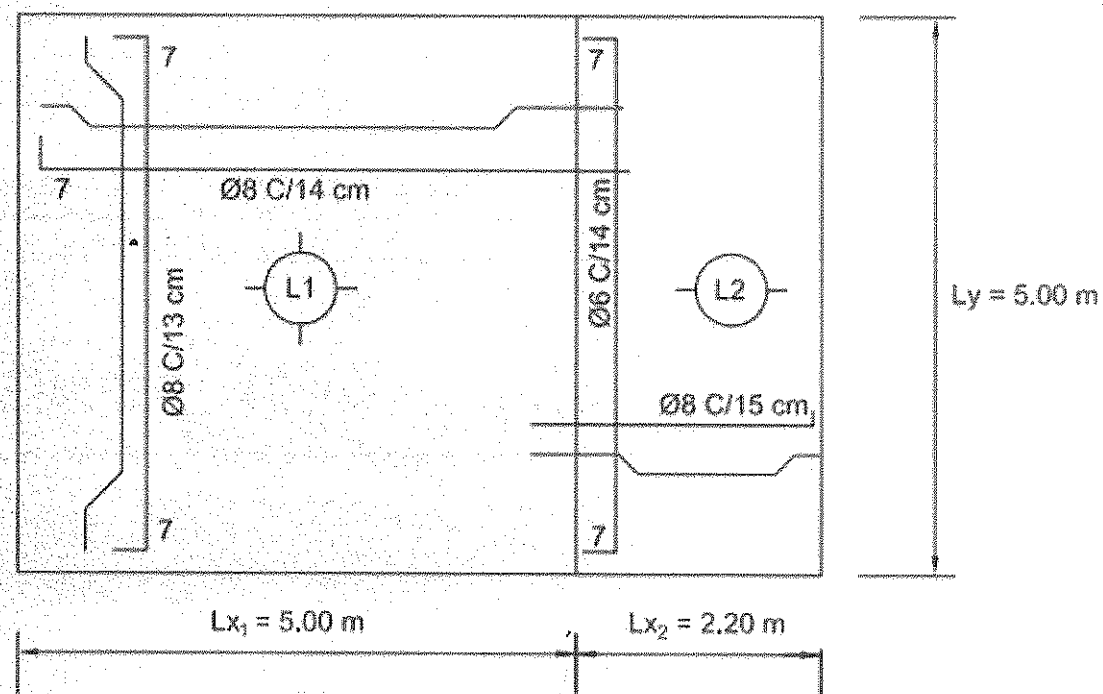
$$\leq 30 \text{ cm}$$

Separación máxima armadura de repartición →

$$\leq 3 * h = 3 * 12 \text{ cm} = 36 \text{ cm}$$

$$\leq 30 \text{ cm}$$

Todas las armaduras cumplen con la separación máxima.



Capítulo 4

VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO

DEFINICIÓN DE VIGAS

Son elementos estructurales lineales, generalmente horizontales. Una de las dimensiones prevalece sobre las otras dos, es la luz de la viga. En general se las realiza de sección rectangular.

Las cargas predominantes son perpendiculares a su eje longitudinal por lo tanto trabajan a flexión y corte. Eventualmente puede existir flexo-compresión o flexo-tracción.

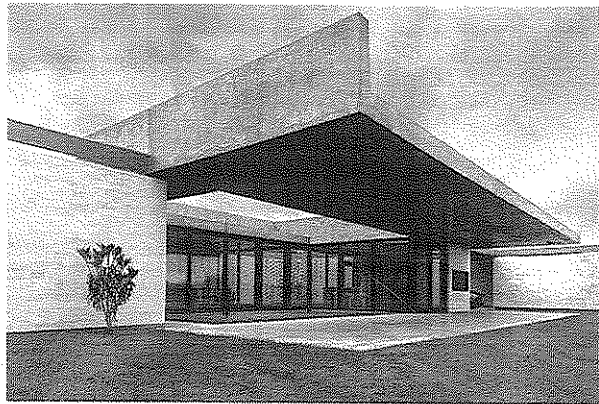
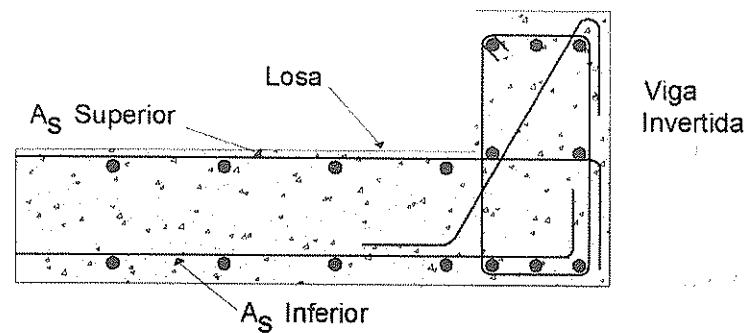
TIPOLOGÍAS DE VIGAS DE HORMIGÓN

Existen diferentes tipos de vigas o nombres que les daremos para poder interpretarlas:

- Invertida, semi-invertida, colgada.
- Placa L o T, o rectangular.
- Cinta.
- Pretensadas: postesadas o pretesadas.
- Premoldeadas.
- Como parte de un pórtico.
- Como parte de un sistema continuo de vigas.
- Ménsulas.

Viga invertida, semi-invertida, colgada

Llamamos vigas invertidas a aquellas que tienen la losa ubicada en su parte inferior. Lo habitual es tener vigas por debajo del nivel de la losa (colgadas), por lo cual estas vigas se

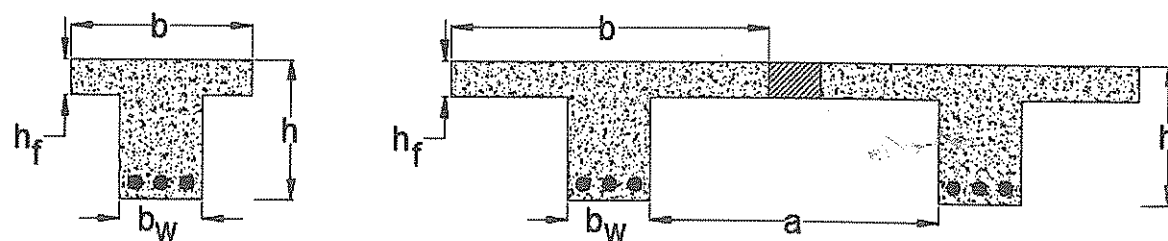


las considera comunes, no necesitan de alguna designación extra. Cuando las vigas están ubicadas por encima de la losa se las debe designar como "Invertidas". Existen vigas que sobresalen de la losa tanto hacia arriba como hacia abajo y las llamamos "semi-invertidas".

Viga placa

Son aquellas en las que la losa de hormigón (placa) colabora para tomar las compresiones a las que está solicitada la viga. Para poder estudiar la viga como placa, la losa debe estar ubicada en la zona de compresión de la viga; es decir que una viga colgada, el tramo que tiene momento positivo puede ser considerado como viga placa, en cambio los apoyos y ménsulas de vigas colgadas no pueden ser estudiados como vigas placa. En vigas invertidas, sucede lo contrario; es decir, se considera viga placa en apoyos y ménsulas, pero no en el tramo.

Se distingue viga placa "L" o "T", siendo la primera el caso que la losa se ubica a un solo lado de la viga. Y es "T" cuando existe losa ubicada a ambos lados de la viga.

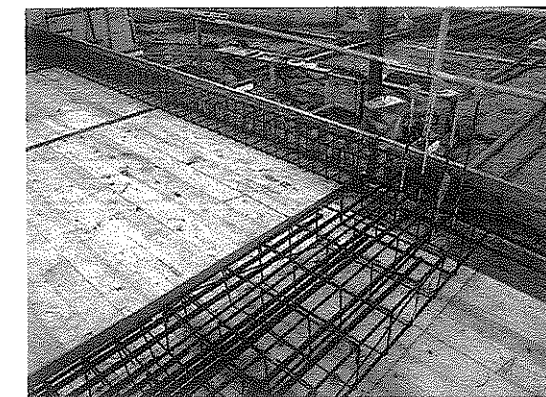


Viga cinta

Son vigas que tienen su altura igual que el espesor de la losa. Es decir, quedan escondidas en la losa. Para que puedan funcionar, tienen un gran ancho, por lo cual, son vigas con ancho mayor que altura. En la práctica, suelen sobresalir de las losas, hacia arriba, algunos centímetros para ganar un poco de altura.

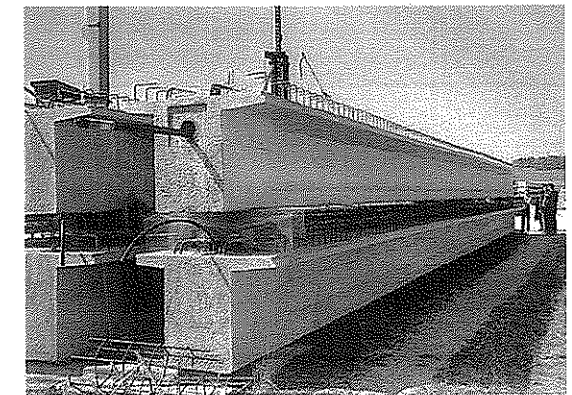
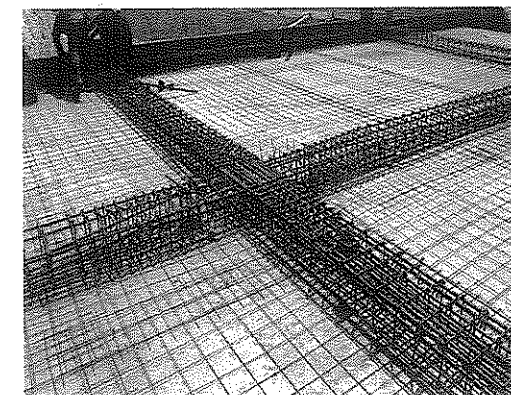
Su gran ventaja es que no se ven, quedan dentro de losa y a lo sumo dentro del contrapiso, pero tiene algunas desventajas, como ser: antieconómicas; muy deformables; no pueden recibir apeos; al ser de un ancho considerable, los apoyos de estas vigas tienen que cubrir ese mismo ancho.

Obviamente las desventajas surgen por no tener altura, recordemos que cualquier elemento que trabaja a flexión, para que sea estructuralmente conveniente, tiene que tener su mayor altura según el eje de la flexión. Obviamente en una viga el eje de flexión es el vertical, por eso necesita tener mayor altura que ancho. No está de más decir, que el momento de inercia de un elemento tiene la altura elevada al cubo, y que el momento de inercia está directamente relacionado con la rigidez del elemento.



Pretensadas: postesadas - pretesadas

El tema postesado y pretesado es parte de otra unidad, como ya adelantáramos. A modo de comentario, son aquellas vigas donde se le agrega al hormigón un esfuerzo de pre-compresión lo que le confiere grandes ventajas, ya que ese hormigón trabaja siempre a



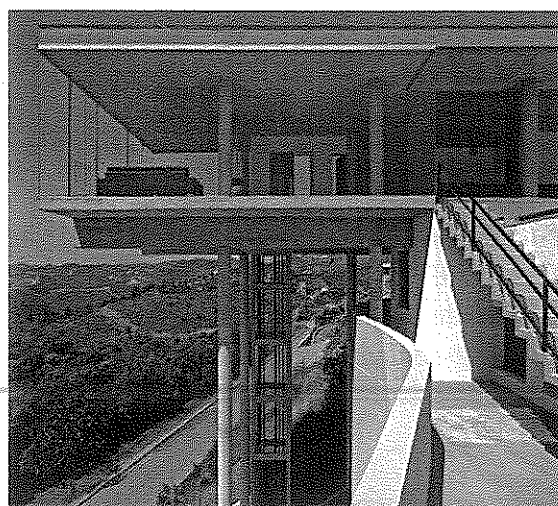
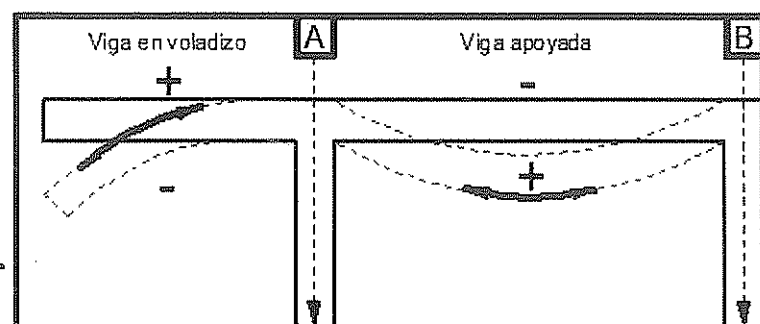
compresión. La diferencia entre postesado y pretensado radica en el momento que se realiza el tesado de los cables de acero.

En el primer caso, la tensión se ejerce luego del hormigonado de la viga, por lo cual en general el proceso se realiza en la misma obra. En cambio, el pretensado es cuando se da tensión a los cables previo al hormigonado y en general se utiliza en vigas prefabricadas.

Viga ménsula

Las vigas ménsulas son las que tienen un solo apoyo, es decir son vigas en voladizo. En general necesitan de otra viga continua que absorba el momento generado. En el caso que no haya viga contigua, la ménsula será tomada a una columna de gran rigidez, provocando grandes momentos a la misma.

Al igual que las losas en voladizos, se invierte la ubicación de zonas comprimidas y traccionadas, pero no generan inconveniente alguno a la estructura.

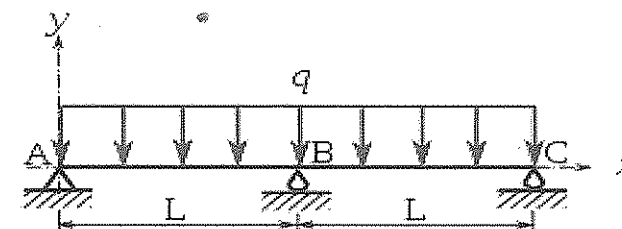


Vigas continuas

Nos referiremos a la forma de estudio de las vigas. Las vigas continuas son aquellas vigas que además de ser contiguas cumplen algunas condiciones: continuidad constructiva, dimensiones similares, cargas similares, longitudes similares. Se puede estudiar dos vigas como continuas cuando cumplen la siguiente relación de luces:

$$\frac{\text{Luz menor}}{\text{luz mayor}} \geq 0,5$$

Al estudiar dos vigas como continuas, se aporta mayor rigidez en los nudos y se logra disminuir la deformación y por ende el momento máximo de tramo. En vigas continuas aparece un momento negativo. En general, conviene trabajar con vigas continuas.



Viga aporticada con columnas

Son aquellas vigas que se consideran empotradas en las columnas, es decir que le transmiten momentos a las mismas, por lo que el beneficio logrado en vigas es perjudicial para las columnas. En muchos casos es necesario y a veces es la única opción construir la viga aporticada.

DIMENSIONADO

1. Predimensionado

La altura se determina teniendo en cuenta la luz de la viga y las condiciones de apoyo, con el fin de limitar la esbeltez y por ende su deformación. Este predimensionado se basa en dar rigidez a la viga.

El CIRSOC 201.art. 9.5.2.1 establece alturas mínimas:

$$h_{min} = \text{luz}/m$$

Siendo m un coeficiente que surge del gráfico # 3.0 dispuesto al final del libro.

Estas limitaciones impuestas por reglamento se ven altamente superadas cuando establecemos otra condición que tiene que ver con diseñar la viga lo más económica posible. Para lograrlo se fija la siguiente relación:

- en casos de vigas entre apoyos: $h = \text{luz}/10$

- en casos de voladizos: $h = \text{luz}/4$

El ancho de la viga debe ser como mínimo: $b_w = h / 4$, se sugiere $b_w = h / 3$.

Si la viga tuviese menos ancho que el propuesto en estas fórmulas, la viga deja de trabajar en las condiciones previstas y se debe calcular con otros criterios, ya que aparecen

otros esfuerzos como ser flexión lateral, deformación lateral, etc. En caso de aumentar el ancho más de lo sugerido, se pasa a tener vigas antieconómicas, pero pueden existir.

Asimismo, se debe cumplir con **bw min = 12cm**, que surge por cuestiones constructivas.

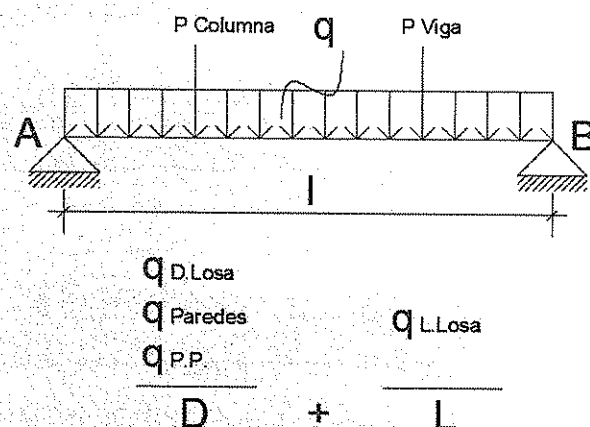
Normalmente el ancho se lo establece en función de cuestiones arquitectónicas (anchos de paredes) y también constructivas (debido a las medidas de maderas para encofrados).

2. Análisis de cargas

Una vez establecidas las dimensiones de la sección transversal de la viga, se procede a determinar la totalidad de las cargas que actuarán sobre la misma.

Las cargas que actúan sobre las vigas son:

- Descargas de Losas (distribuidas): Son las reacciones de las losas sobre las vigas. Se dividen en reacciones D y reacciones L.
- Apeos de vigas (Pviga) o columnas (Pcolumna). (puntuales): Se dividen en cargas puntuales D y L.
- Paredes (distribuidas) (qparedes). Pertenecen a cargas D.
- Pesos Propios (distribuidas) (qpp). Pertenecen a cargas D.



Se determinan cargas últimas:

$$U = 1,4 * D$$

$$U = 1,2 * D + 1,6 * L$$

3. Solicitaciones

Una vez que se tienen definidas las cargas y los diferentes estados que van a plantearse, se procede al cálculo de las solicitaciones últimas en las vigas (M_u y V_u).

El análisis estructural puede realizarse mediante el uso de algún software de cálculo o manualmente mediante los diferentes métodos aproximados conocidos. En casos de poca complejidad se puede utilizar las fórmulas ya mencionadas para losas unidireccionales ubicadas al final del libro (TABLA #2.3).

La finalidad es determinar los valores de solicitaciones últimas en las secciones críticas comunes (centros de tramos y apoyos) para dimensionarlas, y en secciones especiales cuya verificación sea importante (zona de apeos, por ejemplo).

4. Dimensionamiento por Resistencia a Flexión

Las secciones deben verificar la condición resistente dada por:

$$M_u \leq \phi * M_n$$

M_u = Resistencia requerida (depende de las cargas mayoradas)

M_n = Resistencia nominal de la sección (depende del material y de la sección)

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura, siendo la sollicitación flexión y el material hormigón, este valor es 0,9.

Viga rectangular

4.1 Cálculo momento nominal

$$M_n = M_u / \phi \rightarrow M_n = M_u / 0,9$$

4.2 Cálculo momento nominal reducido (mn)

$$mn = M_n / (0,85 * f'_c * bw * d^2)$$

4.3 Cálculo de la cuantía mecánica (K_a)

$$K_a = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn}$$

Este mismo valor puede ser calculado por TABLA #2.9 que anexamos al final del libro, siendo la misma que la utilizada para losas.

4.4 Cálculo de cuantías mínimas y máximas

Las mismas pueden ser calculadas por fórmula o también pueden surgir de la tabla mencionada anteriormente al igual que lo hicimos en losas.

$$\text{Si } f'_c \leq 30 \text{ MPa} \quad K_a \text{ min} = 1,4 / (0,85 * f'_c)$$

$$\text{Si } f'_c > 30 \text{ MPa} \quad K_a \text{ min} = 1 / (3,4 * f'_c)$$

$$K_a \text{ max} = K_c \text{ max} * \beta_1 \rightarrow 0,375 * \beta_1$$

Siendo β_1 :

$$\text{Si } f'_c \leq 30 \text{ mpa} \quad \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Si } f'_c > 30 \text{ mpa} \quad \beta_1 = 0,85 - 0,05 * \frac{(f'_c - 30 \text{ MPa})}{7} \geq 0,65$$

4.5 Cálculo de armaduras

- Si $K_a \leq K_{a \min} \rightarrow ka1 = 1,33 * K_a \rightarrow$
• Si $ka1 \geq K_{a \min} \rightarrow$

$$A_s = 0,85 * f'_c * b_w * K_{a \min} * d / f_y \text{ y } A'_s = 0$$

- Si $ka1 < K_{a \min} \rightarrow$

$$A_s = 0,85 * f'_c * b_w * K_{a1} * d / f_y \text{ y } A'_s = 0$$

- Si $K_{a \min} \leq K_a \leq K_{a \max} \rightarrow$

$$A_s = 0,85 * f'_c * b_w * K_a * d / f_y \text{ y } A'_s = 0$$

- Si $K_a > K_{a \max}$ se requiere el uso de armadura comprimida, es decir $A'_s > 0$

El máximo momento que podrá tomar la sección comprimida de hormigón es:

$$M_c = 0,85 * f'_c * b_w * d^2 * K_{a \max} * \left(1 - \frac{K_{a \max}}{2}\right)$$

Por lo que el momento remanente deberá ser tomado por la armadura comprimida:

$$\Delta M_n = M'_s = M_n - M_c = A'_s * f'_s * (d - d')$$

Donde la tensión " f'_s " surge de la TABLA #3.1 dispuesta al final del libro.

Por lo que se puede despejar la armadura comprimida como:

$$A'_s = \Delta M_n / [f'_s * (d - d')]$$

Finalmente de la sumatoria de fuerzas se obtiene

$$A_s = 0,85 * f'_c * b_w * K_{a \max} * \frac{d}{f_y} + A'_s * f'_s / f_y$$

4.6 Determinación de capas de armadura

Se debe verificar la cantidad de capas que se necesitan al colocar la armadura de flexión. El CIRSOC 201 art. 7.6.1) establece separación mínima entre hierros de 2,5cm, en la práctica aún se utiliza una separación mínima de 2cm.

La cantidad de capas se pueden establecer según TABLA # 3.3.

Viga placa

En el caso que la viga sea placa, previo al cálculo de momentos nominales se debe proceder a calcular ancho colaborante:

Las Figuras siguientes muestran los tres tipos de secciones con alas que contempla el CIRSOC 201-05: Viga "T" bajo losa, Viga "L" bajo losa y Viga "T" aislada.

Las condiciones que da el CIRSOC 201 art. 8.10.2 y art 8.10.3 art. 8.10.4 para el cálculo del ancho efectivo "b" a emplear en los cálculos resistentes son:

- Para vigas "T" bajo losa

$$b = b_w + b_{e \text{ izq}} + b_{e \text{ der}}$$

$$b \leq \text{luz de la viga} / 4$$

$$b_{e \text{ (izq o der)}} = \text{mínimo} (8 * h_f; \frac{1}{2} \text{ distancia libre a viga adyacente})$$

- Para vigas "L" bajo losa

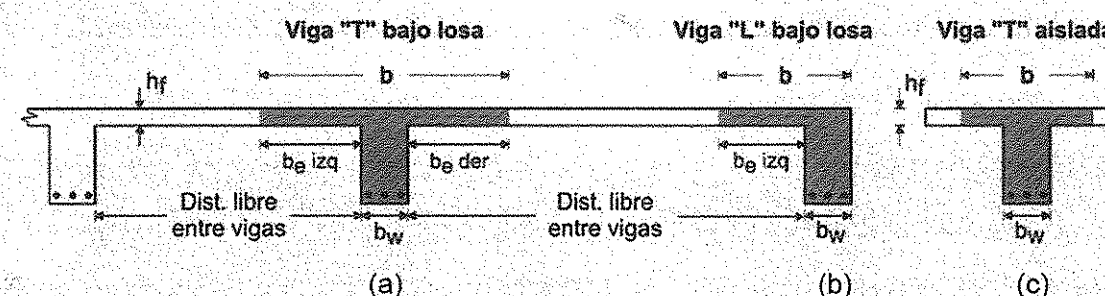
$$b = b_w + b_e$$

$$b_e = \text{mínimo} (6 * h_f; \frac{1}{2} \text{ distancia libre a viga adyacente; luz de la viga} / 12)$$

- Para vigas "T" aisladas

$$h_f \geq b_w / 2$$

$$b < 4 * b_w$$



4.1 Cálculo de Momento Nominal

$$M_n = M_u / \phi$$

4.2 Cálculo de Momento Nominal Reducido

$$mn = M_n / (0,85 * f'_c * b * d^2)$$

4.3 Cálculo de Cuantía Mecánica

$$K_a = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn}$$

Este mismo valor puede ser calculado por la TABLA #2.9

4.4 Cálculo de cuantía mínima y máxima

Se calculan igual que para viga rectangular.

4.5 Cálculo de Armadura

A) Si $k_a \leq h_f/d$ se calcula $A_s = 0,85 * f'_c * b * K_a * \frac{d}{f_y}$ y $A'_s = 0$

y se verifica que $A_s \geq A_{smin}$; si no verifica: se adopta el A_{smin} .

B) Si $K_a > h_f/d$

La fuerza que toman las alas vale: $C_f = 0,85 * f'_c * (b - b_w) * h_f$

El momento (respecto a "As") tomado por las alas vale: $M_{nf} = C_f * (d - \frac{h_f}{2})$

La armadura necesaria para equilibrar C_f vale: $A_{sf} = C_f / f_y$

El momento a equilibrar con el hormigón del alma vale: $M_{nw} = M_n - M_{nf}$

De aquí en adelante el cálculo del alma se efectúa como una sección rectangular aislada, para lo cual será necesario recalcular " K_a " para el momento solicitante " M_{nw} ". Al finalizar el cálculo se deberá adicionar a la armadura " A_{sw} " la armadura " A_{sf} " necesaria para equilibrar las compresiones en las alas.

En primera instancia supondremos que no es necesario disponer armadura comprimida, es decir que:

$$\text{llamando } m_n = \frac{M_{nw}}{(0,85 * f'_c * b_w * d^2)}$$

$$\text{calculamos } K_a = 1 - \sqrt{(1 - 2 * mn)}$$

B1) Si $K_a < K_{a max}$ se calcula $A_{sw} = 0,85 * f'_c * b_w * k_a * \frac{d}{f_y}$ y $A'_s = 0$, $A_s = A_{sw} + A_{sf}$

Y se verifica que $A_s \geq A_{smin}$, si no verifica: se adopta el A_{smin}

B2) $K_a > K_{a max}$ se requerirá el uso de armadura comprimida, es decir $A'_s > 0$

Fijamos la posición del eje neutro en $C_{max} = k_{c max} * d = 0,375 * d$

El máximo momento que podrá tomar la sección comprimida de hormigón es:

$$M_c = 0,85 * f'_c * b_w * d^2 * k_{a max} * (1 - K_{a max}/2)$$

Por lo que el momento remanente deberá ser tomado por la armadura comprimida:

$$\Delta M_n = M'_s = M_{nw} - M_c = A'_s * f'_s * (d - d')$$

Donde la tensión " f'_s " surge de $\epsilon'_s = 0,003 * \frac{C_{max} - d'}{C_{max}} = 0,003 * (K_{c max} - \frac{d'}{d}) / k_{c max}$

$$\text{Si } \epsilon'_s < \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{200.000} \text{ MPa entonces } f'_s = E_s * \epsilon'_s$$

Si $\epsilon'_s \geq \epsilon_y$ entonces $f'_s = f_y$ por lo que se puede despejar la armadura comprimida como

$$A'_s = \Delta M_n / [f'_s * (d - d_s)]$$

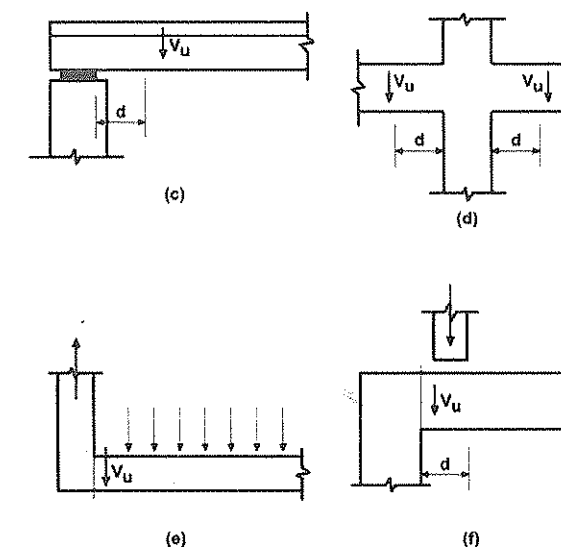
Finalmente, de la sumatoria de fuerzas se obtiene

$$A_s = 0,85 * f'_c * b_w * K_{a max} * \frac{d}{f_y} + A'_s * \frac{f'_s}{f_y} + A_{sf}$$

4.6 Determinación de capas de armadura

Se calcula igual que para vigas rectangulares.

5. DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA A CORTE



CONDICIONES TÍPICAS DE APOYO DONDE SE MUESTRA LA UBICACIÓN DEL ESFUERZO DE CORTE MAYORADO V_u .

La condición básica de diseño que debe cumplirse es: (CIRSOC 201, art. 11.1.1)

$$\phi * V_n \geq V_u$$

Donde:

V_u = Corte último en la sección de diseño (obtenido del análisis estructural).

V_n = Corte nominal que se requiere para la sección que se diseña.

ϕ = Factor de reducción de resistencia. Para sollicitación por corte vale 0,75.

La resistencia nominal al corte está dada por la suma de la resistencia nominal proporcionada por el hormigón llamada contribución de hormigón al corte y la resistencia nominal que aportan las armaduras de corte.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = resistencia nominal proporcionada por el hormigón sin armaduras de corte.

V_s = resistencia o contribución de las armaduras de corte.

5.1 Consideraciones en el valor de V_u (CIRSOC 201. Art. 11.1.3)

En los casos de **apoyo directo** de la viga (sobre columnas o tabiques), en la zona ubicada entre la cara del apoyo y una sección de viga situada a una distancia " d ", la carga se transmite directamente al apoyo por compresión en el alma. Por esta razón, en estos casos se permite diseñar las armaduras de corte para un valor máximo de corte último correspondiente al que se produce a una distancia " d " de la cara del apoyo.

$$V_{u(\text{calc})} = V_u(x=0) - q_u(c/2 + d)$$

Donde

d = altura útil de la sección y

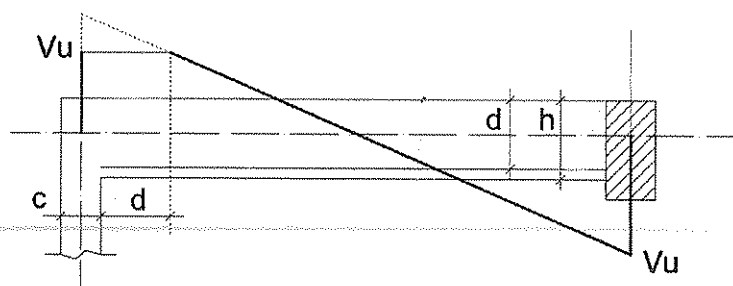
c = ancho de columna.

Para aplicar esta reducción del valor de corte se debe cumplir otras dos condiciones:

- Que las cargas se apliquen superiormente (no "colgadas").
- Que no existan fuerzas concentradas significativas a una distancia del filo del apoyo menor que " d ".

En los casos de **apoyos indirectos** (apeo sobre otra viga) las armaduras deben diseñarse para el máximo corte último correspondiente al filo del apoyo.

$$V_{u(\text{calc})} = V_u(x=0) - q_u * c/2$$



5.2 Cálculo Corte nominal

$$V_n = V_u / \phi$$

5.3 Se deberá verificar la capacidad resistente de la sección:

$$V_n \leq \frac{5}{6} * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$f'c$ en [MPa] y el resultado de $\sqrt{f'c}$ en [MPa]

5.4 Contribución del hormigón

Se estima una contribución del hormigón sin armaduras de corte. (CIRSOC 201. Art. 11.3.1.1)

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Toda diferencia de corte nominal por encima de esta contribución se debe cubrir con armadura de corte.

Se limita $\sqrt{f'c} \leq 8,3 \text{ MPa}$, si lo supera se adopta este valor (CIRSOC 201 art. 11.1.1).

5.5 Determinación de V_s

$$V_s = V_n - V_c$$

V_s es el valor de corte absorbido por estribos y barras dobladas. En caso que $V_s \leq 0$ significa que por cálculo no es necesario armadura de corte, pero de todas maneras se debe disponer un estriado mínimo como ya comentaremos.

Limitación de V_s :

El CIRSOC 201 art. 11.5.7.9 no especifica una verificación directa de la fisuración del alma por efecto del corte ni de la resistencia de las bielas comprimidas, pero sí existe una verificación indirecta a través de la limitación al aporte de la armadura total al " V_n " de la fisura. Debe cumplirse:

$$V_s \leq \frac{2}{3} * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Pero esta verificación resulta innecesaria en el caso que se haya cumplimentado con la verificación del paso 5.3.

5.6 Determinación de sección de acero para estribos

El Reglamento establece un mínimo de estribos, pero no exige el doblado de barras. En particular en nuestro medio, el hecho de utilizar barras dobladas está perdiendo vigencia, por lo cual en este apartado nos dedicaremos a explicar el cálculo de estribos. En caso de requerir tomar esfuerzos de corte con barras dobladas se podrá recurrir a los lineamientos que establece el CIRSOC 201-05.

$$V_s = \frac{A_v * d * f_y}{s} \quad (\text{CIRSOC 201 art. 11.5.7.2})$$

Donde:

d = Altura útil de la sección.

s = Separación entre planos de estriado, medida sobre el eje de la pieza.

f_y = Tensión de fluencia especificada de los estribos.

A_v = Área de acero contenida en un plano de estriado = $n \cdot A_{1v}$

n = Número de ramas (normalmente 2).

A_{1v} = Área de una de las ramas de estribo contenida en el plano de estriado

5.7 Etribado mínimo

El CIRSOC 201 art 11.5.6.3, establece una sección mínima de estribos dada por:

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w}{f_y} \quad \text{y} \quad \frac{A_v}{s} \geq 0,33 * b_w / f_y$$

Lo que es lo mismo:

$$\frac{A_v}{s} \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right] \geq \frac{b_w [\text{cm}] / 10}{k}$$

Donde k surge de la tabla #3.2 dispuesta al final del libro

5.8 Separación máxima de estribos (CIRSOC 201, art 11.5.5.1 y art. 11.5.5.3)

Si

$$V_s \leq \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad s \leq \begin{cases} d/2 \\ 40\text{cm} \end{cases}$$

Si

$$V_s > \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad s \leq \begin{cases} d/4 \\ 20\text{cm} \end{cases}$$

5.9 Determinación de estribos a adoptar

$$\frac{A_v}{s} = \frac{n * A_{1v}}{sep}$$

Siendo:

n = cantidad de ramas

A_{1v} = sección que corresponde al diámetro del estribo adoptado (ϕ).

sep = separación entre estribos.

Se desprende de la fórmula, que de las tres variables: el diámetro y la cantidad de ramas son las más fáciles de proponer y despejar la separación. Si la separación es menor a 7cm deberíamos aumentar la cantidad de ramas o diámetro de estribo según sea el caso. Nuestra sugerencia es utilizar separación mínima = 7cm.

Por otro lado, si la separación es superior a las máximas se deberán disminuir las otras variables, que en caso de no poder por ya ser las mínimas se deberá adoptar estribos con separación máxima, ya calculada.

DIMENSIONADO DE VIGA RECTANGULAR

Datos:

Hormigón: H-25 ($f'_c = 25 \text{ MPa}$)

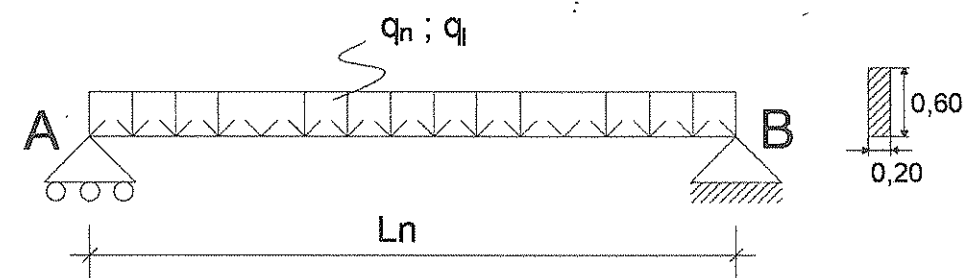
Acero: ADN420 ($f_y = f_{yt} = 420 \text{ MPa}$)

$q_D = 40 \text{ KN/m}$

$q_L = 15 \text{ KN/m}$

$L_n = 6 \text{ m}$

Apoyos columnas 20cmx20cm



1. Predimensionado

$$h = L_n / 10 = 600 \text{ cm} / 10$$

$$h = 60\text{cm}$$

$$b_w = h / 3 = 60\text{cm} / 3$$

$$b_w = 20\text{cm}$$

$$d = h - \text{rec} = 60\text{cm} - 3\text{cm}$$

$$d = 57\text{cm}$$

2. Cargas últimas

$$q_u = 1,4 * q_D = 1,4 * 40\text{KN/m} = 56 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_u = 1,2 * q_D + 1,6 * q_L = 1,2 * 40 \text{ KN/m} + 1,6 * 15 \text{ KN/m} = 72 \text{ KN} / \text{m}, \text{ valor adoptado}$$

3. Cálculo de solicitaciones

En este caso particular por ser simétrica con solo una carga distribuida, las reacciones y los momentos se calculan con las siguientes fórmulas:

$$R_a = R_b = \frac{q_u * L_n}{2}$$

$$R_a = R_b = \frac{72 \text{ kN/m} * 6 \text{ m}}{2} = 216 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{q_u * L_n^2}{8}$$

$$M_u = \frac{72 \text{ kN/m} \cdot (6\text{m})^2}{8} = 324 \text{ KNm}$$

4. Dimensionado a Flexión (viga rectangular)

4.1 Cálculo de Momento Nominal

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{324 \text{ KNm}}{0,9} = 360 \text{ KNm}$$

4.2 Cálculo de Momento Nominal Reducido:

$$m_n = \frac{M_n}{(0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2)}$$

$$m_n = \frac{360 \text{ KNm}}{(0,85 \cdot 25.000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,20\text{m} \cdot 0,57^2 \text{m}^2)} = 0,26$$

4.3 Cálculo de Cuantía Mecánica (según tabla):

$$k_a = 0,31$$

4.4 Cálculo de Cuantía Mínima y Máxima (según tabla):

$$K_a \text{ min} = 0,066$$

$$K_a \text{ max} = 0,319$$

El valor de k_a obtenido se encuentra, según los límites indicados en la tabla, por encima de la cuantía mínima y por debajo de los valores que requieren de doble armadura por lo que resulta:

4.5 Cálculo de Armaduras:

$$A_s = k_a \cdot 0,85 \cdot d \cdot b_w \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = 0,31 \cdot 0,85 \cdot 20\text{cm} \cdot 57\text{cm} \cdot 25\text{MPa} / 420 \text{ MPa} = 17,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adpto } 6\Phi 20 = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Perchas de armado } 2\Phi 6$$

5. Dimensionado a Corte

Cálculos intermedios:

$$\sqrt{f'_c} = \sqrt{25} \text{ MPa} = 5 \text{ MPa} (< 8,3 \text{ MPa})$$

$$\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 5.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 0,2\text{m} \cdot 0,57\text{m} = 570 \text{ KN}$$

Cálculo de Estribos:

5.1 Consideraciones en el Valor de V_u : se considera el corte solicitante a una distancia "d" del filo del apoyo:

$$V_u = R_a - q_u \cdot \left(\frac{c}{2} + d\right) = 216 \text{ KN} - 72 \text{ KN/m} \cdot \left(\frac{0,20\text{m}}{2} + 0,57\text{m}\right) =$$

$$V_u = 167,76 \text{ KN}$$

5.2 Cálculo del Corte Nominal:

$$V_n = V_u / \phi = 167,76 \text{ kN} / 0,75 = 223,68 \text{ KN}$$

5.3 Verificación de las Dimensiones de la sección

Como se utilizará la expresión simplificada para el cálculo de " V_c " se tiene que verificar:

$$V_n = 223,68 \text{ kN} \leq \frac{5}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = \frac{5}{6} \cdot 570 \text{ KN} = 475 \text{ kN}$$

(verifica)

Cálculo de estribado Necesario:

La expresión general de la resistencia nominal es:

$$V_n = V_c + V_s$$

5.4 Contribución del Hormigón

Utilizando la expresión simplificada para la colaboración del hormigón resulta:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{6} \cdot 570 \text{ KN} = 95 \text{ KN}$$

5.5 Determinación de V_s

Queda por resistir con armadura:

$$V_s = V_n - V_c = 223,68 \text{ KN} - 95 \text{ KN} = 128,68 \text{ KN}$$

5.6 Determinación de sección de acero

Dado que no se utilizarán barras dobladas el estribado se obtiene como:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{d * f_y} = \frac{128,68 \text{ KN}}{0,57 \text{ m} * 42 \text{ KN/cm}^2} = 5,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

5.7 La armadura a disponer debe ser superior a la mínima.

H-25 ($f'_c = 25 \text{ MPa}$)

Resulta:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = \frac{b_w}{k} = \frac{20 \text{ cm}/10}{1,26} = 1,59 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 5,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

5.8 Separación máxima

Dado que:

$$\frac{V_s}{\sqrt{f'_c} * b_w * d} = \frac{128,68 \text{ KN}}{570 \text{ KN}} = 0,22 < \frac{1}{3}$$

la separación máxima es $s_{\max} = \min\left(\frac{d}{2}; 40 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{57 \text{ cm}}{2}; 40 \text{ cm}\right) = 28,5 \text{ cm}$

5.9 Determinación de los Estribos a adoptar

Tal como se describió anteriormente, se adoptarán una cantidad de ramas y un diámetro de estribo. En caso de que la separación calculada esté dentro de parámetros razonables (entre 10 cm y 30 cm) serían correctos los valores seleccionados. Caso contrario se recomienda utilizar otro diámetro y/o cantidad de ramas.

Elijo:

$n = 2$ (cantidad de ramas) - $\emptyset = 8$ (A1v = 0,5cm, lo extraemos de tabla de secciones)

Determino separación sep , sabiendo que:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{n * A1v}{sep}$$

Despejando separación:

$$sep = \frac{2 * 0,5 \text{ cm}^2}{5,4 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0,185 \text{ m} = 18,5 \text{ cm}$$

Adopto $\emptyset 8^c / 18 \text{ cm}$

DIMENSIONADO DE VIGA PLACA

Datos:

Hormigón: H-25 ($f'_c = 25 \text{ MPa}$)

Acero: ADN420 ($f_y = f_{yt} = 420 \text{ MPa}$)

$q_D = 40,5 \text{ KN/m}$

$q_L = 12,6 \text{ KN/m}$

$L_n = 6 \text{ m}$ (luz de viga)

Resolución:

1. Predimensionado

$$h = \frac{L_n}{10} = \frac{600 \text{ cm}}{10} = 60 \text{ cm}$$

$$bw = \frac{h}{3} = \frac{60 \text{ cm}}{3} = 20 \text{ cm}$$

$$d = h - rec = 60 \text{ cm} - 3 \text{ cm}$$

$$d = 57 \text{ cm}$$

2. Cargas últimas

$$q_u = 1,4 * q_D = 1,4 * 40,5 \text{ KN/m} = 56,7 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,2 * q_D + 1,6 * q_L = 1,2 * 40,5 \text{ KN/m} + 1,6 * 12,6 \text{ KN/m} = 68,76 \text{ KN/m, valor adoptado}$$

3. Solicitaciones

$$M_u = \frac{q_u * L_n^2}{8}$$

$$M_u = \frac{68,76 \text{ kN/m} * (6 \text{ m})^2}{8} = 309,4 \text{ KNm}$$

4. Dimensionado a flexión de viga T

Dado que esta viga se encuentra en contacto con losas a ambos lados en la parte comprimida, se la considera una viga T. Esto quiere decir, que el ancho real de la viga será el ancho propio de ella más el ancho colaborante que aportan las losas.

$$b = bw + be_{izq} + be_{der}$$

$$b \leq \text{luz de viga}/4 = \frac{6}{4} \text{ m} = 1,5 \text{ m}$$

$$be_{der} \text{ mín} = be_{izq} \text{ mín} = 8 * hf = 8 * 11 \text{ cm} = 88 \text{ cm}$$

$$be_{der} \text{ mín} = be_{izq} \text{ mín} = \frac{\text{Sep entre losas}}{2} = \frac{400 \text{ cm}}{2} = 200 \text{ cm}$$

$$be = \text{mínimo de ambos valores anteriores} = 88 \text{ cm}$$

$$b = 88 \text{ cm} + 88 \text{ cm} + 20 \text{ cm} = 196 \text{ cm}$$

Adoptamos $b = 150 \text{ cm}$

4.1 Cálculo de momento reducido

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{309,42 \text{ KNm}}{0,90} = 343,8 \text{ KNm}$$

4.2 Cálculo de momento nominal

$$mn = \frac{Mn}{0,85 * f'c * b * d^2} = \frac{343,8 \text{ KNm}}{0,85 * 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 1,50 \text{ m} * (0,57 \text{ m})^2} = 0,033$$

4.3 Cálculo de cuantía necesaria

$$Ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 0,034$$

4.4 Cálculo de cuantía mínima y máxima

$Ka_{\min} = 0,066$ de tabla

$Ka_{\max} = 0,319$ de tabla

4.5 Cálculo de armadura

$$\frac{hf}{d_{viga}} = \frac{11 \text{ cm}}{57 \text{ cm}} = 0,1929$$

Como $ka < \frac{hf}{d_{viga}}$

$$As = 0,85 * f'c * b * ka * \frac{d}{fy} = 0,85 * 25 \text{ MPa} * 150 \text{ cm} * \frac{0,034 * 57 \text{ cm}}{420 \text{ MPa}} = 14,71 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 0,85 * f'c * bw * ka_{\min} * \frac{d}{fy} = 0,85 * 25 \text{ MPa} * 20 \text{ cm} * \frac{0,066 * 57 \text{ cm}}{420 \text{ MPa}} = 3,8 \text{ cm}^2$$

$$As > As_{\min}$$

Adoptamos 5 Ø20 = 15,71 cm²

El dimensionado de estribos es similar a viga rectangular.

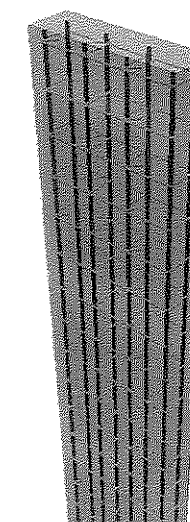
Capítulo 5

COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

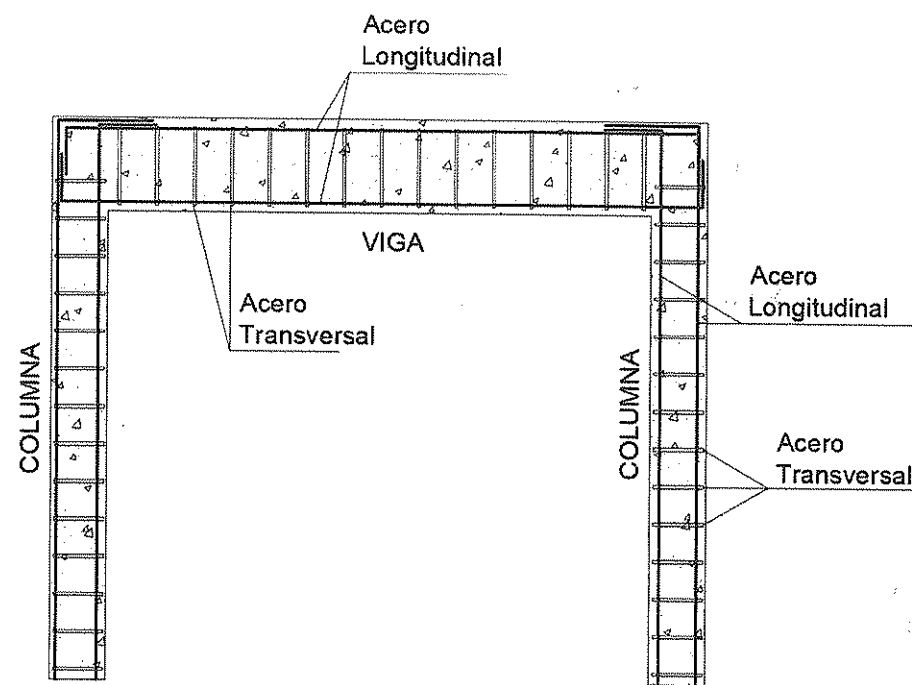
DEFINICIÓN DE COLUMNAS

La columna es un elemento estructural vertical. Soporta cargas verticales predominantemente. Es la encargada de transmitir las cargas a las fundaciones. Puede soportar efectos de momentos, o también cargas horizontales. Por lo tanto, es un elemento solicitado a Compresión o Flexo-compresión. Al tener compresión sufre los efectos del pandeo.

Normalmente es un elemento esbelto, es decir que su altura predomina frente a la medida de sus lados.



PÓRTICO SIMPLE



PÓRTICO SIMPLE

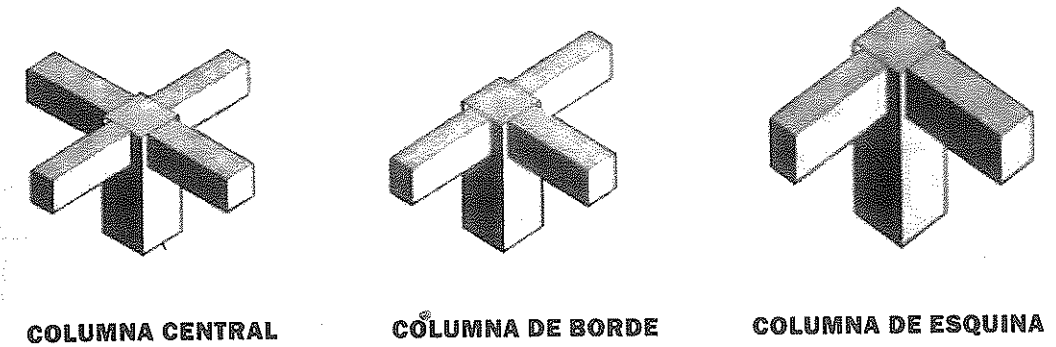
CLASIFICACIÓN

Por su esbeltez

- **Columnas cortas:** la resistencia depende sólo de la resistencia de los materiales y de la geometría de la sección transversal. No se verifica efecto de pandeo. Solo se dimensiona con momentos de primer orden.
- **Columnas esbeltas:** la resistencia puede reducirse en forma significativa por las deflexiones laterales, es decir influyen los efectos de segundo orden y los problemas de inestabilidad del equilibrio. Se debe verificar efectos de pandeo.

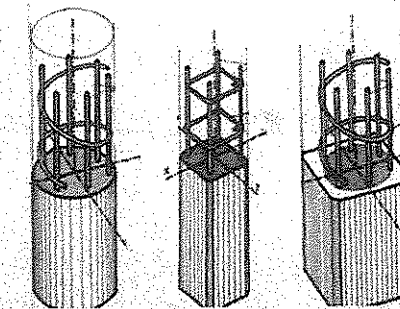
Por su posición en la planta estructural

- **Columna central:** está ubicada en parte central de una estructura, tiene vigas superiores en cada dirección, hacia ambos lados.
- **Columnas de borde:** en una de sus direcciones (llámese x) tiene viga hacia un lado, pero no hacia el contrario. En la otra dirección (llámese y) hay vigas hacia ambos lados o no las hay. Estas columnas son las que están ubicadas en general en los bordes de la edificación. En la primera dirección mencionada, se generan momentos de borde, más allá que se hayan estudiado todas las vigas articuladas ya que al ser el hormigón un material continuo entre viga y columna, al querer deformarse la viga, siempre va a generar momentos a las columnas. Un momento por más pequeño que sea, a la columna lo afecta en gran medida, por lo cual no se lo puede despreciar. En la otra dirección al haber vigas hacia ambos lados, los pares pequeños se compensan y pueden despreciarse.
- **Columna de esquina:** En ambas direcciones de la columna aparecen vigas hacia un lado y hacia el otro no, por lo cual en ambas direcciones deben considerarse momentos.



Por la forma de los estribos

- **Columnas simples:** Utilizan estribos cerrados individuales.
- **Columnas zunchadas:** Cuando las barras se encuentren distribuidas sobre una circunferencia se puede utilizar un estribo circular cerrado continuo, es decir en forma de espiral.



Por la relación de sus dimensiones

- **Columna:** relación de lados $a/b < 5$
- **Tabique:** relación de lados $a/b \geq 5$

Por ser parte de un edificio desplazable o no

- Una columna de una estructura se puede suponer como **indesplazable**: si el incremento en los momentos extremos de la columna, debido a los efectos de segundo orden, es igual o menor que el 5% de los momentos extremos de primer orden. Se podrá suponer como indesplazable, si se verifica que: (CIRSOC 201, art. 10.11.4.2):

$$Q = \frac{\sum Pu \cdot \Delta_0}{V_{us} \cdot l_c} \leq 0,05$$

Siendo:

Q Índice de estabilidad

$\sum Pu$ La carga vertical mayorada total

V_{us} El esfuerzo de corte horizontal en el piso considerado

Δ_0 El desplazamiento relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del entrepiso debido a V_{us}

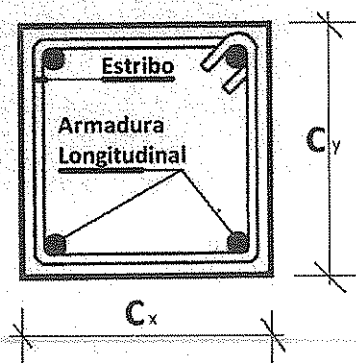
l_c Longitud del elemento comprimido en un pórtico, medida entre los ejes de los nudos del pórtico, en mm

- Una columna de una estructura se puede suponer como **desplazable**: en caso que no se cumplan las condiciones anteriores.

ARMADURAS

Función de la armadura longitudinal

- La armadura da un margen de seguridad con respecto a la rotura del elemento, dado que la hace más dúctil, esto es que la estructura nos "avisa" con fisuras, la proximidad del colapso.
- Toma posibles momentos flectores.
- Puede soportar los efectos del pandeo.
- Aumenta la resistencia a compresión, logrando secciones de hormigón más económicas.



Función de los estribos

- Evitar el pandeo local de las barras longitudinales.
- Arriostrar las barras longitudinales.
- Confinar el hormigón.
- Absorber esfuerzos de corte y torsión.
- Evitar un tipo de rotura frágil, característica del hormigón a compresión. La misma consiste en la generación de tracciones en forma diagonal respecto de los esfuerzos de compresión.

TABIQUES DE HORMIGÓN ARMADO

Definición de tabique

Elemento superficial vertical solicitado predominantemente a Compresión o Flexo compresión.

La función del tabique puede ser:

- como cerramiento, divisorio de ambientes.
- elemento estructural para soportar cargas verticales.
- elemento estructural para soportar cargas horizontales: subsuelos, tanques.

Muchas veces se utiliza un tabique de hormigón como cerramiento, pero al ser de hormigón se lo trata de aprovechar para soportar cargas. En muchos casos es necesario para soportar cargas horizontales, como ser la de empujes de suelos, de agua o de viento.

Cuando tenemos que hacer documentación de obra, por ejemplo, un plano de encofrados, un tabique que sólo cumple la misma función que una columna, tal vez no es necesario distinguirlo en su nomenclatura, por lo cual sigue la misma numeración que las columnas, más allá que haya variado su proceso de cálculo.

En cambio, los tabiques que además cumplan función de cerramiento, se los designará en el plano de encofrados con la letra T y sólo se indicará el espesor del mismo, ya que la otra dimensión surgirá de planos de replanteo.

PANDEO

El pandeo es un efecto de inestabilidad elástica que hace que piezas sometidas a compresión pura terminen afectadas simultáneamente por flexiones, producto justamente de esa inestabilidad. El pandeo comienza con alguna excentricidad en la carga provocando una pequeña flexión y luego se retroalimenta en sí mismo aumentando la excentricidad y su efecto, y así sucesivamente hasta provocar la rotura por flexión con cargas mucho menores que la que hubieran provocado la rotura si el pandeo no existiese.

Factores que afectan el pandeo:

- Altura: cuánto más alta la columna, mayor efecto de pandeo.
- Momento de inercia: a menor momento de inercia, mayor efecto de pandeo.
- Condición de apoyo: a mayor empotramiento en los extremos, menor efecto de pandeo.

DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS

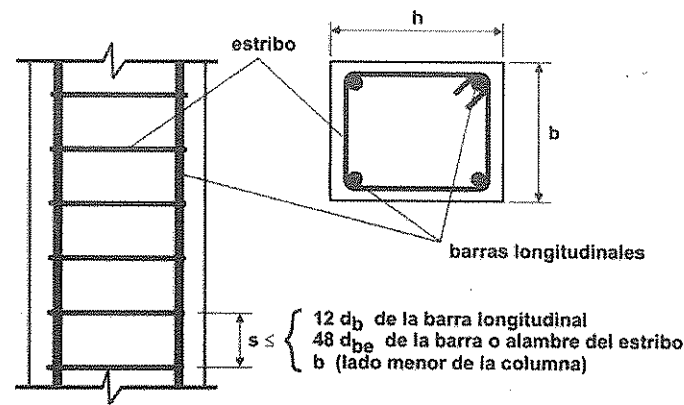
Columnas:

Lado mínimo: 20cm (CIRSOC 201, art 10.8)

Sección mínima: 400cm²

Diámetro mínimo armadura longitudinal: $\varnothing 12$ (CIRSOC 201, art 10.8)

Separación máxima entre barras: 30cm



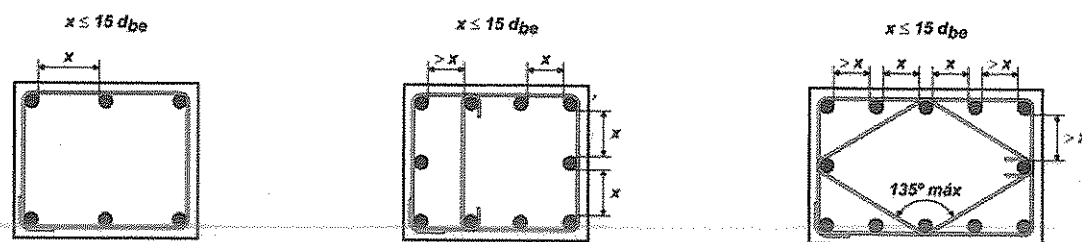
SEPARACIÓN VERTICAL DE LOS ESTRIBOS CERRADOS

Estribo mínimo:

- Para barras longitudinales $\phi \leq 16$ [mm] entonces diámetro de estribo $\phi 6$ (CIRSOC 201, art 7.10.5.1)
- Para barras longitudinales $\phi > 16$ [mm] entonces diámetro de estribo $\phi 8$ (CIRSOC 201, art 7.10.5.1)

Separación máxima estribos: máx (lado menor de columna, 12 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de estribo). (CIRSOC 201, art 7.10.5.2)

Cada barra longitudinal, tanto de esquina como las alternadas, debe tener un soporte lateral proporcionado por la esquina de un estribo (barra soportada). Podrá haber barras no soportadas siempre que su distancia a una barra soportada no supere los 15 dbe (diámetro de estribo) (CIRSOC 201, art 7.10.5.3)



DISTINTOS ESQUEMAS DE DISTRIBUCIÓN TRANSVERSAL DE LAS BARRAS LONGITUDINALES EN COLUMNAS

Cuantía geométrica mínima: 1 % (CIRSOC 201, art 10.9.1)

Cuantía geométrica máxima: 8% (CIRSOC 201, art 10.9.2), tener en cuenta que por yuxtaposición no se supere este valor

Separación mínima entre barras: 4cm (CIRSOC 201, art 7.6.1)

Separación máxima de barras longitudinales sugerida: 30cm.

Tabique:

Lado mínimo: 12cm

Sección mínima: 720cm²

Diámetro mínimo armadura longitudinal: $\phi 8$

Separación máxima armadura longitudinal o transversal: min (30cm, 25 diámetros barra longitudinal, 2,5 veces el espesor del tabique) (CIRSOC 201, art 7.6.5)

Diámetro mínimo armadura transversal: $\phi 6$

Cuantía geométrica mínima: 1,2 %

Cuantía geométrica máxima: 8 %

Columnas redondas zunchadas:

Diámetro mínimo: 30cm

Diámetro mínimo armadura longitudinal: $\phi 10$

Diámetro mínimo armadura zunchos: $\phi 10$

Columnas cortas sin momentos extremos

Para determinar la capacidad portante se debe considerar que el hormigón no se comporta igual con cargas rápidas que con cargas lentas. Con cargas permanentes, los ensayos han demostrado que la resistencia a compresión máxima confiable del hormigón es aproximadamente $0,85 * f'_c$.

La carga axial nominal y la carga axial última se determinan con las siguientes expresiones que no consideran la excentricidad mínima:

P_n = Resistencia nominal ("real") de la sección

$$P_n = 0,85 * f'_c * A_c + f_y * A_{st} = 0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

Donde:

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del hormigón

f_y = Tensión de fluencia especificada de la armadura

A_c = Área neta de hormigón

A_g = Área total o bruta de la sección de hormigón

A_{st} = Área total de la armadura longitudinal

Luego la resistencia nominal debe afectarse por el coeficiente de minoración de resistencia para cumplir:

$$\phi * P_n (\text{max}) \geq P_u$$

Siendo

$\phi = 0,65$ para columnas con estribos.

$\phi = 0,70$ para columnas zunchadas.

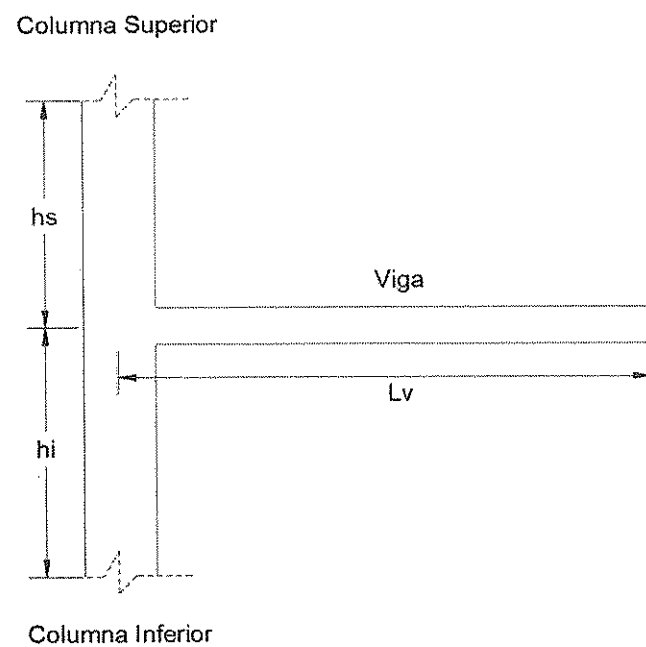
El CIRSOC 201 art. 10.3.6.2 establece una limitación adicional en la resistencia de columnas, para tener en cuenta excentricidades accidentales de las cargas. Se especifica:

$$\phi P_n (\text{máx}) = 0,80 \phi (0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}) \text{ para columnas con estribos.}$$

$$\phi P_n (\text{máx}) = 0,85 \phi (0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}) \text{ para columnas zunchadas.}$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO EN LOS NUDOS

Las columnas de borde, es decir las que en alguna dirección tienen de un lado viga y del otro no, como se muestra en gráfico siguiente, se encuentran sometidas a la sollicitación de flexión compuesta debido al momento que le genera la viga a la columna. La viga siempre transfiere a la columna un momento al ser el hormigón un material monolítico. Si bien ese valor de momento puede ser pequeño y para la viga lo despreciamos, en la columna no se lo puede despreciar. Este momento se genera siempre, por más que la viga se haya estudiado articulada a la columna.



La distribución de momentos puede realizarse con el siguiente método o por medio de programas de cálculo.

Referencias

- Iv:** Momentos de Inercia de la viga.
- Is:** Momento de Inercia de la columna superior.
- Ii:** Momento de Inercia de la columna inferior.
- Ms:** Momento en el pie de la columna superior.
- Mi:** Momento en la cabeza de la columna inferior.
- Mv:** Momento de la viga.
- M°:** Momento de Empotramiento Perfecto en la viga.

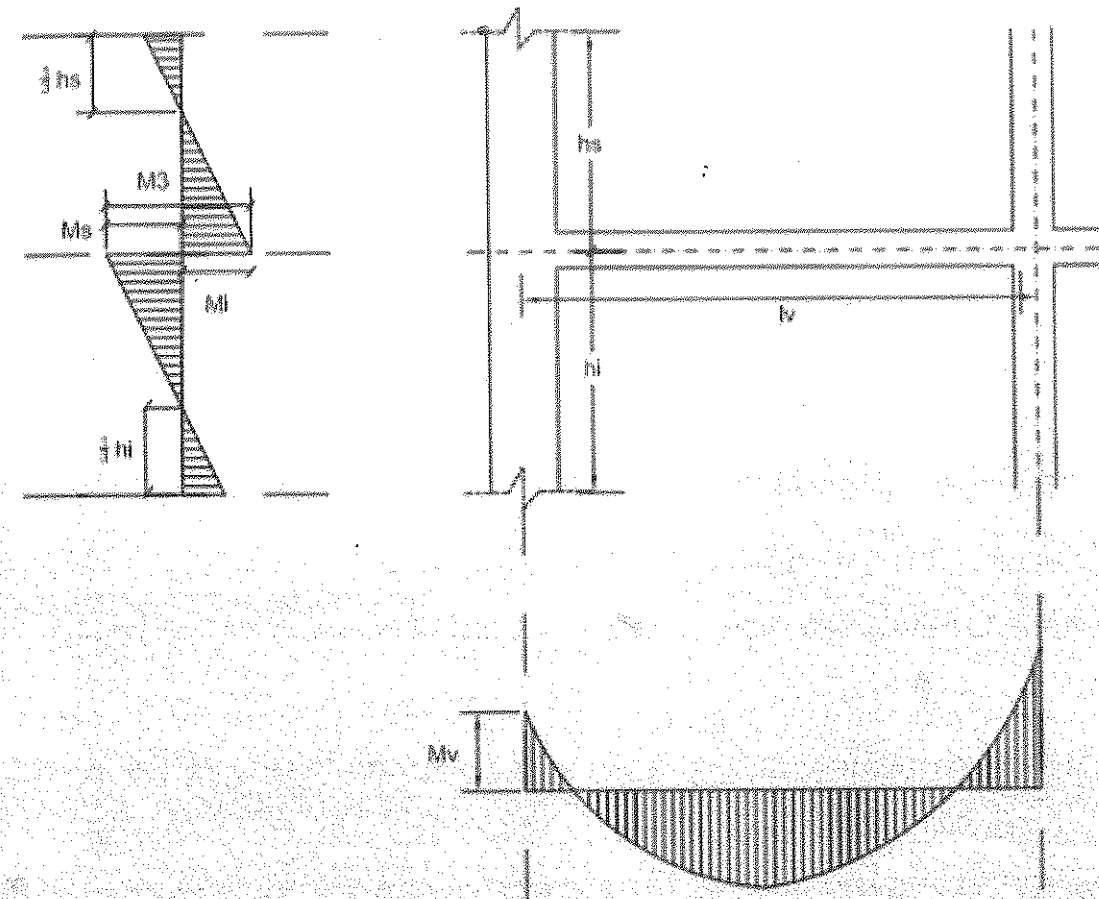
$$M^{\circ} = q * \frac{L^2}{12} \text{ (viga Empotrado - empotrada)}$$

$$M^{\circ} = q * \frac{L^2}{8} \text{ (viga Empotrado - Articulado)}$$

Estos momentos de empotramiento perfecto, están indicados en la tabla # 2.3

Coeficientes

$$C_s = \frac{L_v}{h_s} * \frac{I_s}{I_v}$$



Momentos flectores

$$\text{Momento en el apoyo exterior de la viga} \quad M_v = M^{\circ} * \frac{(C_s + C_i)}{1 + C_s + C_i}$$

$$\text{Momento en la cabeza de la columna inferior} \quad M_s = \frac{(C_s * M^{\circ})}{1 + C_s + C_i} = M_v * \frac{C_s}{C_s + C_i}$$

$$\text{Momento en el pie de la columna superior} \quad M_i = \frac{(C_i * M^{\circ})}{1 + C_s + C_i} = M_v * \frac{C_i}{C_s + C_i}$$

DIMENSIONADO DE COLUMNAS

Proceso de cálculo

Determinación de Sistemas desplazables o indesplazables

El CIRSOC 201-2005, art 10.11.4.1, indica que se puede suponer que los nudos extremos de una columna son indesplazables cuando los momentos de primer orden en los extremos de la misma experimentan un incremento menor o igual al 5% al considerar los efectos de segundo orden. Dado que esta verificación es bastante laboriosa de efectuar, propone la siguiente expresión aproximada (artículo 10.11.4.2, Exp (10-6)) cuya verificación permite suponer que un entrepiso de una estructura es indesplazable

Se podrá suponer como indesplazable, si se verifica que:

$$Q = \frac{\sum Pu \cdot \Delta_0}{V_{us} \cdot l_c} \leq 0,05$$

Siendo:

Q Índice de estabilidad

$\sum Pu$ La carga vertical mayorada total

V_{us} El esfuerzo de corte horizontal en el piso considerado

Δ_0 El desplazamiento relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del entrepiso debido a V_{us}

l_c Longitud del elemento comprimido en un pórtico, medida entre los ejes de los nudos del pórtico, en mm

En principio, el sistema puede considerarse indesplazable si existen elementos de arriostramiento lateral como ser tabiques de hormigón, celosías, etc. En general, se tiende a realizar estructuras indesplazables.

Los sistemas desplazables quedan fuera del alcance de este texto. En caso de querer ampliar información se debe recurrir al CIRSOC 201-05 artículos 10.11.4.

1. Predimensionado

Para el predimensionado conviene utilizar las fórmulas citadas en "Columnas Cortas Sin Momento Extremos, sin descontar de Ag el valor de Ast ."

Para columnas con estribos despejamos Ag , previendo una cuantía mínima (sugerido).

$$Pu = 0,80 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f'c \cdot Ag + fy \cdot Ast] = 0,80 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'c \cdot Ag + fy \cdot Ag)$$

Despejo Ag y reemplazamos $\rho = 0,01$ (cuantía mínima es la más conveniente) y $\phi = 0,65$

$$Ag = Pu / (0,65 \cdot 0,80 \cdot (0,85 \cdot f'c + 0,01 \cdot fy))$$

Para un H25

$$Ag = Pu / (0,52 \cdot (0,85 \cdot 2,5 \text{ KN/cm}^2 + 0,01 \cdot 42 \text{ KN/cm}^2))$$

$$Ag = Pu / 1,32 \text{ KN/cm}^2$$

Pn = Resistencia nominal ("real") de la sección.

$f'c$ = Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

fy = Tensión de fluencia especificada de la armadura.

Ag = Área total o bruta de la sección de hormigón.

Ast = Área total de la armadura longitudinal.

ρ = Cuantía geométrica = Ast / Ag .

Para realizar un predimensionado rápido, para un edificio de viviendas, se puede utilizar una única fórmula, cuyos resultados darán en todos los casos dimensiones de columnas satisfactorias.

Pu es aproximadamente $1,32 (P_D + P_L)$.

Manteniendo una cuantía baja

$$Ag = 1,32 (P_D + P_L) / (0,52 \cdot f'c).$$

$$Ag = (P_D + P_L) / (0,4 \cdot f'c).$$

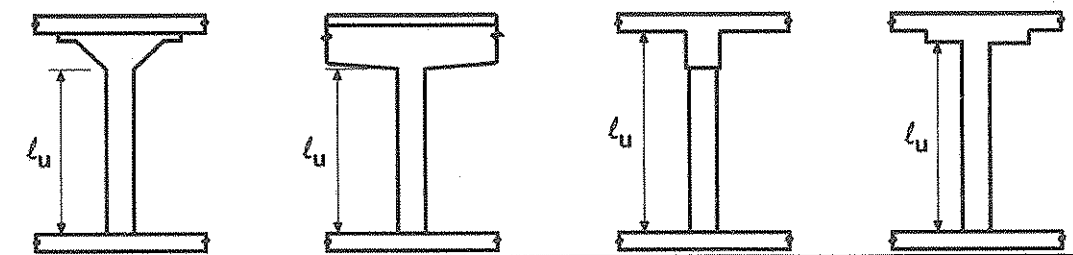
Para columnas con momentos se sugiere aumentar las dimensiones en el sentido que actúa el momento flector.

2. Longitud efectiva: $le = k lu$.

Se denomina longitud efectiva a la longitud de la onda de pandeo que se utiliza para la determinación de la carga crítica de Euler. En estructuras con nodos indesplazables esta longitud está comprendida entre 0,5 y 1,0 veces la longitud "libre" o longitud sin apoyo lateral (lu) de la pieza y en la mayoría de los casos se encuentra entre 0,75 y 0,90 veces dicha longitud, dependiendo de la restricción al giro que impongan las condiciones de vínculo en los extremos superior e inferior.

2.1 Longitud sin apoyo lateral (lu)

Las longitudes sin apoyo lateral de una columna pueden ser diferentes según la dirección que se esté analizando. La siguiente figura resume los criterios propuestos por el CIRSOC 201, art. 10.11.3.2.



2.2 Factor de longitud efectiva para elementos comprimidos (k)

El CIRSOC 201-2005, artículo C10.12.1, propone en sus Comentarios dos métodos para la determinación de este coeficiente. El primero de ellos consiste en el uso de nomogramas (ver gráfica #4.0 al final del libro) y el segundo consiste en el uso de expresiones analíticas. El primer método es fácil de utilizar, pero poco práctico para el cálculo de un gran número de elementos. Asimismo, es imposible incorporar los nomogramas a una planilla de cálculo (si bien no se encuentran transcriptas en el CIRSOC 201-2005 podrían utilizarse las fórmulas con las que fueron desarrollados, aunque en su uso pueden presentarse algunos problemas de convergencia).

El segundo método consiste en la aplicación de expresiones originalmente expuestas en la normativa británica. Estas expresiones son sencillas de utilizar y pueden ser utilizadas en planillas de cálculo y programas, pero pueden arrojar resultados excesivamente del lado seguro.

Se propone aquí la utilización de una expresión extraída de un artículo del ACI Structural Journal / Mayo-Junio 1993. Esta expresión, válida para estructuras con nodos indeseplazables, da resultados muy próximos a los que se obtienen al aplicar los nomogramas.

La expresión propuesta es:

$$k = 1 - 1 / (5 + 9 \Psi_A) - 1 / (5 + 9 \Psi_B) - 1 / (10 + \Psi_A \Psi_B)$$

Donde los coeficientes " Ψ " para los extremos "A" (superior) y "B" (inferior) de la columna se definen como:

$$\Psi = [\Sigma EI / lc] \text{ columnas} / [\Sigma EI / lv] \text{ vigas}$$

En la expresión anterior " lv " es la longitud de cada una de las vigas que concurren al nudo tomadas entre ejes de apoyos.

En estructuras construidas con una única calidad de hormigón los módulos de elasticidad " E " se simplifican y desaparecen.

Para tener en cuenta la fisuración, el CIRSOC 201, art. 10.11.1 indica que, en forma simplificada, los momentos de inercia a utilizar en las expresiones anteriores pueden tomarse como la siguiente fracción de los momentos de inercia correspondientes a las secciones brutas (I_g):

- Columnas: $0,70 I_{gc}$
- Vigas: $0,35 I_{gv}$

Introduciendo la simplificación anterior y suponiendo un único hormigón queda:

$$\Psi = 2 [\Sigma I_{gc} / lc] \text{ columnas} / [\Sigma I_{gv} / l] \text{ vigas}$$

En el caso que la columna apoye en fundaciones muy rígidas, " Ψ " se aproxima a cero.

En casos de **dimensionado rápido** puede suponerse $k = 0,9$, valor que en general está del lado de la seguridad, por lo ya expresado.

En el caso que se pretenda calcular k con nomograma, se recurre al gráfico #4.0 al final del capítulo.

Llamaremos los lados de las columnas " b " y " h " para coincidir con otras bibliografías y con los diagramas de interacción que utilizaremos propuestos por el reglamento CIRSOC.

Se designará como " h " al lado paralelo a la dirección de estudio. Este proceso de cálculo se realiza para las dos direcciones de una columna, por lo cual en un caso " h " será la dirección " x " y luego " h " será la dirección " y ".

En los ejemplos que realicemos los lados de la columna se llamarán " b_x " y " b_y ".

3. Cálculo de Esbeltez

$$\lambda = \text{esbeltez}$$

Cuando λ es mayor que 100 las llamamos columnas de gran esbeltez y su cálculo difiere al acá presentado, y queda fuera de nuestro alcance. Para evitarlo se puede agrandar la sección, hasta alcanzar un λ menor a 100 (CIRSOC 201, art 10.11.5).

$$\lambda = \frac{k * L_u}{r} \leq 100$$

Siendo

r = radio de giro respecto al eje de estudio

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \text{ para secciones rectangulares se acepta } r = \frac{h}{\sqrt{12}} = 0,3 * h \text{ (CIRSOC 201, art 10.11.2)}$$

4. Cálculo de esbeltez límite

$$\lambda_{lim} = 34 - 12 * \left(\frac{M_{1u}}{M_{2u}} \right) \leq 40 \quad \lambda_{lim} = \text{esbeltez límite}$$

Si $\lambda_{lim} > 40$ adoptamos 40

Siendo M_{1u} = el momento último, de menor valor absoluto, y M_{2u} = el de mayor valor absoluto. Cuando se reemplazan en la fórmula, lo hacen con su signo.

En caso que $M_{1u} = M_{2u} = 0$ entonces $\lambda_{lim} = 22$

5. Comparación (CIRSOC 201, art 10.12.2)

Si $\lambda > \lambda_{lim}$ se debe verificar efecto de pandeo, se necesita calcular momentos de segundo orden, se pasa al paso 6.

Si $\lambda \leq \lambda_{lim}$ se denomina Columna CORTA, no se verifica efecto de pandeo, se dimensiona con momentos de primer orden. Se pasa al paso 7.

6. Cálculo de momentos de segundo orden

6.1 Se calcula $M_{mín}$: momento mínimo (CIRSOC 201, art 10.12.3.2)

$$M_{mín} = P_u * (0,015m + 0,03 * h) \quad h \text{ en metros.}$$

6.2 Se calcula E_c = Módulo de elasticidad del hormigón

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'c} \text{ [MPa]}$$

6.3 Se calcula I_g = Momento de inercia

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

6.4 Se calcula $E \cdot I$ = rigidez flexional de la sección del elemento (CIRSOC 201, art 10.12.3)

$$E \cdot I = \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d}$$

Donde β_d , es la relación entre la máxima carga axial mayorada que actúa en forma permanente (carga de larga duración) y la máxima carga axial mayorada asociada a la misma combinación de cargas (CIRSOC 201, art 10.11.1). Este valor suele ser cercano a 0,7 por lo tanto es aceptable tomar $\beta_d = 0,7$.

$$\beta_d = \frac{1,2 \cdot P_d}{1,2 \cdot P_d + 1,6 \cdot P_l}$$

6.5 Se calcula P_c = carga crítica de Euler (CIRSOC 201, art 10.12.3)

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

Se debe verificar que $P_u \leq 0,75 \cdot P_c$

6.6 Se calcula C_m (CIRSOC 201, art 10.12.3.1)

$$C_m = 0,6 + 0,4 \cdot \frac{M_{1u}}{M_{2u}} \Rightarrow 0,4 \quad \text{si } C_m < 0,4 \text{ se adoptará } C_m = 0,4$$

Siendo M_{1u} el momento último de menor valor absoluto, y M_{2u} el de mayor valor absoluto. Cuando se reemplazan en la fórmula, lo hacen con su signo.

En caso que $M_{1u} = M_{2u} = 0$ se toma $C_m = 1$

Los valores de C_m para columnas esbeltas en pórticos desplazables e indesplazables se encuentran en la TABLA #4.1 dispuesto al final del libro.

6.7 Se calcula δ_s = factor de amplificación

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 \cdot P_c}} \quad \text{si } \delta_s < 1 \text{ se adoptará } \delta_s = 1$$

6.8 Se calcula M_c = momento amplificado (CIRSOC 201, art 10.12.3)

$$M_c = \delta_s \cdot M_{\max}$$

Donde $M_{\max}$ será el máximo entre: M_{sup} ; M_{inf} ; $M_{\text{mín}}$

7. Determinación de la cuantía

Con el valor de P_u y M_u se debe calcular la cuantía geométrica ρ para ello entramos a los ábacos de interacción. Se elige el diagrama con los valores de f'_c y γ .

$$\gamma = \frac{h - \text{recubrimientos}}{h} \quad \text{Podemos considerar } \gamma = \frac{h - 6 \text{ cm}}{h}$$

En caso que γ esté comprendido entre los valores de referencia de los diagramas, se debe elegir el diagrama con menor γ por ser el más desfavorable.

Luego se calculan los valores:

$$n = \frac{P_u}{b \cdot h}$$

$$m = \frac{M_u}{b \cdot h^2}$$

El valor de M_u es el máximo valor de todos los momentos considerados. En el caso que sea columna corta, M_u es el máximo entre M_{sup} y M_{inf} (puede llegar a valer 0). En el caso que sea columna de moderada esbeltez el valor de M_u es M_c (nunca vale 0)

n y m son los valores de los ejes de ordenadas y abscisas respectivamente del diagrama de interacción. En el lugar que se crucen los valores de " m " y " n ", quedará determinada la cuantía geométrica (ρ).

Los diagramas de interacción se encuentran al final de libro Gráficos # 4.2 a 4.10.

8. Determinación de la armadura por dirección

$$A_{st} = \rho \cdot A_g$$

$$\rho_{\min} = 1\%$$

Se debe tener en cuenta que la armadura calculada es para la dirección considerada, al ser armaduras simétricas, se coloca la mitad en cada cara de la dirección analizada. Luego se debe estudiar la otra dirección.

En el caso que sea columna Corta cuadrada y sin momentos extremos se puede estudiar un solo eje, y la armadura se coloca indistintamente, respetando un hierro como mínimo en cada esquina para poder armar los estribos.

9. Determinación de estribos

Estribo mínimo:

- Para barras longitudinales $\phi \leq 16$ [mm] entonces diámetro de estribo $\phi 6$
- Para barras longitudinales $\phi > 16$ [mm] entonces diámetro de estribo $\phi 8$

Separación máxima estribos: mín {lado menor de columna, 12 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de estribo}.

EJEMPLO DIMENSIONADO DE COLUMNA

Datos:

Hormigón: H-25 ($f'_c = 25\text{MPa}$)

Acero: ADN 420 ($f_y = f_{yt} = 420\text{ MPa}$)

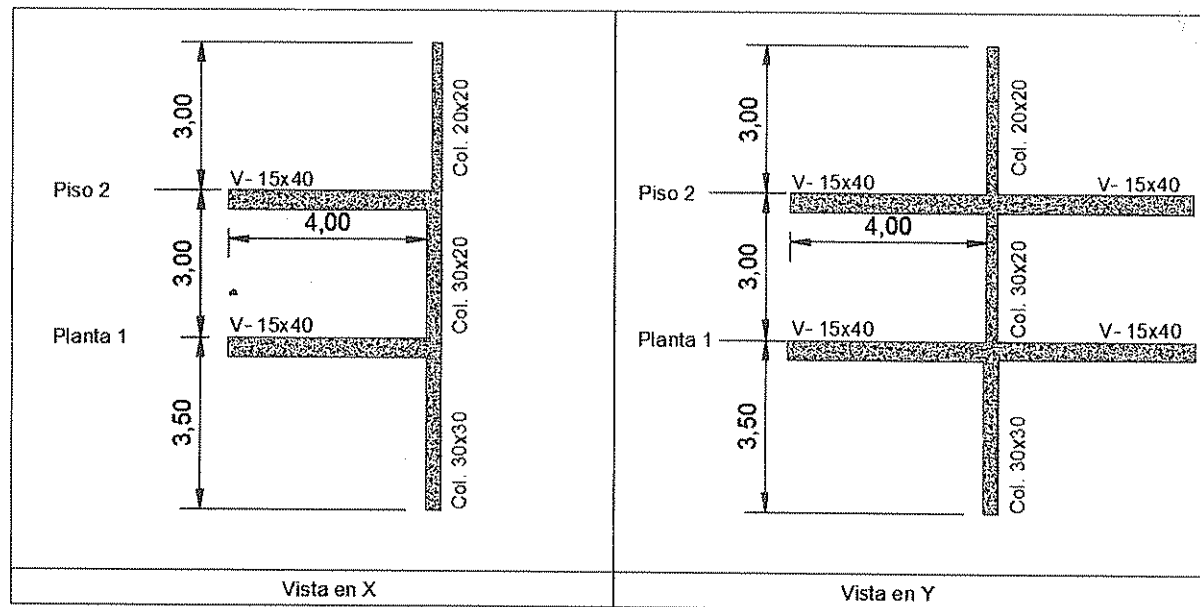
Altura libre de columna: $l_u = 3\text{m}$

Cargas: $P_d = 400\text{ KN}$; $P_l = 200\text{ KN}$

Momentos últimos: $M_{supx} = -30\text{ KNm}$ $M_{infx} = +20\text{ KNm}$ $M_{supy} = M_{infy} = 0$

Dimensiones de vigas que apoyan en la columna dirección "x" 15 x 40.

En la dirección "x" llega solo viga de un solo lado. En cambio en la dirección "y" llegan vigas de los dos lados.



1. Predimensionado

$$A_g = (P_d + P_l) / (0,4 * f'_c) = (400\text{ KN} + 200\text{ KN}) / (0,4 * 2,50\text{ KN/cm}^2)$$

$$A_g = 600\text{ cm}^2.$$

Al tener momentos en la dirección x, estructuralmente conviene que el lado "x" sea más largo que el lado "y"

Adopto $b_x = 30\text{cm}$; $b_y = 20\text{cm}$

DIRECCIÓN X

2. Cálculo de $l_e = k l_u$

En esta oportunidad lo haremos por medio de las fórmulas siguientes, ya mencionadas.

$$\Psi A = 2 [\Sigma I_{gc} / l_c] \text{ columnas} / [\Sigma I_{gv} / l] \text{ vigas}$$

$$\Psi A = 2 * \frac{\frac{20\text{cm} * (20\text{cm})^3}{12 * 300\text{cm}} + \frac{20\text{cm} * (30\text{cm})^3}{12 * 300\text{cm}}}{\frac{15\text{cm} * (40\text{cm})^3}{12 * 400\text{cm}}} = 1,94$$

$$\Psi B = 2 * \frac{\frac{20\text{cm} * (30\text{cm})^3}{12 * 300\text{cm}} + \frac{30\text{cm} * (30\text{cm})^3}{12 * 350\text{cm}}}{\frac{15\text{cm} * (40\text{cm})^3}{12 * 400\text{cm}}} = 3,42$$

$$k = 1 - 1 / (5 + 9 * \Psi A) - 1 / (5 + 9 * \Psi B) - 1 / (10 + \Psi A * \Psi B)$$

$$k = 1 - 1 / (5 + 9 * 1,94) - 1 / (5 + 9 * 3,42) - 1 / (10 + 1,94 * 3,42) = 0,87$$

Como ya comentamos, en caso de desconocer todos los elementos que afectan a los nudos de la columna, se podría haber considerado $k = 0,9$, que siempre está del lado de la seguridad.

3. Esbeltez

$$\lambda_x = \frac{k * L_u}{r_x} \Rightarrow \frac{0,87 * 3\text{ m}}{0,09\text{ m}} = 29$$

al ser columna rectangular

$$r_x = 0,3 * h = 0,3 * 0,3\text{ m} = 0,09\text{ m}$$

4. Cálculo de esbeltez límite

$$\lambda_{limx} = 34 - 12 * \left(\frac{M_{1u}}{M_{2u}} \right) \Rightarrow \lambda_{limx} = 34 - 12 * \left(\frac{-20\text{KNm}}{30\text{KNm}} \right) = 42 \text{ Adopto } \lambda_{limx} = 40$$

5. Comparación

Como $\lambda_x < \lambda_{lim}$ no se verifica efecto de pandeo según dirección x, entonces voy al paso 7.

6. Determinación de cuantía

Valores a considerar según x:

$$\begin{aligned} P_u &= 1,4 * P_d = 1,4 * 400\text{ KN} = 560\text{ KN} \\ P_u &= 1,2 * P_d + 1,6 * P_l = 1,2 * 400\text{ KN} + 1,6 * 200\text{ KN} = 800\text{ KN} \\ P_u \text{ adoptado} &= 800\text{ KN} = 0,8\text{ MN} \end{aligned}$$

$$Mu = M_{\max} = 30 \text{ KNm} = 0,03 \text{ MNm}$$

$$n = \frac{Pu}{by \cdot bx} = \frac{0,8 \text{ MN}}{0,20 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m}} = 13,3$$

$$m = \frac{Mu}{by \cdot bx^2} = \frac{0,03 \text{ MNm}}{0,20 \text{ m} \cdot (0,30 \text{ m})^2} = 1,67$$

$$\gamma = \frac{bx - 6 \text{ cm}}{bx} = \frac{30 \text{ cm} - 6 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 0,8$$

Ingreso a ábaco de interacción con $f'c = 25 \text{ Mpa}$ $\gamma = 0,70$ $fy = 420 \text{ Mpa}$

$$n = 13,3 \text{ Mpa} \quad m = 1,67 \text{ Mpa}$$

Del diagrama de interacción extraigo $\rho = 0,014$

7. Armado

Se adopta $\rho = 0,014$

$$Ast = \rho \cdot Ag = 0,014 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 8,4 \text{ cm}^2$$

Ast necesario = 8,4 cm²

Se adopta armadura simétrica

$$As \text{ nec por cara} = \frac{Ast}{2} = \frac{8,4 \text{ cm}^2}{2} = 4,2 \text{ cm}^2 \quad \text{Adopto } 4\phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ por cara}$$

DIRECCIÓN Y

2. Cálculo de $le = k lu$

$$\Psi A = 2 [\Sigma Ig_c / I_c] \text{ columnas} / [\Sigma Ig_v / I] \text{ vigas}$$

$$\Psi A = 2 * \frac{\frac{20 \text{ cm} \cdot (20 \text{ cm})^3}{12 \cdot 300 \text{ cm}} + \frac{30 \text{ cm} \cdot (20 \text{ cm})^3}{12 \cdot 300 \text{ cm}}}{\frac{15 \text{ cm} \cdot (40 \text{ cm})^3}{12 \cdot 400 \text{ cm}} + \frac{15 \text{ cm} \cdot (40 \text{ cm})^3}{12 \cdot 400 \text{ cm}}} = 0,56$$

$$\Psi B = 2 * \frac{\frac{30 \text{ cm} \cdot (20 \text{ cm})^3}{12 \cdot 300 \text{ cm}} + \frac{30 \text{ cm} \cdot (30 \text{ cm})^3}{12 \cdot 350 \text{ cm}}}{\frac{15 \text{ cm} \cdot (40 \text{ cm})^3}{12 \cdot 400 \text{ cm}} + \frac{15 \text{ cm} \cdot (40 \text{ cm})^3}{12 \cdot 400 \text{ cm}}} = 1,29$$

$$k = 1 - 1 / (5 + 9 * \Psi A) - 1 / (5 + 9 * \Psi B) - 1 / (10 + \Psi A * \Psi B)$$

$$k = 1 - 1 / (5 + 9 * 0,56) - 1 / (5 + 9 * 1,29) - 1 / (10 + 0,56 * 1,29) = 0,75$$

3. Cálculo de esbeltez

$$\lambda_y = \frac{k * Lu}{r_y} \Rightarrow \frac{0,75 * 3 \text{ m}}{0,06 \text{ m}} = 37,5$$

$$r_y = 0,3 * by = 0,3 * 0,2 \text{ m} = 0,06 \text{ m}$$

4. Cálculo de esbeltez límite

$$\lambda_{limy} = 34 - 12 * \left(\frac{M1u}{M2u} \right) \Rightarrow \lambda_{limy} = 22$$

5. Comparación

Como $\lambda_y > \lambda_{limy}$ es necesario considerar efectos de la esbeltez

Como $\lambda_y < 100$ utilizaremos momentos amplificados M_c

6. Cálculo de momentos de segundo orden

$$6.1 \quad Mu_{ymin} = Pu \cdot (0,015 \text{ m} + 0,03 * by) = 800 \text{ KN} \cdot (0,015 \text{ m} + 0,03 * 0,2 \text{ m}) = 16,8 \text{ KNm}$$

$$6.2 \quad Ec = 4700 \cdot \sqrt{f'c} \text{ [MPa]}$$

$$Ec = 4700 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} = 23.500 \text{ MPa}$$

$$6.3$$

$$Ig = \frac{bx * by^3}{12} = \frac{0,30 \text{ m} \cdot (0,20 \text{ m})^3}{12} = 0,0002 \text{ m}^4$$

$$6.4$$

$$E.I = \frac{0,4 * Ec * Ig}{1 + \beta_d} = \frac{0,4 * 23.500 \text{ MN/m}^2 * 0,0002 \text{ m}^4}{1 + 0,6} = 1,17 \text{ MNm}^2$$

$$\text{Siendo } \beta_d = \frac{1,2 * Pd}{1,2 * Pd + 1,6 * Pl} = \frac{1,2 * 400 \text{ KN}}{1,2 * 400 \text{ KN} + 1,6 * 200 \text{ KN}} = 0,6$$

$$6.5$$

$$Pc = \frac{\pi^2 * E.I}{(k * lu)^2} = \frac{\pi^2 * 1,17 \text{ MNm}^2}{(0,75 * 3 \text{ m})^2} = 2,27 \text{ MN}$$

Verificamos:

$$Pu \leq 0,75 * Pc$$

$$0,80 \text{ MN} \leq 0,75 * 2,27 \text{ MN} = 1,70 \text{ MN} \quad \text{verifica}$$

$$6.6$$

$$Cm = 0,6 + 0,4 \cdot \frac{M1}{M2} = 1$$

6.7

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{0,8 MN}{0,75 * 2,27 MN}} = 1,90$$

6.8

$$M_c = \delta_{ns} * M_{máx} = 1,90 * 16,8 \text{ KNm} = 32 \text{ KNm} = 0,032 \text{ MNm}$$

En este caso el $M_{máx}$ es el $M_{uy_{min}}$ ya que no hay otros momentos que afecten a la columna en el eje "y."

7. Determinación de la cuantía en y

$$P_u \text{ adoptado} = 800 \text{ KN} = 0,8 \text{ MN}$$

Recordar que para ingresar a los ábacos de interacción hay que trabajar con n y m en la unidad de MPa.

$$M_u = M_c = 0,032 \text{ MNm}$$

$$n = \frac{P_u}{b_x * b_y} = \frac{0,8 \text{ MN}}{0,30 \text{ m} * 0,20 \text{ m}} = 13,3 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{M_u}{b_x * b_y^2} = \frac{0,032 \text{ MNm}}{0,30 \text{ m} * (0,20 \text{ m})^2} = 2,70 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{b_y - 6 \text{ cm}}{b_y} = \frac{20 \text{ cm} - 6 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 0,7$$

Ingreso a ábaco de interacción con $f'_c = 25 \text{ Mpa}$ $\gamma = 0,70$ $f_y = 420 \text{ Mpa}$

$$n = 13,3 \quad m = 2,70$$

Del diagrama de interacción extraigo $\rho = 0,03$

8. Armado

Se adopta $\rho = 0,03$

$$A_{st} = \rho * A_g = 0,03 * 30 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 18 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ necesario} = 18 \text{ cm}^2$$

Se adopta armadura simétrica

$$A_{s \text{ nec por cara}} = \frac{A_{st}}{2} = \frac{18 \text{ cm}^2}{2} = 9 \text{ cm}^2$$

Descuento $2 \phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$ por cara

$$A_{s \text{ por cara y a adoptar}} = 9 \text{ cm}^2 - 2,26 \text{ cm}^2 = 6,74 \text{ cm}^2$$

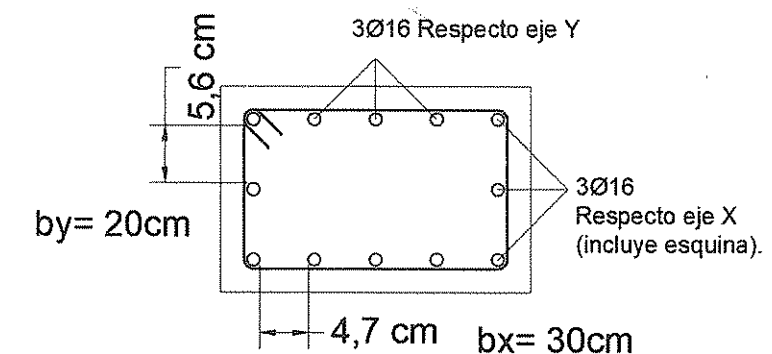
Adopto $4 \phi 16 = 8,04 \text{ cm}^2$.

Evidentemente la elección del eje "x" de $4 \phi 12$ por cara, no fue la más conveniente. Seguramente cualquier calculista corregiría esa armadura eligiendo para cada cara respecto a eje "x" $3 \phi 16$, entonces los hierros de las esquinas que descuentan para la cara respecto a eje "y" son $2 \phi 16 = 4,02$, la armadura adicional a agregar en eje "y" sería $9 \text{ cm}^2 - 4,02 \text{ cm}^2 = 4,98 \text{ cm}^2$ con lo cual adopto ahora $3 \phi 16$. Logramos menos sección de acero y más pareja la elección. Si bien se puede elegir distintos diámetros en columnas, lo lógico es que el diámetro mayor vaya en las esquinas, ya que es aprovechado por ambos ejes.

Conclusión: adoptamos

- Respecto a eje x $3 \phi 16$ (incluye las esquinas)
- Respecto a eje y $3 \phi 16$ (no incluye esquinas)

Sección



9. Estribos

Para barras longitudinales $\phi 16$, adopto estribos $\phi 6$

Separación estribos:

- 12ϕ de barra longitudinal = $12 * 1,6 \text{ cm} = 19,2 \text{ cm}$
- 48ϕ de estribo = $48 * 0,6 \text{ cm} = 28,8 \text{ cm}$
- Lado menor = 20 cm

Se adopta $\phi 6$ c/ 19 cm

La separación de los hierros longitudinales son $5,6 \text{ cm}$ en un sentido y $4,5 \text{ cm}$ en el otro (surgen por geometría), ambos menores que $15 * 0,6 \text{ cm} = 9 \text{ cm}$, por lo cual no requiere ganchos.

Capítulo 6

MECÁNICA DE SUELOS

En ingeniería, la mecánica de suelos es la ciencia que estudia los esfuerzos que se producen en el terreno y sus efectos. Por lo tanto, es la ciencia que estudia el suelo, su estructura y sus propiedades. Esta ciencia fue fundada por Karl Von Terzaghi, a partir de 1925.

Todas las obras de arquitectura se apoyan sobre el suelo de una u otra forma, y muchas de ellas, además, utilizan la tierra como elemento de construcción para terraplenes, rellenos en general; por lo que, en consecuencia, su estabilidad y comportamiento funcional y estético estarán determinados, entre otros factores, por el desempeño del material de asiento situado.



CONCEPTO DE SUELOS

El suelo es la capa de transformación de la corteza sólida terrestre, sometida a un constante cambio estacional y a un desarrollo peculiar. Aparece como resultado de un conjunto de procesos físicos, químicos y biológicos sobre el medio rocoso original (roca madre) denominados genéricamente meteorización.

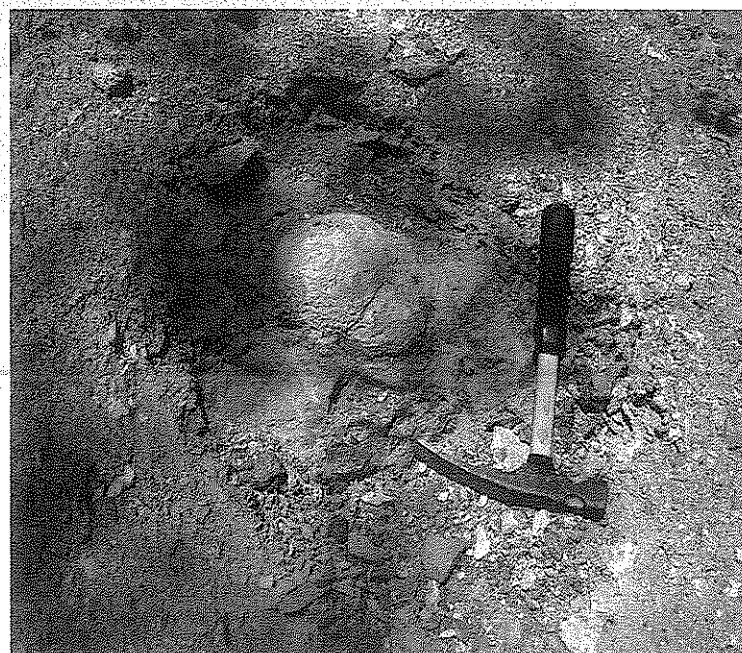
También puede definirse como la descomposición de la roca, sería un proceso estático por el cual la roca se rompe en pequeños fragmentos, se disuelve, se descompone, se forman nuevos minerales.

El terreno a considerar desde el punto de vista constructivo comprende solamente la capa más exterior de la corteza terrestre.

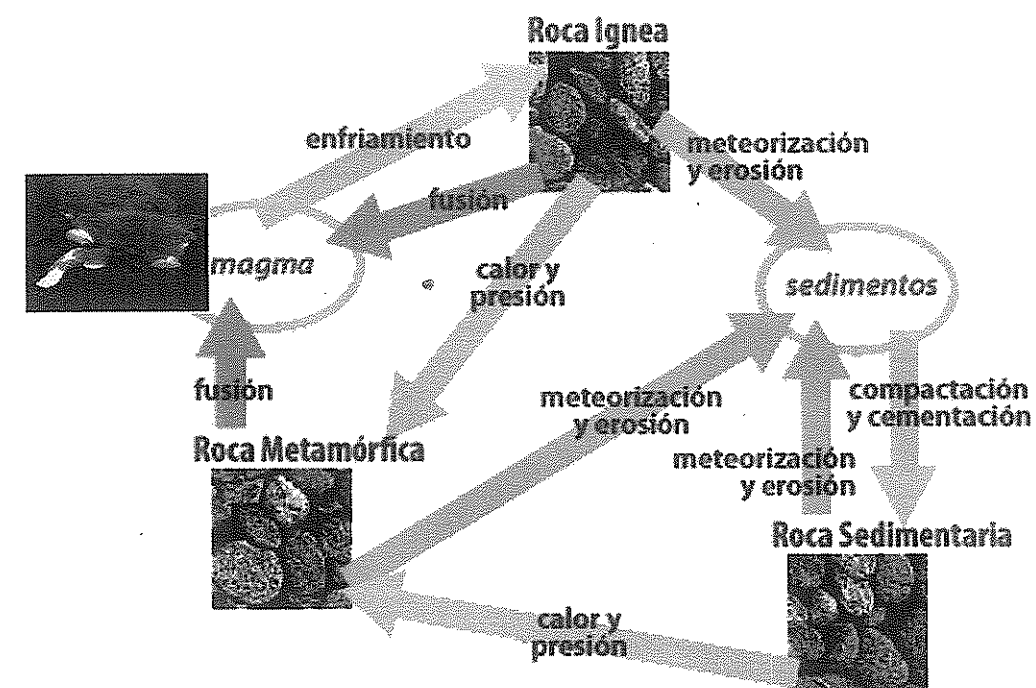
ORIGEN Y FORMACIÓN DE SUELOS

Los suelos son el resultado del proceso de meteorización, tal cual surge de su definición. La meteorización es la descomposición de minerales y rocas que ocurre sobre o cerca de la superficie terrestre.

Los factores que condicionan las características de la meteorización y, por lo tanto, la evolución de un suelo, son el clima, la topografía, los organismos vivos, la roca madre y el tiempo transcurrido. El resultado es la formación de un perfil de suelo, sucesión típica de capas horizontales que denota el conjunto de factores que han intervenido en su formación.



ORIGEN Y FORMACIÓN DE SUELOS



CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Los materiales que componen el terreno se dividen en Rocas y Suelos.

Rocas:

Se denominan así aquellas rocas duras y compactas. Es un terreno de cimentación excelente. Se clasifica según su origen en:

- Eruptivas
- Sedimentarias
- Metamórficas

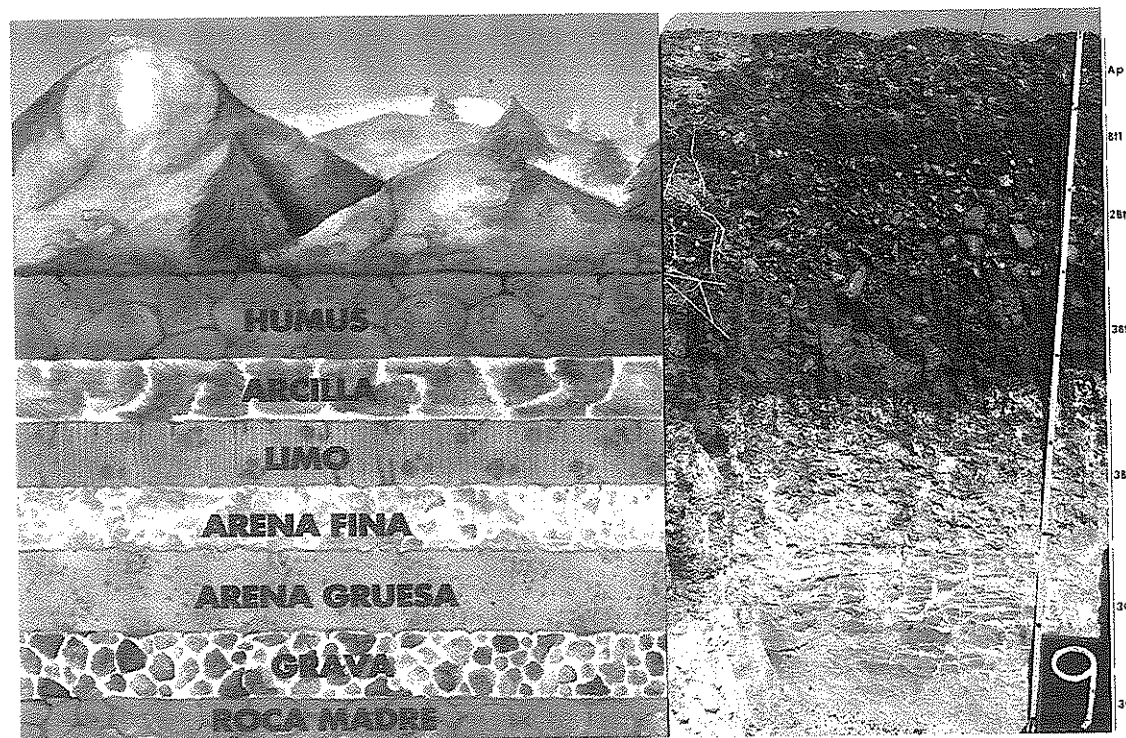
Suelos:

Hay tres procesos en su origen:

- meteorización de las rocas
- transporte
- sedimentación

Clasificación de suelos USCS

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS (Unified Soil Classification System (USCS)) es un sistema de clasificación de suelos basado en la textura y el tamaño de las partículas de un suelo.



ESTRATOS DE SUELOS

Se representa cada tipo de suelo mediante un símbolo con dos letras. Cada letra es descrita debajo. Para clasificar el suelo hay que realizar previamente una granulometría del suelo mediante tamizado u otros. También se le denomina clasificación modificada de Casagrande.

Primera y/o segunda letra	
Símbolo	Definición
G	grava
S	arena
M	limo
C	arcilla
O	orgánico

Segunda letra	
Letra	Definición
P	pobrementemente graduado (tamaño de partícula uniforme)
W	bien graduado (tamaños de partícula diversos)
H	alta plasticidad
L	baja plasticidad

Según este sistema, los suelos se dividen en tres grupos principales: de grano grueso, de grano fino y altamente orgánicos (turba).

Para separar los suelos de granos gruesos de los de grano finos se adopta el tamiz 200 (0,074mm).

Divisiones mayores 1			Símbolo del grupo	Nombre del grupo
Suelos granulares gruesos más del 50% retenido en el tamiz nº200 (0.075 mm)	Grava > 50% de la fracción gruesa retenida en el tamiz nº4 (4.75 mm)	grava limpia menos del 5% pasa el tamiz nº200	GW	grava bien graduada, grava fina a gruesa
		grava con más de 12% de finos pasantes del tamiz nº200	GP	grava pobrementemente graduada
	Arena ≥ 50% de fracción gruesa que pasa el tamiz nº4	Arena limpia	GM	grava limosa
			GC	grava arcillosa
		Arena con más de 12% de finos	SW	Arena bien graduada, arena fina a gruesa.
			SP	Arena pobrementemente graduada
Suelos de grano fino más del 50% pasa el tamiz No.200	Limos y arcillas límite líquido < 50	inorgánico	SM	Arena limosa
		orgánico	SC	Arena arcillosa
	Limos y arcillas límite líquido ≥ 50	inorgánico	ML	limo
			CL	arcilla
		orgánico	OL	Limo orgánico, arcilla orgánica
			MH	limo de alta plasticidad, limo elástico
Suelos altamente orgánicos			CH	Arcilla de alta plasticidad
			OH	Arcilla orgánica, Limo orgánico
			Pt	turba

DEFINICIONES

Suelos Granulares: Buen terreno para cimentación, si su compacidad es media o alta y el espesor del estrato es suficiente. No resisten tracciones ni esfuerzos de corte.

Limo: Suelo de cimentación malo ya que una pequeña variación de humedad es suficiente para variar su consistencia.

Loess: Es un sedimento clásico terrestre, compuesto predominantemente de partículas tamaño limo y formado esencialmente por la acumulación de polvo aportado por el viento.

Marga: Suelo rico a base de una mezcla de arena, limo o arcilla (o cualquier mezcla de los mismos) con humus, a menudo denominada manto vegetal, en contraste con los subsuelos que contienen una menor proporción de materia orgánica.

Tosca: Son limos de origen eólico con fuerte impregnación calcárea. Presenta buena resistencia para fundaciones.

Turba: Material orgánico descompuesto, son suelos muy compresibles y resultan inadecuados para fundar.

Terreno vegetal: Es un tipo de terreno absolutamente prohibido para cimentar una estructura, por pequeña que sea. Se exige siempre su remoción o excavación total hasta alcanzar el terreno natural. Se entiende por terreno vegetal a la capa o porción donde alcanza la vida de los vegetales de superficie, o en la que se encuentren las raíces de los mismos.

Rellenos: Esta clase de terrenos, realizados siempre por intervención humana, se comporta de forma parecida al terreno vegetal.

Arcillas expansivas: Aquellas que presentan cambio de volumen con los cambios de humedad, cuando la arcilla se humedece sufre fuerte expansión que produce daños considerables en paredes y pisos sobre todo en climas de largos o intermitentes períodos de humedad, debido a los cambios de volumen con los cambios de humedad.

Agua Freática: Es el agua que se mueve libremente en el terreno sometida únicamente a la fuerza de la gravedad y llenando todos los poros. La parte inferior de estas capas está constituida por un suelo impermeable y el nivel superior de estas capas se denomina nivel freático.

ESTUDIO DE SUELOS

El Estudio de Suelo tiene una función muy práctica y permitirá conocer:

- Características físicas, químicas y mecánicas del suelo.
- Composición estratigráfica, es decir las capas o estratos de diferentes características que componen el suelo en profundidad.
- Ubicación de Napas Freáticas.
- Tensión de rotura del suelo y tensión admisible a distintas profundidades.
- Empuje de suelo.
- Coeficiente de balasto
- Fricción lateral
- Ángulo de fricción interna

Un Estudio de Suelo se caracteriza por tener 3 etapas claramente definidas:

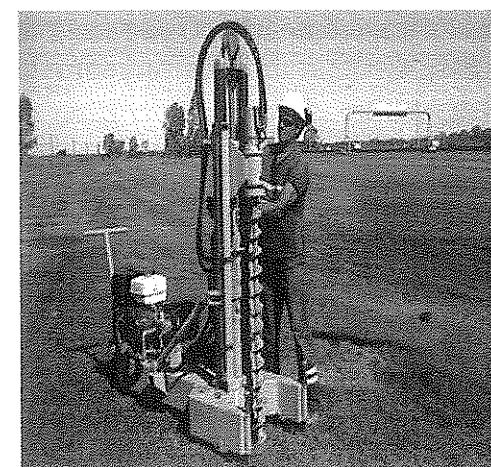
1. Trabajo de Terreno
2. Trabajo de Laboratorio
3. Redacción del Informe Final

1. Trabajo de Terreno

La tarea de campaña consiste en la ejecución de sondeos a determinada profundidad. Los sondeos se realizan en un diámetro aproximado de 3", mediante perforación manual a rotación con barrenos y trépanos especiales, con inyección de agua o lodo bentonítico, según el caso, para lo cual se utiliza una bomba aspirante-impelente, accionada con motor a explosión.

Una vez alcanzada la profundidad de -1,00 m y luego cada metro de avance de la perforación hasta alcanzar la profundidad prevista, se ejecuta el "Ensayo Normal de Penetración" o "SPT" (Norma ASTM D 1586) con la cuchara Modificada de Terzaghi, la que se hince en el terreno natural mediante un martinete de 63,5 Kg de peso que se deja caer desde una altura de 0,76 m para transmitir una energía aproximada por golpe de 48,3 Kg.m.

En todos los casos, se debe asegurar el resguardo de las muestras mediante la utilización de portamuestras interiores de P.V.C. con su correspondiente cierre hermético, las



que en esa forma serán remitidas al laboratorio. Se debe realizar, además, la descripción tacto-visual de los sedimentos encontrados, como así también sus espesores y secuencias. Todas estas determinaciones son comprobadas posteriormente en el laboratorio.

2. Trabajo de Laboratorio

Se determinan las propiedades físicas y mecánicas de las muestras representativas extraídas, a través de la ejecución de los siguientes ensayos:

- a. contenido natural de agua
- b. límite líquido y límite plástico. Por diferencia se obtiene el índice de plasticidad.
- c. clasificación por el Sistema Unificado de Casagrande.
- d. ensayos triaxiales, para la obtención de los parámetros de corte (ϕ_u y c_u) en ellas se determinará además la densidad húmeda y reducida a seco.

Ángulo de rozamiento interno

El **ángulo de rozamiento interno** o **ángulo de fricción** es una propiedad de los materiales granulares, el cual tiene una interpretación física sencilla, al estar relacionado con el ángulo de reposo o máximo ángulo posible para la pendiente de un conjunto de dicho material granular. En un material granuloso cualquiera, el **ángulo de reposo** está determinado por la fricción, la cohesión y la forma de las partículas; pero en un material sin cohesión y donde las partículas son muy pequeñas en relación al tamaño del conjunto, el ángulo de reposo coincide con el ángulo de rozamiento interno.

MÓDULO DE BALASTO

El **módulo de balasto** es una magnitud asociada a la rigidez del terreno. Permite conocer el asentamiento de una edificación en el terreno, así como la distribución de esfuerzos en ciertos elementos de cimentación. Se mide aplicando una carga vertical sobre

una superficie y midiendo el hundimiento o desplazamiento a partir de la carga aplicada. Es la presión que se debe ejercer $[\text{kg}/\text{cm}^2]$ para ejercer un asentamiento de 1cm. Por lo tanto la unidad del módulo de balasto es kg/cm^3 .

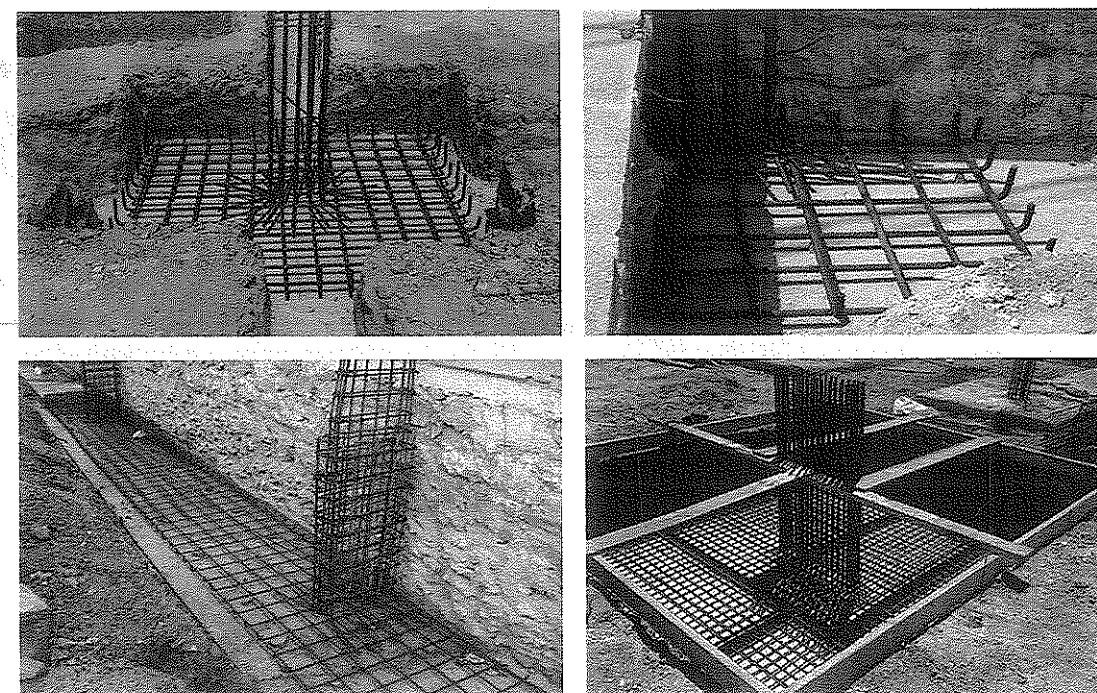
Expresa una constante de proporcionalidad entre presiones y asentamientos. Es como la constante de un resorte.

Capítulo 7

FUNDACIONES DE HORMIGÓN ARMADO

DEFINICIÓN DE FUNDACIONES

Es aquella parte de la estructura que tiene como función transmitir en forma adecuada las cargas de la estructura al suelo y brindar a la misma un sistema de apoyo estable.



CLASIFICACIÓN

• Fundaciones Superficiales

- Bases aisladas
- Zapatas corridas
- Bases combinadas
- Bases excéntricas
- Losas de fundación
- Vigas de fundación

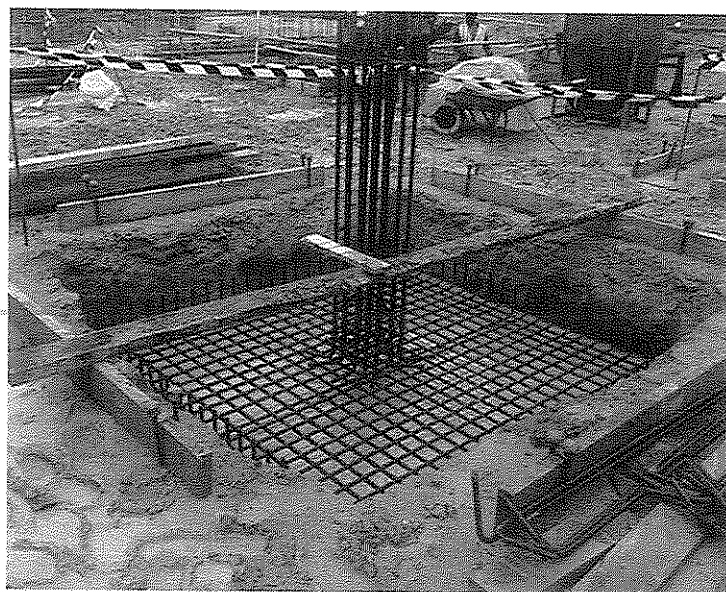
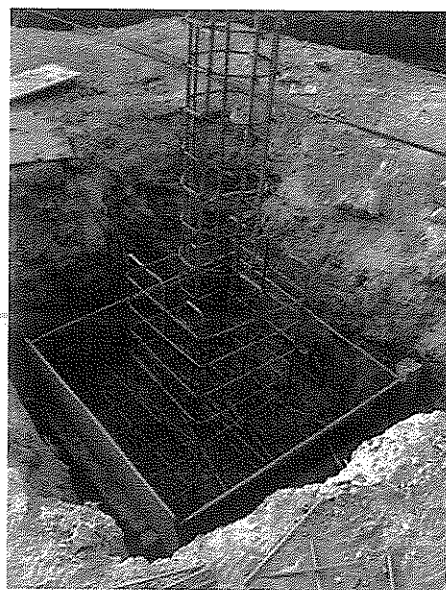
• Fundaciones Profundas

- Pilotes
- Micropilotes
- Muros pantalla
- Pozos romanos

• Fundaciones Mixtas

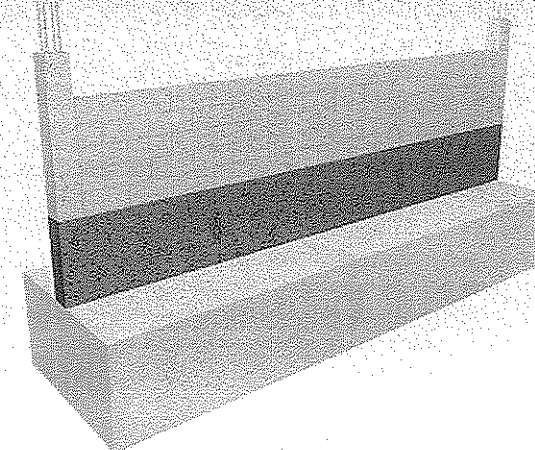
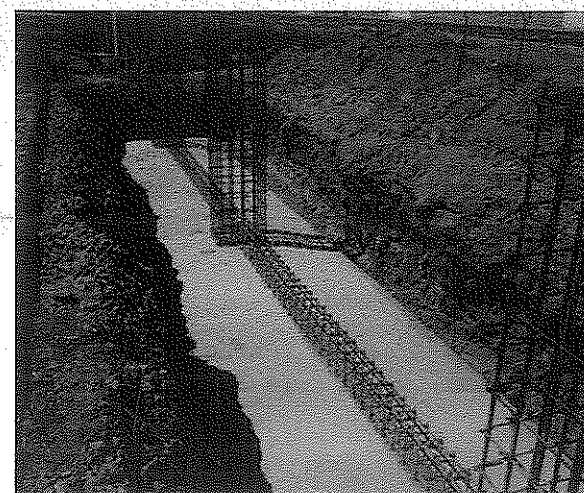
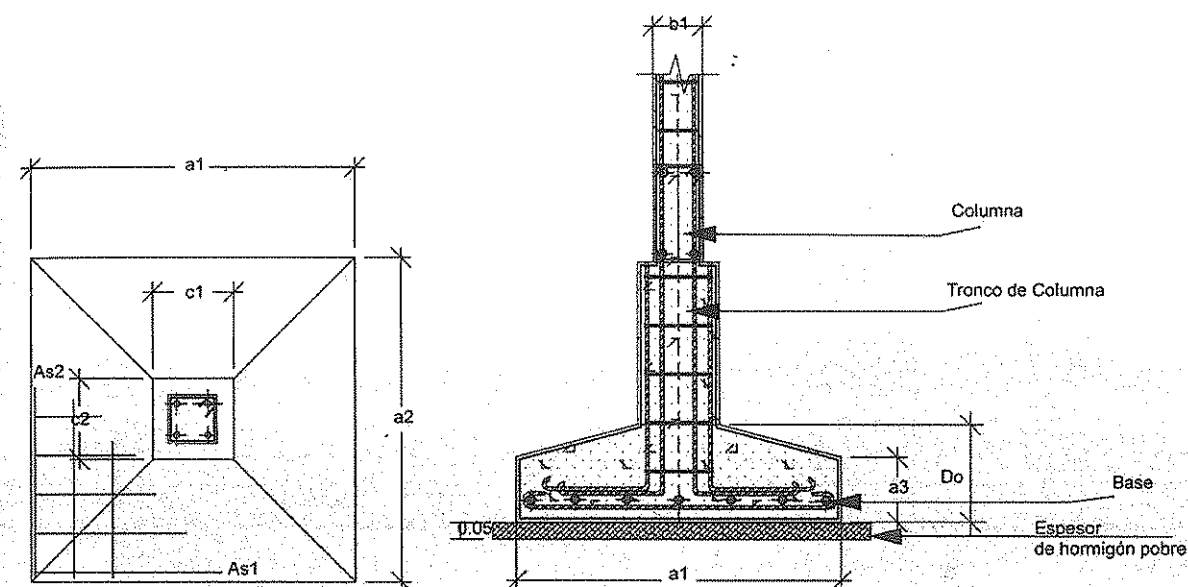
Bases aisladas

Es un tipo de Cimentación superficial que sirve de base a elementos estructurales puntuales como ser columnas; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo, hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que transmite.



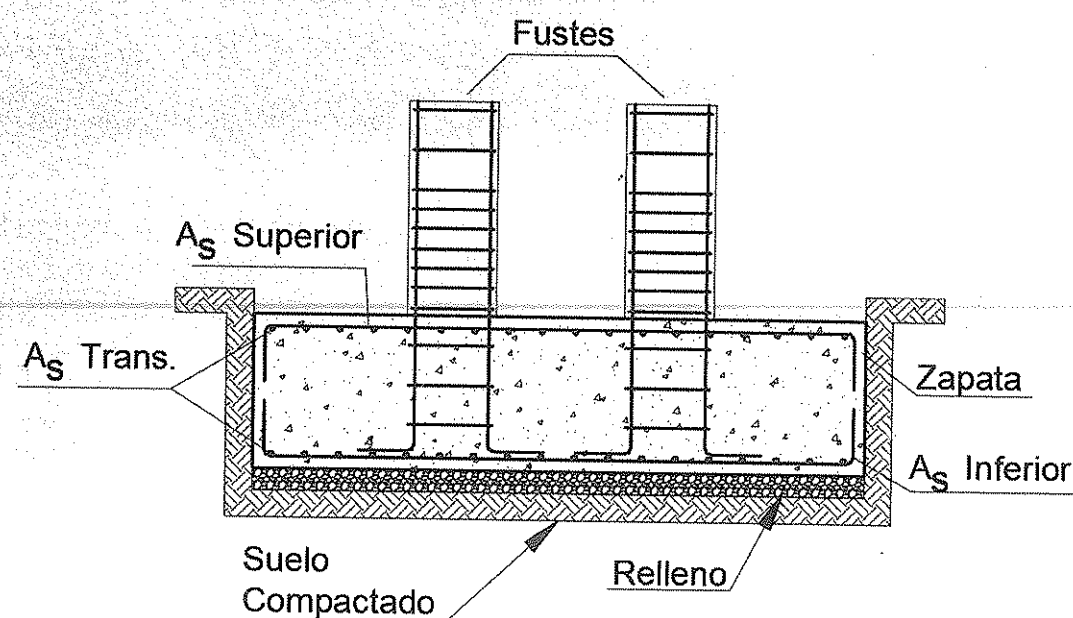
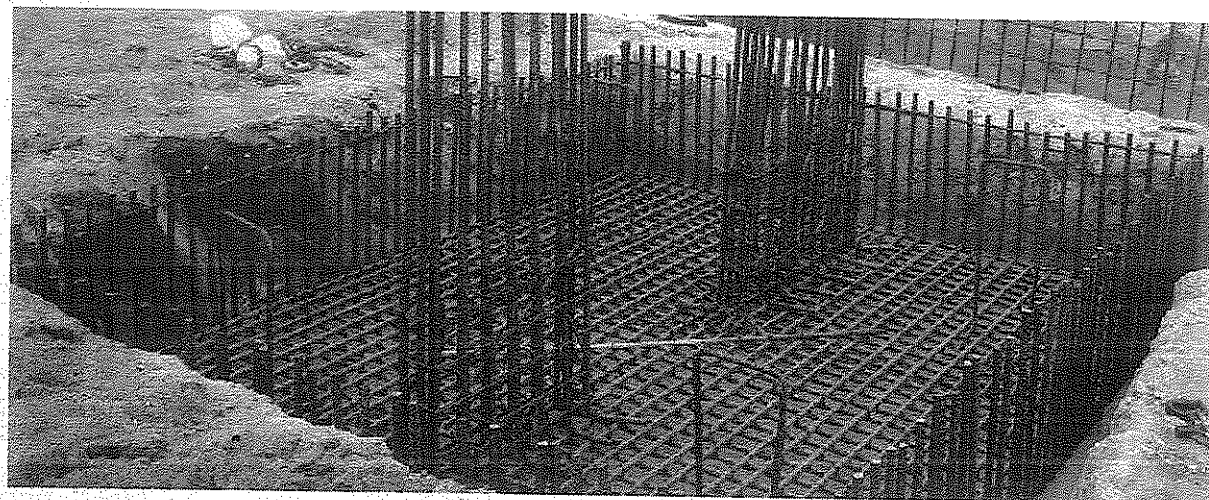
Zapata corrida

Es una base continua que servirá como cimentación, generalmente, de un muro de hormigón armado. El elemento estructural que transmitirá los esfuerzos a la cimentación será por tanto un muro. El muro transmitirá una carga lineal a la zapata.



Bases combinadas

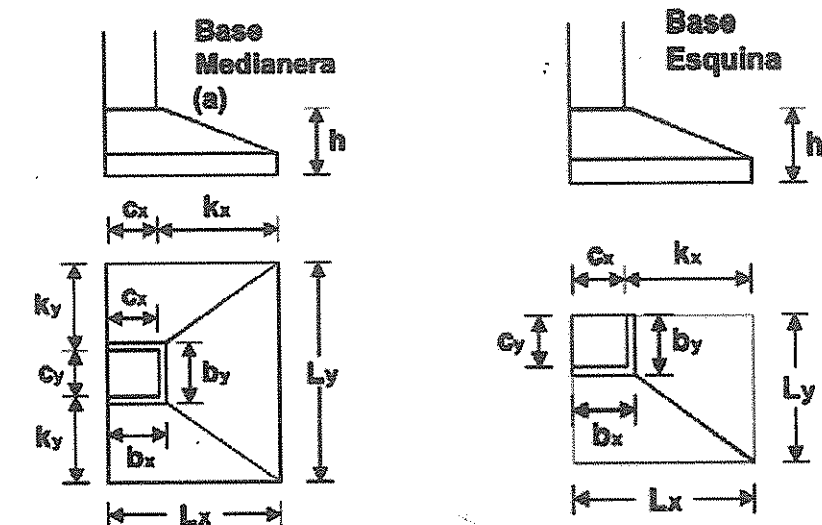
Es un elemento que sirve de cimentación para dos o más columnas. Si en la construcción existen dos Columnas muy próximas una de la otra, y quisiéramos efectuar una zapata aislada para cada uno, posiblemente éstas se solaparían; de no solaparse, seguiríamos teniendo un problema con los bulbos de presión de cada base, dando lugar a asentamientos diferenciales sobre el terreno, por este motivo se unifican las dos o más bases en una sola de mayor superficie de apoyo sobre el terreno.



Bases excéntricas

Son las bases ubicadas junto a un eje medianero o línea oficial y ante la imposibilidad de cimentar en el terreno colindante se tiene que descentrar la columna colocándola en un lateral de la zapata.

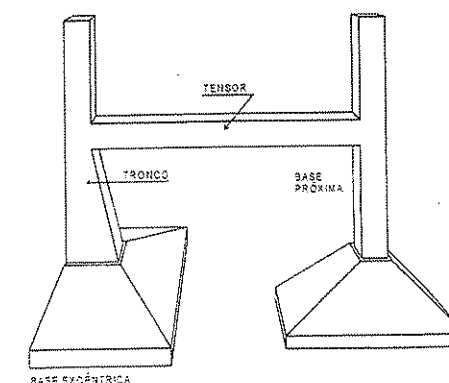
Debido a la excentricidad producida en este tipo de zapatas, se genera un momento volcador que deberá ser equilibrado con otro par.



Existen diferentes maneras de tomar el momento generado:

En el caso que el momento sea pequeño, podemos decir que, para cargas menores a las 20 toneladas, el momento es absorbido por el tronco de la columna (definido más adelante). Al tener que absorber un momento ese tronco suele hacerse más ancho en su parte inferior o directamente en toda su altura se los hace más ancho.

En el caso que la carga este comprendida entre 20 y 70 TN, el momento volcador debe ser tomado por un tensor como se muestra en la siguiente imagen, el tensor debe estar ubicado lo más alto posible (en general se coloca 20cm por debajo del nivel "0").

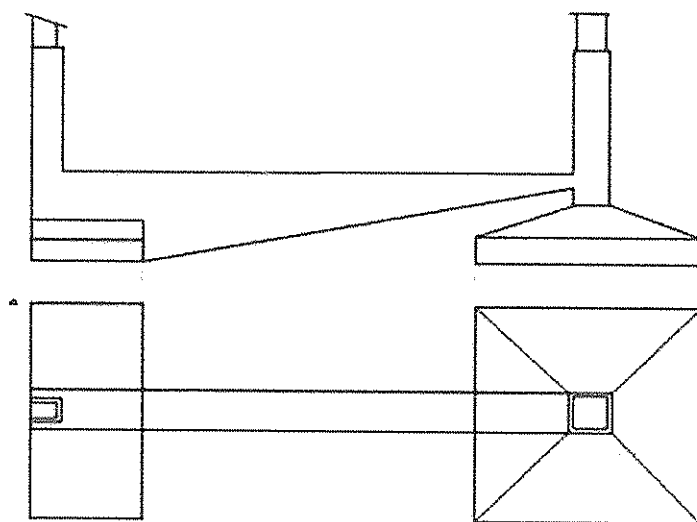


La fuerza horizontal que ejerce el tensor es compensada con la fuerza generada por la fricción de la base con el suelo.

En caso que la carga supere las 70-80 toneladas, la solución es colocar una viga de fundación o viga centradora, también llamada viga cantilever (hay diferencia entre cada término, pero no ameritan importancia en esta instancia). Esta viga funciona vinculando la base de la columna de medianera y una base de columna centrada, preferentemente opuesta. Esta viga debe resistir el Momento Flector producido por la excentricidad generada por la reacción del suelo. El funcionamiento es el de una viga apoyada en dos bases y un voladizo de esa viga hacia la medianera donde apoya la columna medianera.

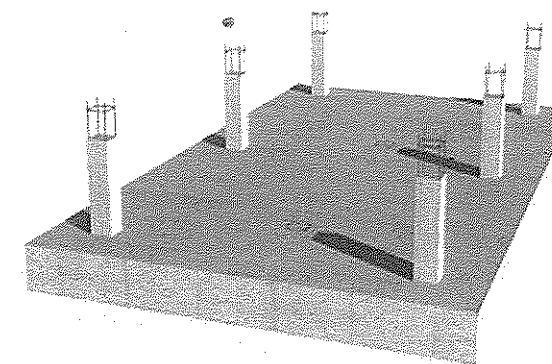
Las vigas de fundación van al nivel de fundación de la base.

De todos modos, el uso de vigas de fundación o tensor puede variar según cada profesional o autor.



Losas de fundación

Una losa de cimentación es una gran base combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas. También llamada platea.



Si el área de las fundaciones supera al 50% del área total en planta de la estructura se aconseja una losa de fundación. En general van a muy poca profundidad, por lo cual presenta una gran ventaja. De todos modos, es un elemento estructural que lleva mucho volumen de hormigón.

En este punto conviene mencionar la diferencia entre fundaciones rígidas y flexibles.

En una estructura flexible las fundaciones se deforman análogamente al terreno. La estructura se acomoda a las deformaciones del terreno. En este caso el coeficiente de balasto es necesario para dimensionar la fundación.

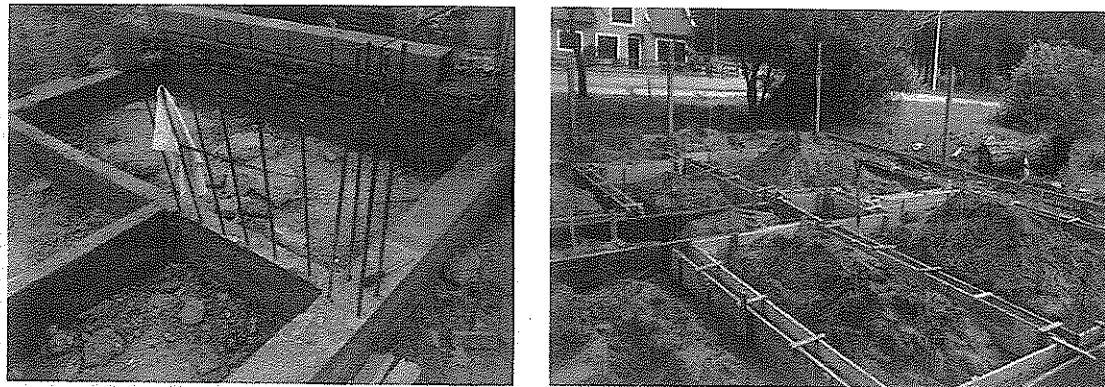
En una estructura rígida los asientos de toda la fundación son iguales.

Las plateas rígidas necesitan mucho mayor altura que las flexibles.



Vigas de fundación

El término se lo utiliza para muchas acepciones, de hecho, hemos llamado así a las vigas centradoras utilizadas en bases medianeras, pero en este caso nos referiremos a las vigas utilizadas para apoyo de columnas o muros.



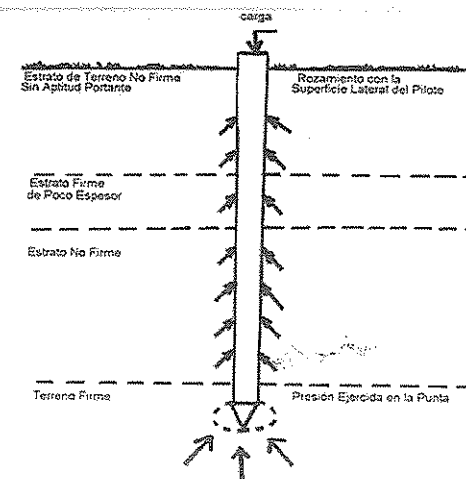
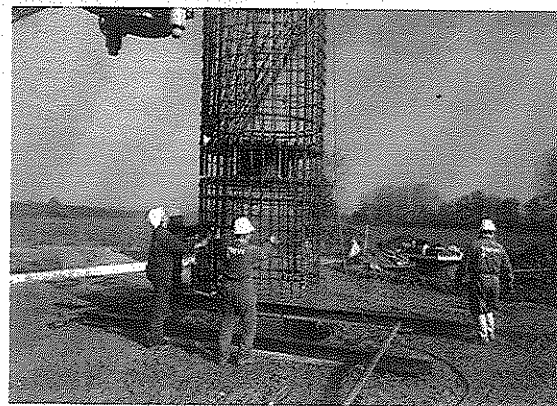
Estas vigas funcionan como las zapatas corridas, pero son dimensionadas como vigas, tendrán mayor altura que las zapatas, por lo cual podrán soportar cargas puntuales de mayor valor que las zapatas corridas.

Sistema de fundaciones profundas será desarrollado en otra bibliografía, solo daremos una breve definición.

Pilotes

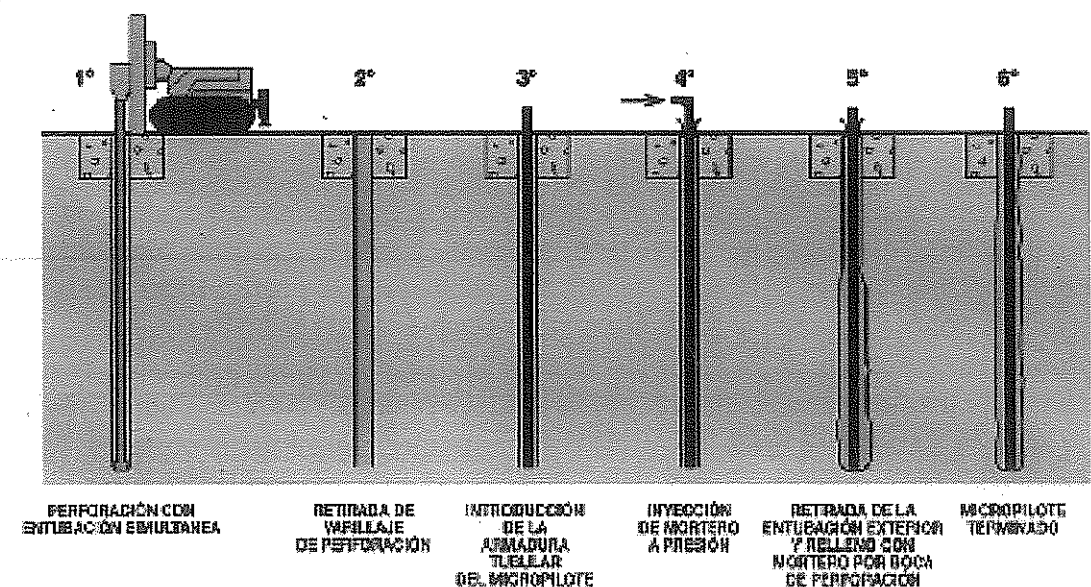
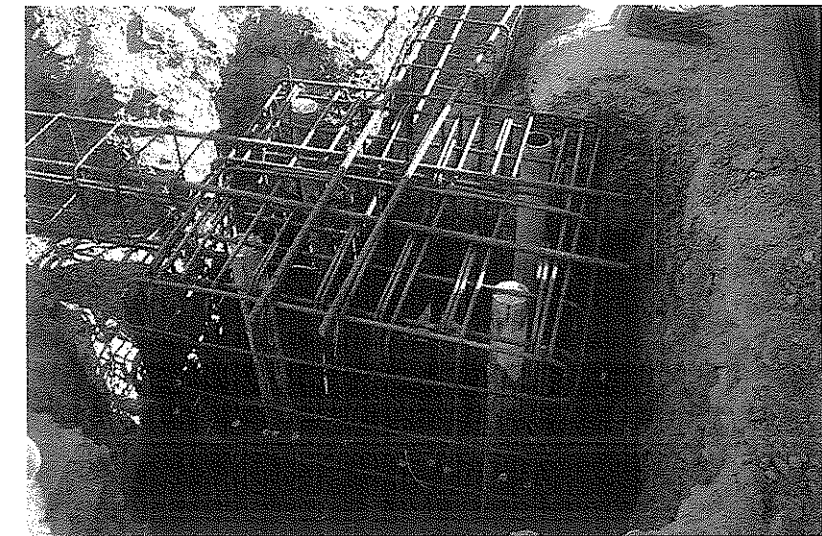
Son elementos constructivos de cimentación profunda de tipo puntual, que permiten transmitir las cargas de la estructura a través de estratos flojos e inconsistentes, hasta estratos más profundos con la capacidad de carga suficiente para soportarlas.

Los pilotes toman resistencia por su superficie en la base y por la fricción lateral con el terreno.



Micropilotes

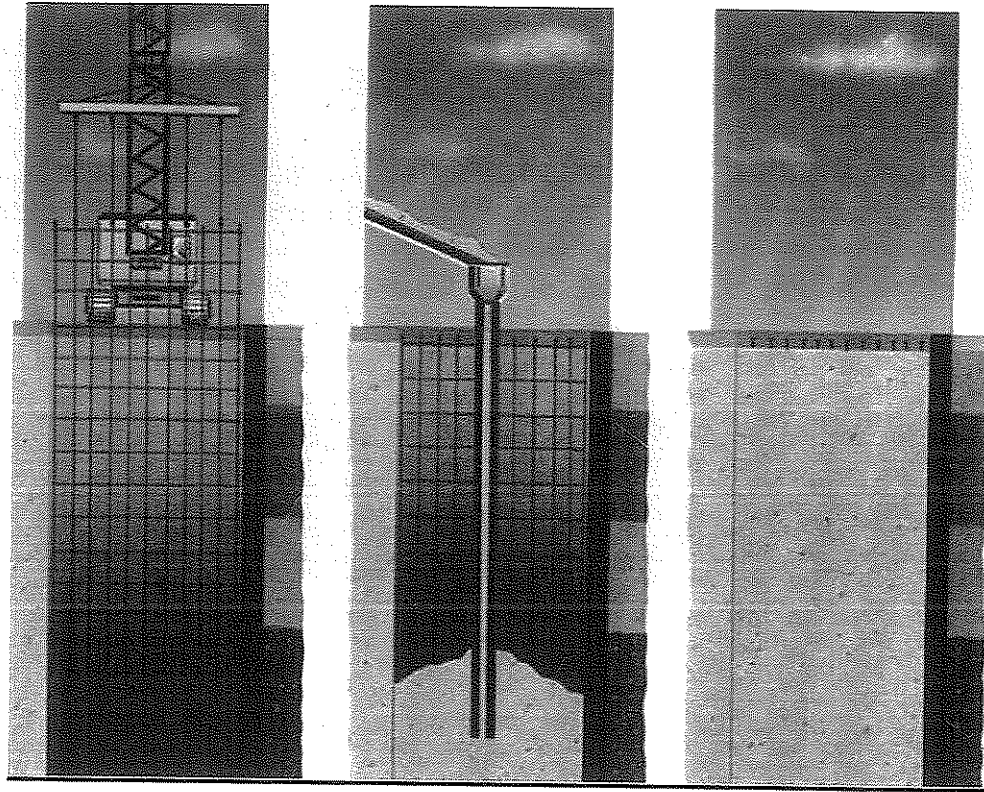
Un micropilote se puede definir como una perforación cilíndrica de pequeño diámetro (< 200 mm) que se refuerza mediante la introducción de una armadura metálica formada por barras de acero corrugado o tuberías cilíndricas, quedando dicho conjunto solidario al terreno mediante una inyección a presión de una lechada de cemento o mortero.



FASES DE EJECUCIÓN DEL MICROPILOTE

Muro colado

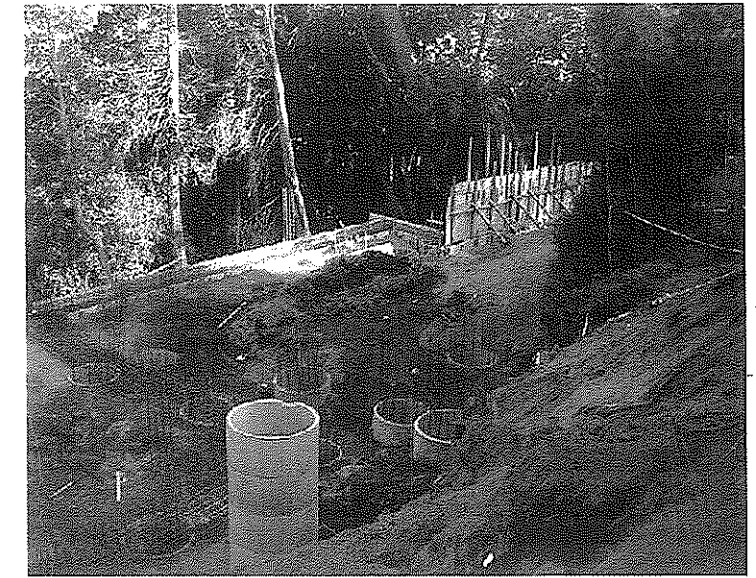
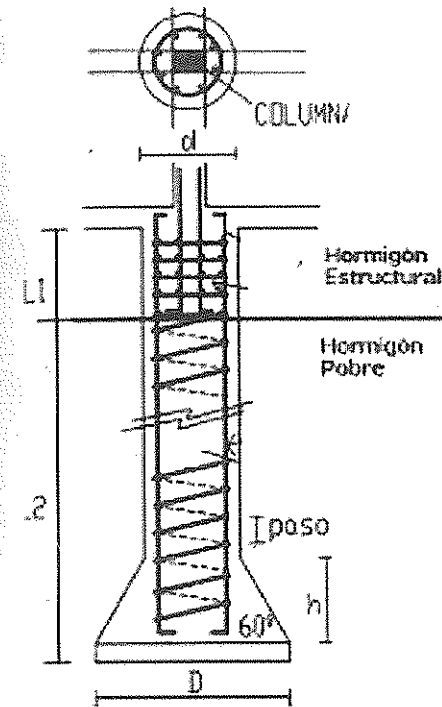
El muro colado o muro pantalla es un muro de contención que se construye antes de realizar el vaciado de tierras.



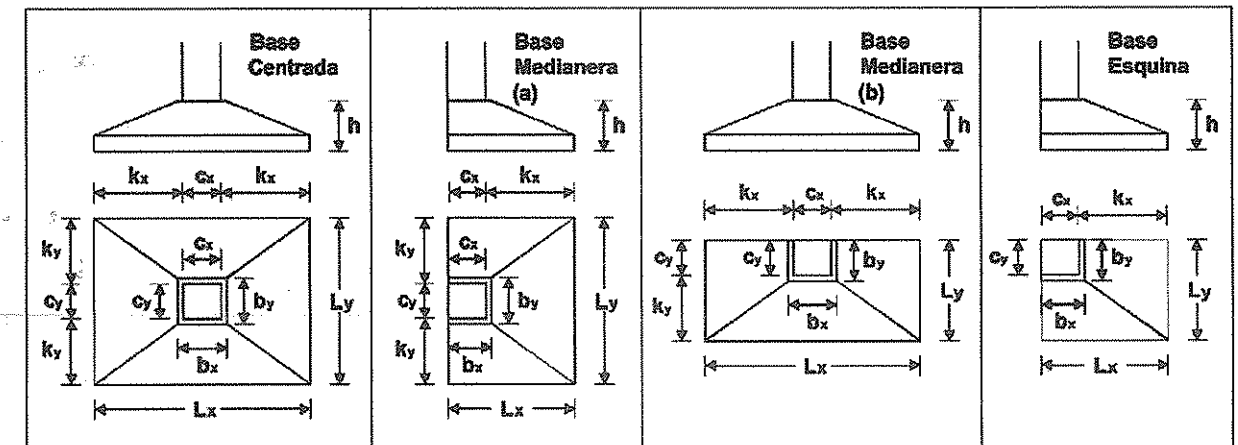
Pozo romano

El pozo romano es un pozo en general cilíndrico que tiene una profundidad tal que llega al nivel de terreno apto para fundar. Se utiliza para llegar a la profundidad necesaria con un hormigón pobre, en general la única armadura que necesitan son perimetrales, dado el gran diámetro de estos pozos que suelen ser de 1,20m o más. Cuando las capas resistentes están a mayor profundidad de los 3m., realizar un sistema de fundación por bases resulta antieconómico, se recurre a subir el nivel resistente mediante a estos pozos.

Este tipo de fundación no es muy utilizado en la actualidad, pero en muchas ocasiones resulta lo más económico.



DIMENSIONADO DE BASES



En principio se debe determinar la superficie de contacto de las bases, que se determina en función de las recomendaciones dadas por el Estudio de Suelos.

$$Area_b = \frac{P}{\sigma_s}$$

$Areab$ = Área de la base

$P = D + L$ Carga total, sin mayorar

σ_s = tensión de suelo que indica el estudio de suelos

Algunas consideraciones:

Resistencia requerida (última) $\leq \Phi$ * Resistencia nominal (CIRSOC 201, art 9.1.1)

Con Φ = coeficiente de minoración de resistencia CIRSOC 201, art 9.3.2)

Para Flexión: $\Phi = 0,90$

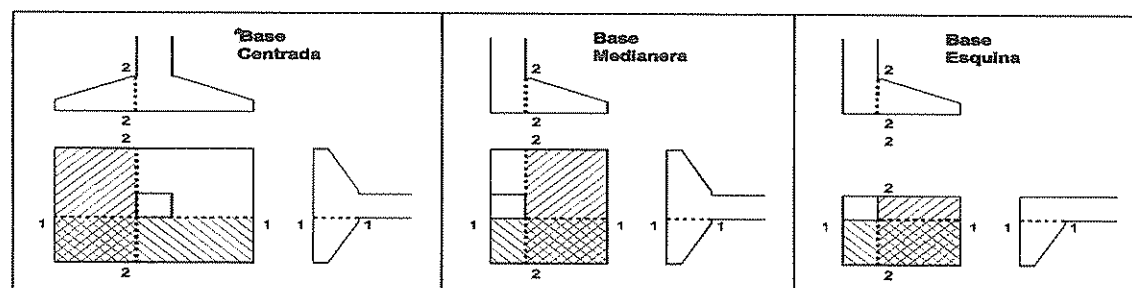
Para Punzonamiento $\Phi = 0,75$

Para Corte $\Phi = 0,75$

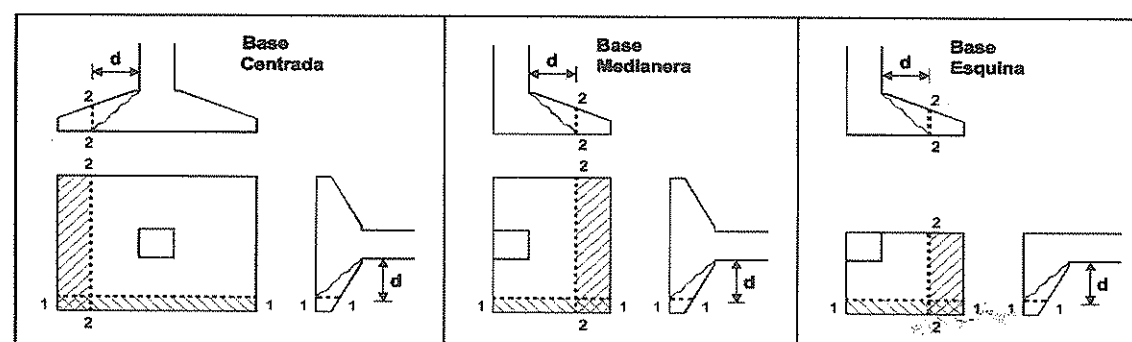
Secciones críticas

Son las secciones que se van a estudiar para el dimensionado y verificación. En todas las figuras las secciones críticas se indican en línea de puntos y las áreas rayadas representan la superficie de acción de reacciones del suelo a considerar en cada sección crítica. (Ejemplos de Aplicación CIRSOC 201 -05 -BASES DE HORMIGÓN ARMADO Construidas con hormigones H-30 y menores)

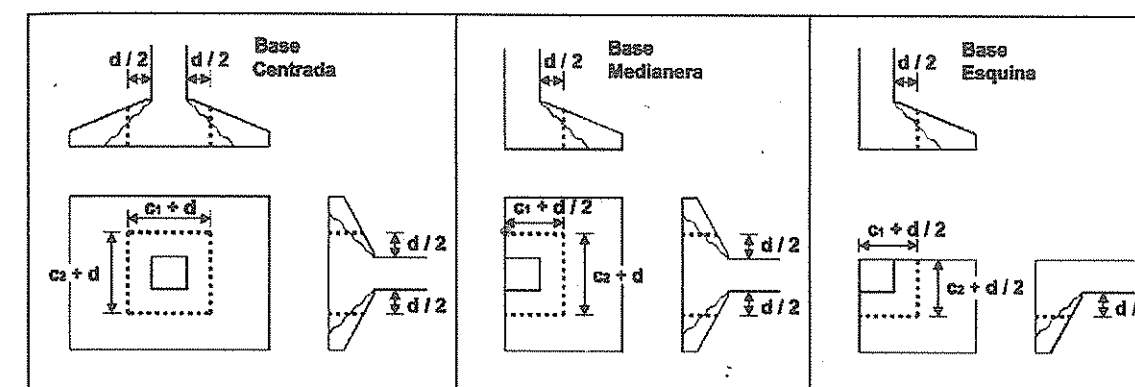
Para flexión:



Para corte:



Para punzonado:



El valor de corte nominal V_n se realizará con la siguiente expresión aproximada:

$$V_n = (5 * b_{min} + 3 * b_{max}) * d * \sqrt{f'_c} / 48$$

El valor de punzonado V_c se calcula utilizando las siguientes expresiones (CIRSOC 201, art. 11.12.2.1):

$$V_c \leq \begin{cases} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'_c} * b_0 * d / 6 \\ \left(\frac{\alpha_s * d}{b_0} + 2\right) * \sqrt{f'_c} * b_0 * d / 12 \\ \sqrt{f'_c} * b_0 * d / 3 \end{cases}$$

La primera de estas expresiones es de aplicación cuando $\beta > 2$ mientras que la última es válida cuando $\beta \leq 2$.

Donde:

β : Relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna

$$\alpha_s \begin{cases} 40 \text{ para bases centradas} \\ 30 \text{ para bases medianeras} \\ 20 \text{ para bases de esquina} \end{cases}$$

b_0 : Perímetro de la sección crítica, en [mm]

d : Altura útil en la sección crítica, en [mm]

$\sqrt{f'_c}$ en [MPa], el resultado de la raíz en [MPa]

Para voladizos con alas traccionadas y $f'c \leq 30 \text{ MPa}$: $As_{\text{mín}} \geq 2 * 1,4 [\text{Mpa}] * bw * d / fy$ (CIRSOC 201, art 10.5.1)

Llamando "a" a la profundidad del eje neutro de tensiones y $ka = a/d$
 $amín = As_{\text{mín}} * fy / (0,85 * f'c * bw) \Rightarrow ka_{\text{mín}} = 2,8 \text{ MPa} / (0,85 * f'c)$

Tal como se vio en flexión que: $mn = Mn / (0,85 * f'c * bw * d^2) = ka * (1 - ka/2)$

Por lo tanto, corresponderá adoptar cuantía mínima siempre que se verifique:
 $mn \leq mn_{\text{mín}} = ka_{\text{mín}} (1 - ka_{\text{mín}}/2)$

Disposiciones constructivas:

- $\emptyset_{\text{mín}} = 10 \text{ mm}$ (Sugerimos adoptar este diámetro mínimo para armaduras principales de elementos en contacto con suelos.
- La altura de las zapatas sobre la armadura inferior será $\geq 150 \text{ mm}$ (CIRSOC 201, art. 15.7)
- Lado mínimo 60 cm para poder realizar la excavación.

Secuencia de cálculo

1) Determinar las dimensiones en planta de la base de acuerdo con los datos del estudio de suelos:

$$Area_b = \frac{P}{\sigma_s} = \frac{(Pd + Pl) * 1,10}{\sigma_s}$$

Se multiplica por 1,10 para aumentar a las cargas provenientes de la superestructura los valores de peso propio de la base y peso de la tierra sobre la misma.

2) Cálculo de P_u :

P_u = carga de la columna calculada para cargas mayoradas

$$P_u = \max \begin{cases} 1,4 * P_d \\ 1,2 * P_d + 1,6 * P_l \end{cases}$$

3) Cálculos de cuantía mínima:

$ka_{\text{mín}}$; (ver gráfico #6.1 al final del libro)

4) Cálculo de carga última superficial en la base:

q_u = tensión ficticia de contacto para P_u , $q_u = P_u / (L_x * L_y)$

5) Calcular los momentos flectores en el borde de la columna:

M_{ux} y M_{uy} (gráfico #6.1)

6) Cálculo de los momentos nominales:

$$M_{nx} = M_{ux} / 0,90 ; M_{ny} = M_{uy} / 0,90$$

7) Predimensionar la altura total de la base para obtener cuantías razonables de flexión

$$dx = \sqrt{\frac{6,5 * M_{nx}}{b_y * f'c}} \quad dy = \sqrt{\frac{6,5 * M_{ny}}{b_x * f'c}}$$

Los valores de b_y , b_x se calculan de tabla # 6.0.

NOTA: La altura de la base puede ser predimensionada teniendo en cuenta la rigidez de la misma, la que se asegura con

$$d = \max\left(\frac{L_x - cx}{3}, \frac{L_y - cy}{3}\right)$$

De utilizar esta expresión, los pasos 8 y 9 son innecesarios porque con la altura adoptada nos estamos asegurando que se cumplan las verificaciones señaladas en esos pasos.

Se puede presumir que se estaría utilizando una base de mucha altura innecesaria, pero esta fórmula de rigidez se ha utilizado por muchos calculistas por mucho tiempo. No está de más decir que una base con mucha altura no es preocupante para el diseñador, ya que la altura de una base no perjudica a un proyecto. Tampoco representa un costo mayor. Se logra simplificar muchísimo los cálculos.

8) Verificar punzonamiento:

$$P_u - q_u \cdot A_o \leq 0,75 \cdot Y \cdot F \cdot b_o \cdot d \cdot \sqrt{f'c} / 12$$

siendo

A_o = área de la base encerrada por perímetro crítico (Tabla 1)

b_o = perímetro crítico (Tabla 1)

F = mínimo entre F_1 y F_2 donde, para todos los casos:

$F_2 = (\alpha_s * d / b_o + 2)$ y $F_1 = 4$ si $\beta \leq 2$ o $F_1 = (2 + 4 / \beta)$ si $\beta > 2$

β = lado mayor columna / lado menor columna

Si no se cumple la verificación se debe aumentar la altura.

9) Verificar si la altura adoptada proporciona una seguridad adecuada al corte en ambas direcciones:

$$V_{ux} = q_u \cdot L_y \cdot (k_x - d) \leq 0,75 \cdot b_{wy} \cdot dx \cdot \sqrt{f'c} / 6$$

$$V_{uy} = q_u \cdot L_x \cdot (k_y - d) \leq 0,75 \cdot b_{wx} \cdot dy \cdot \sqrt{f'c} / 6$$

Los valores de k_x , k_y , b_{wx} , b_{wy} se obtienen según fórmulas de tabla #6.0.

Si no se cumple alguna verificación se debe aumentar la altura.

10) Dimensionamiento de las armaduras de flexión (ver gráfico #6.1)

$$m_{nx} = M_{nx} / (0,85 \cdot b_y \cdot d^2 \cdot f'_c)$$

$$m_{ny} = M_{ny} / (0,85 \cdot b_x \cdot d^2 \cdot f'_c)$$

$$A_{sx} = k_{ax} \cdot 0,85 \cdot d \cdot b_y \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_{sy} = k_{ay} \cdot 0,85 \cdot d \cdot b_x \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

11) Cálculo de altura total

$$h = d + rec$$

$$rec \min = 5 \text{ cm}$$

$$h_{\min} \cong 0,30 \text{ m}$$

12) Adopto talón de la base

$$\text{talón mayor a } \begin{cases} 25 \text{ cm} \\ h - k_{\min} \end{cases}$$

siendo $k_{\min}$, el mínimo entre k_x y k_y

13) Verificación separación máxima

$$sep_x = \frac{Ly - 10 \text{ cm}}{nb - 1} \quad sep_y = \frac{Lx - 10 \text{ cm}}{nb - 1} \quad nb = \text{número de barras}$$

La separación máxima entre hierros de la armadura debe ser:

- 25 veces el diámetro adoptado
- 30 cm

Bases Excéntricas con Tensores

Se debe dimensionar tronco de columna a la flexo-compresión y el tensor, los pasos que deberían seguir en el preceso de cálculo son los siguientes:

15) Cálculo de tensor

$$Mu = P_u \cdot e$$

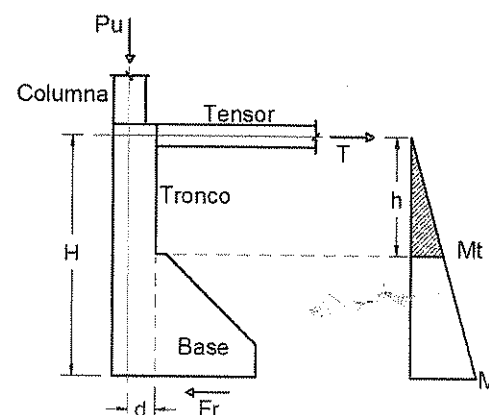
$$e = \frac{c}{2} - \frac{L}{2}$$

Siendo c y L en la dirección que presenta la excentricidad

$$Tu = \frac{Mu}{H}$$

$$Tn = \frac{Tu}{\phi}$$

$$A_{St} = \frac{Tn}{F_y}$$



El 0,7 de fórmula anterior tiene que ver con reducir la tensión del acero por ser un tensor enterrado. Luego, se debe verificar la cuantía mínima en función a la resistencia del hormigón (ver tabla #6.2 al final del libro)

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_c}; \rho \geq \rho_{\min}$$

Siendo

A_{st} = sección de acero

A_c = sección de hormigón = lado * lado

15) Diseño del Tronco

Por relación de Triángulos podemos obtener el Momento en el tronco:

$$M_t = \frac{Muv \cdot h}{H}$$

Siendo

M_t = momento de tronco

Muv = Momento en la base, momento volcador

h = altura del tronco

H = profundidad de fundación

Con el M_t y la P_u , se calcula el tronco a la flexo compresión. No se debe considerar efecto de pandeo por ser una columna enterrada, se encuentra confinada con el suelo circundante.

La armadura mínima es la armadura que posee la columna que apoya en dicho tronco, pero al tener un momento, este tronco se lo suele calcular en la dirección más desfavorable que es la de la excentricidad.

16) Control del Deslizamiento

Para esta verificación se deben fijar los siguientes datos:

ϕ = Angulo de Fricción Interna (Según el Tipo de Suelo)

v = Coeficiente de Seguridad = 2

Ahora, se calcula la fricción y la fuerza de rozamiento entre la base y el terreno de la siguiente manera:

$$\mu = \tan(\phi)$$

$$F_r = P_u \cdot \mu$$

μ = coeficiente de fricción

F_r = Fuerza de rozamiento

Esta fuerza (F_r) se debe comparar con la Fuerza (Tu) que genera el empuje en la base:

$$F_r \geq v \cdot Tu$$

EJEMPLO DE CÁLCULO DE BASES

Datos

Hormigón: H - 25 ($f'_c = 25 \text{ MPa}$)

Acero: ADN 420 ($f_y = 420 \text{ MPa}$)

$P_d = 900 \text{ kN}$

$P_l = 300 \text{ kN}$

$\sigma_{\text{adm. suelo}} = 250 \text{ kN/m}^2$

$C_x = 0,30 \text{ m}$; $C_y = 0,50 \text{ m}$

1. Dimensionado de lados de la base

$$Area_b = \frac{P}{\sigma_s} = \frac{(P_d + P_l) * 1,10}{\sigma_s} = \frac{1.200 \text{ kN} * 1,10}{250 \text{ kN/m}^2} = 5,28 \text{ m}^2$$

Al ser una base centrada, la hacemos cuadrada

$$L_x = L_y = \sqrt{5,28 \text{ m}^2} = 2,29 \text{ m} \quad \text{Adopto } L_x = L_y = 2,30 \text{ m}$$

2. Cálculo de P_u

$$P_u = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 1,4 * P_d = 1,4 * 900 \text{ kN} = 1.260 \text{ kN} \\ 1,2 * P_d + 1,6 * P_l = 1,2 * 900 \text{ kN} + 1,6 * 300 \text{ kN} = 1.560 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Adopto } P_u = 1.560 \text{ kN}$$

3. Cálculo de cuantía mínima:

$$k_a \text{ min} = \frac{2,8 \text{ MPa}}{0,85 * f'_c} = \frac{2,8 \text{ MPa}}{0,85 * 25 \text{ MPa}} = 0,132$$

4. Cálculo de carga última superficial en la base

$$q_u = \frac{P_u}{L_x * L_y} = \frac{1.560 \text{ kN}}{2,30 \text{ m} * 2,30 \text{ m}} = 294,90 \text{ kN/m}^2$$

5. Cálculo de momentos últimos

$$k_x = \frac{L_y - c_x}{2} = \frac{2,30 \text{ m} - 0,30 \text{ m}}{2} = 1,0 \text{ m}$$

$$k_y = \frac{L_x - c_y}{2} = \frac{2,30 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{2} = 0,9 \text{ m}$$

$$M_{ux} = \frac{q_u * L_y * k_x^2}{2} = \frac{294,90 \text{ kN/m}^2 * 2,30 \text{ m} * (1,0 \text{ m})^2}{2} = 339,1 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = \frac{q_u * L_x * k_y^2}{2} = \frac{294,90 \text{ kN/m}^2 * 2,30 \text{ m} * (0,9 \text{ m})^2}{2} = 274,7 \text{ kNm}$$

6. Cálculo de momentos nominales

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{0,90} = \frac{339,1 \text{ kNm}}{0,90} = 376,7 \text{ kNm}$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{0,90} = \frac{274,7 \text{ kNm}}{0,90} = 305,2 \text{ kNm}$$

7. Predimensionamiento de la altura por flexión

$$d_x \approx \sqrt{\frac{6,5 * M_{nx}}{b_y * f'_c}} = \sqrt{\frac{6,5 * 376,7 \text{ kNm}}{0,55 \text{ m} * 25.000 \text{ kN/m}^2}} = 0,43 \text{ m}$$

$$d_y \approx \sqrt{\frac{6,5 * M_{ny}}{b_x * f'_c}} = \sqrt{\frac{6,5 * 305,2 \text{ kNm}}{0,35 \text{ m} * 25.000 \text{ kN/m}^2}} = 0,48 \text{ m}$$

Se adopta: $d = 0,48 \text{ m}$

9. Verificación de la altura por punzonamiento:

$$b_0 = 2 * (c_x + c_y) + 4 * d = 2 * (0,3 \text{ m} + 0,5 \text{ m}) + 4 * 0,48 \text{ m} = 3,52 \text{ m}$$

$$A_0 = (c_x + d) * (c_y + d) = (0,3 \text{ m} + 0,48 \text{ m}) * (0,5 \text{ m} + 0,48 \text{ m}) = 0,76 \text{ m}^2$$

$$\beta = \frac{c_{\text{mayor}}}{c_{\text{menor}}} = \frac{0,50 \text{ m}}{0,30 \text{ m}} = 1,67$$

Como $\beta \leq 2$ entonces $F1 = 4$

$$F2 = \left(\alpha_s * \frac{d}{b_0} + 2 \right) = 40 * \frac{0,48 \text{ m}}{3,52 \text{ m}} + 2 = 7,45$$

Resulta $F = \text{mínimo} (F1, F2) = 4$

Se debe verificar que

$$P_u - q_u * A_0 \leq 0,75 * Y * F * b_0 * d * \sqrt{f'_c} / 12$$

$$P_u - q_u * A_0 = 1.560 \text{ kN} - 294,9 \text{ kN/m}^2 * 0,76 \text{ m}^2 = 1.336 \text{ kN}$$

$$0,75 * Y * F * b_0 * d * \frac{\sqrt{f'_c}}{12} = 0,75 * 1 * 4 * 3,52 \text{ m} * 0,48 \text{ m} * \sqrt{25 \text{ MPa}} * \frac{1000 \text{ kN}}{12} = 2.112 \text{ kN}$$

Verifica punzonado

9. Verificación de altura por corte

Se debe verificar que:

$$V_{ux} \leq 0,75 \cdot b_{wy} \cdot d \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6}$$

$$V_{uy} \leq 0,75 \cdot b_{wx} \cdot d \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6}$$

$$b_{wx} = \frac{5 \cdot b_x + 3 \cdot L_x}{8} = \frac{5 \cdot 0,35 \text{ m} + 3 \cdot 2,30 \text{ m}}{8} = 1,081 \text{ m}$$

$$b_{wy} = \frac{5 \cdot b_y + 3 \cdot L_y}{8} = \frac{5 \cdot 0,55 \text{ m} + 3 \cdot 2,30 \text{ m}}{8} = 1,206 \text{ m}$$

$$V_{ux} = q_u \cdot L_y \cdot (K_x - d) = 294,9 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \text{ m} \cdot (1 \text{ m} - 0,48 \text{ m}) = 352,7 \text{ kN}$$

$$0,75 \cdot b_{wy} \cdot d \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} = 0,75 \cdot 1,206 \text{ m} \cdot 0,48 \text{ m} \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot \frac{1000 \text{ kN}}{6 \text{ MN}} = 361,8 \text{ kN}$$

Verifica

$$V_{uy} = q_u \cdot L_x \cdot (K_y - d) = 294,9 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \text{ m} \cdot (0,9 \text{ m} - 0,5 \text{ m}) = 271,3 \text{ kN}$$

$$0,75 \cdot b_{wx} \cdot d \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} = 0,75 \cdot 1,081 \text{ m} \cdot 0,48 \text{ m} \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot \frac{1000 \text{ kN}}{6 \text{ MN}} = 324,3 \text{ kN}$$

Verifica

10. Cálculo de armaduras de flexión

$$m_{nx} = \frac{M_{nx}}{(0,85 \cdot f'_c \cdot b_y \cdot d^2)}$$

$$m_{nx} = \frac{376,7 \text{ kNm}}{(0,85 \cdot 25000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,55 \text{ m} \cdot (0,48 \text{ m})^2)} = 0,139 \text{ entonces } k_{ax} = 0,15 > k_{a \text{ min}}$$

Al igual que en losas en la dirección de menor momento se debería disminuir la altura d 1 cm al igual que hicimos en losas, la realidad es que en bases es insignificante esta diferencia, por lo que en nuestra práctica lo dejaremos sin efecto.

$$m_{ny} = \frac{M_{ny}}{(0,85 \cdot f'_c \cdot b_x \cdot d^2)}$$

$$m_{ny} = \frac{305,2 \text{ kNm}}{(0,85 \cdot 25000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot (0,48 \text{ m})^2)} = 0,178 \text{ entonces } k_{ay} = 0,20 > k_{a \text{ min}}$$

$$A_{sx} = k_{ax} \cdot 0,85 \cdot d \cdot b_y \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_{sx} = 0,15 \cdot 0,85 \cdot 48 \text{ cm} \cdot 55 \text{ cm} \cdot 25 \text{ MPa} / 420 \text{ MPa} = 20,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adopto } 18\Phi 12 = 20,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = k_{ay} \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_x \cdot d / f_y$$

$$A_{sy} = 0,20 \cdot 0,85 \cdot 48 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm} \cdot 25 \text{ MPa} / 420 \text{ MPa} = 17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adopto } 16\Phi 12 = 18,08 \text{ cm}^2$$

11. Cálculo de altura total

$$h = d + \text{rec} = 48 + 7 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

12. Talón de la base

$$\begin{aligned} \text{talón mayor a } & \left| \begin{array}{l} 25 \text{ cm} \\ h - k_{\text{min}} = 0,57 \text{ m} - 0,9 \text{ m} = \text{da negativo} \end{array} \right. \end{aligned}$$

Adopto talón 25 cm

13. Verifico separación máxima

$$\text{sep}_x = \frac{L_y - 10 \text{ cm}}{nb - 1} = \frac{230 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{18 - 1} = 12,94 \text{ cm} \quad \text{sep}_y = \frac{L_x - 10 \text{ cm}}{nb - 1} = \frac{230 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{16 - 1} = 14,67 \text{ cm}$$

La separación máxima entre hierros de la armadura debe ser:

- 25 veces el diámetro adoptado = $25 \cdot 1,2 = 30$
- 30 cm

Cumple en las dos direcciones

EJEMPLO DE CÁLCULO DE BASE MEDIANERA

Datos

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$P_D = 800 \text{ kNm}$$

$$P_L = 250 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{\text{admissible}} = \sigma_s = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$c_x = 0,25 \text{ m}$$

$$c_y = 0,40 \text{ m}$$

$H = 2,40 \text{ m}$ (nivel desde tensor a la cota de fundación)

1. Dimensionado de placa de apoyo

$$\text{Área Base} = A_b = \frac{(PD + PL) * 1,1}{\sigma_s} = \frac{(800 \text{ KN} + 250 \text{ KN}) * 1,1}{250 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}} = 4,62 \text{ m}^2$$

Establecemos una relación de

$$2 * L_x = L_y$$

$$A_b = L_x * L_y = L_x * 2 * L_x = 2 * L_x^2$$

$$L_x = \sqrt{\frac{A_b}{2}} = \sqrt{\frac{4,62 \text{ m}^2}{2}} = 1,52 \text{ m} \rightarrow \text{Adopto } L_x = 1,60 \text{ m}$$

$$L_y = 2 * L_x = 3,20 \text{ m}$$

2. Cálculo de carga última

$$P_u = 1,4 * P_d = 1,4 * 800 \text{ KN} = 1120 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,2 * P_d + 1,6 P_l = (1,2 * 800 \text{ KN}) + (1,2 * 250 \text{ KN}) = 1360 \text{ KN} \text{ Adoptada}$$

$$\beta = \frac{C_{mayor}}{C_{menor}} = \frac{0,40 \text{ m}}{0,25 \text{ m}} = 1,6$$

3. Cuantía Mínima

$$k a_{min} = \frac{2,8 \text{ MPa}}{0,85 * f'_c} = \frac{2,8 \text{ MPa}}{0,85 * 25 \text{ MPa}} = 0,132$$

4. Carga última superficial de la base

$$q_u = \frac{P_u}{L_x * L_y} = \frac{1360 \text{ KN}}{1,6 \text{ m} * 3,2 \text{ m}^2} = 256,6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

5. Momentos últimos

$$k_x = (L_x - C_x) = 1,6 \text{ m} - 0,25 \text{ m} = 1,35 \text{ m}$$

$$k_y = \frac{(L_y - C_y)}{2} = \frac{(3,2 \text{ m} - 0,40 \text{ m})}{2} = 1,40 \text{ m}$$

$$M_{u_x} = q_u * L_y * \frac{k_x^2}{2} = 256,6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 3,2 \text{ m} * \frac{(1,35 \text{ m})^2}{2} = 748,25 \text{ KNm}$$

$$M_{u_y} = q_u * L_x * \frac{k_y^2}{2} = 256,6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 1,6 \text{ m} * \frac{(1,40 \text{ m})^2}{2} = 402,35 \text{ KNm}$$

6. Momentos nominales

$$M_{n_x} = \frac{M_{u_x}}{\phi} = \frac{748,25 \text{ KNm}}{0,9} = 831,39 \text{ KNm}$$

$$M_{n_y} = \frac{M_{u_y}}{\phi} = \frac{402,35 \text{ KNm}}{0,9} = 447,05 \text{ KNm}$$

7. Predimensionado de altura de la base

Utilizaremos la siguiente fórmula para que satisfaga la condición de rigidez para garantizar el cumplimiento de la condición de corte y punzonado.

$$\left\{ \begin{array}{l} dx = \frac{L_x - C_x}{3} = \frac{1,60 \text{ m} - 0,25 \text{ m}}{3} = 0,67 \text{ m} \\ dy = \frac{L_y - C_y}{3} = \frac{3,20 \text{ m} - 0,40 \text{ m}}{3} = 0,97 \text{ m} \\ \text{Adoptamos } d = 1 \text{ m} \end{array} \right.$$

8. Armadura a flexión

8.1 Cálculo apoyo tronco

$$b_x = C_x + 0,025 \text{ m} = 0,25 \text{ m} + 0,025 = 0,275 \text{ m}$$

$$b_y = C_y + 0,05 \text{ m} = 0,40 \text{ m} + 0,05 = 0,45 \text{ m}$$

8.2 Momentos nominales reducidos

$$m_{n_x} = \frac{M_{n_x}}{(0,85 * f'_c * b_y * d^2)} = \frac{831,39 \text{ KNm}}{(0,85 * 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,45 \text{ m} * (1 \text{ m})^2)} = 0,087$$

$$m_{n_y} = \frac{M_{n_y}}{(0,85 * f'_c * b_x * d^2)} = \frac{447,05 \text{ KNm}}{(0,85 * 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,275 \text{ m} * (1 \text{ m})^2)} = 0,077$$

8.3 Cálculo de cuantía

$$k a_x = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_{n_x}} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,087} = 0,091$$

$$k a_y = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_{n_y}} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,077} = 0,080$$

Como $k a_x$ y $k a_y < k a_{min} \rightarrow$ Adopto $k a_{min}$

8.4 cálculo de armadura

$$As_x = k_{a_{\min}} * 0,85 * d * b_y * \frac{f'_c}{f_y} = 0,087 * 0,85 * 100 \text{ cm} * 45 \text{ cm} * \frac{25 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} = 19,81 \text{ cm}^2$$

Adoptamos Ø12

$$\text{Cant de barras: } \frac{As_x}{\text{Seccion de barra}_{\phi 12}} = \frac{19,81 \text{ cm}^2}{1,19 \text{ cm}^2} = 17,53 \rightarrow \text{utilizamos 18 barras}$$

Adoptamos 18Ø12

$$As_y = k_{a_{\min}} * 0,85 * d * b_x * \frac{f'_c}{f_y} = 0,077 * 0,85 * 100 \text{ cm} * 27,5 \text{ cm} * \frac{25 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} = 10,71 \text{ cm}^2$$

Adoptamos Ø12

$$\text{Cant de barras: } \frac{As_y}{\text{Seccion de barra}_{\phi 12}} = \frac{10,71 \text{ cm}^2}{1,19 \text{ cm}^2} = 9 \rightarrow \text{utilizamos 9 barras}$$

Adoptamos 9Ø12

9. Altura total

$$r_{\minimo} = 5 \text{ cm}$$

$$h_{\minimo} = 25 \text{ cm}$$

$$h = d + r = 100 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 105 \text{ cm}$$

10. Talón de la base

$$\begin{cases} 25 \text{ cm} \\ h - k_{\min} = 1,05 \text{ m} - 1,35 \text{ m} = -0,03 \text{ m} \\ \text{Se adopta 25 cm} \end{cases}$$

11. Separación de armadura base

$$Sep_x = \frac{Ly - 10 \text{ cm}}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1} = \frac{320 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{18 - 1} = 18,24 \text{ cm}$$

$$Sep_y = \frac{Lx - 10 \text{ cm}}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1} = \frac{160 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{9 - 1} = 18,75 \text{ cm}$$

$$Sep \leq 25\phi_{ppal} = 25 * 1,6 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$Sep \leq 30 \text{ cm}$$

Verifica

12. Cálculo del tensor

$$e = \frac{Lx}{2} - \frac{Cx}{2} = \frac{160 \text{ cm}}{2} - \frac{25 \text{ cm}}{2} = 67,5 \text{ cm}$$

$$Mu = Pu * e = 1360 \text{ KN} * 0,675 \text{ m} = 918 \text{ KNm}$$

$$Tu = \frac{Mu}{H} = \frac{918 \text{ KNm}}{2,40 \text{ m}} = 382 \text{ KN}$$

$$Tn = \frac{Tu}{\phi} = \frac{382 \text{ KN}}{0,9} = 424 \text{ KN}$$

$$As_{\text{tensor}} = \frac{Tn}{0,7 * fy} = \frac{424 \text{ KN}}{0,7 * 42 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}} = 14,42 \text{ cm}^2$$

Adoptamos 5 Ø 20 (15,71 cm²)

13. Dimensionado de tronco

$$h_t = 2,40 \text{ m} - 1,05 \text{ m} = 1,35 \text{ m}$$

$$Mt = \frac{Mu * h_t}{H} = \frac{918 \text{ KNm} * 1,35 \text{ m}}{2,40 \text{ m}} = 516 \text{ KNm}$$

$$n = \frac{Pu}{c_x * c_y} = \frac{1,360 \text{ MN}}{0,25 \text{ m} * 0,40 \text{ m}} = 13,6 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{Mt}{b_x^2 * b_y} = \frac{0,516 \text{ MNm}}{(0,25 \text{ m})^2 * 0,40 \text{ m}} = 20,64 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{c_x - 6 \text{ cm}}{c_x} = \frac{25 \text{ cm} - 6 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 0,76$$

Al ubicarse fuera del diagrama se redimensiona el tronco.

$c_x = 50 \text{ cm}$ Adoptamos $2 * c_x$, en troncos de base excéntrica es atinado agrandar el tronco al doble del ancho de columna en la dirección de la excentricidad

$$c_y = 40 \text{ cm}$$

$$n = \frac{1,360 \text{ MN}}{0,50 \text{ m} * 0,40 \text{ m}} = 6,8$$

$$m = \frac{0,516 \text{ MNm}}{(0,50 \text{ m})^2 * 0,40 \text{ m}} = 5,16$$

$$\gamma = \frac{50 \text{ cm} - 6 \text{ cm}}{50 \text{ cm}} = 0,88$$

$$\rho = 0,03$$

$$As_t = \rho * b_x * b_y = 0,03 * 50 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 60 \text{ cm}^2$$

$$\frac{As_t}{2} = \frac{60 \text{ cm}^2}{2} = 30 \text{ cm}^2$$

Adoptamos 8 Ø 25 (39,27 cm²). Estribos Ø 8.

Separación estribos:

$$12 * \phi_{ppal} = 12 * 2,5 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$48 * \phi_{est} = 48 * 0,8 \text{ cm} = 38 \text{ cm}$$

lado menor = 45 cm

Se adopta 38 cm

14. Verificación de deslizamiento

ϕ = Ángulo de fricción interna

γ = Coeficiente de seguridad

ϕ = Limo uniforme compacto = 30°

$\mu = \text{Tang}(\phi) = \text{Tang } 30^\circ = 0,57$

$Fr = Pu * \mu = 1360 \text{ KN} * 0,57 = 785 \text{ KN}$

$Fr \geq \gamma * Tu = 2 * 382 \text{ KN} = 764 \text{ KN}$

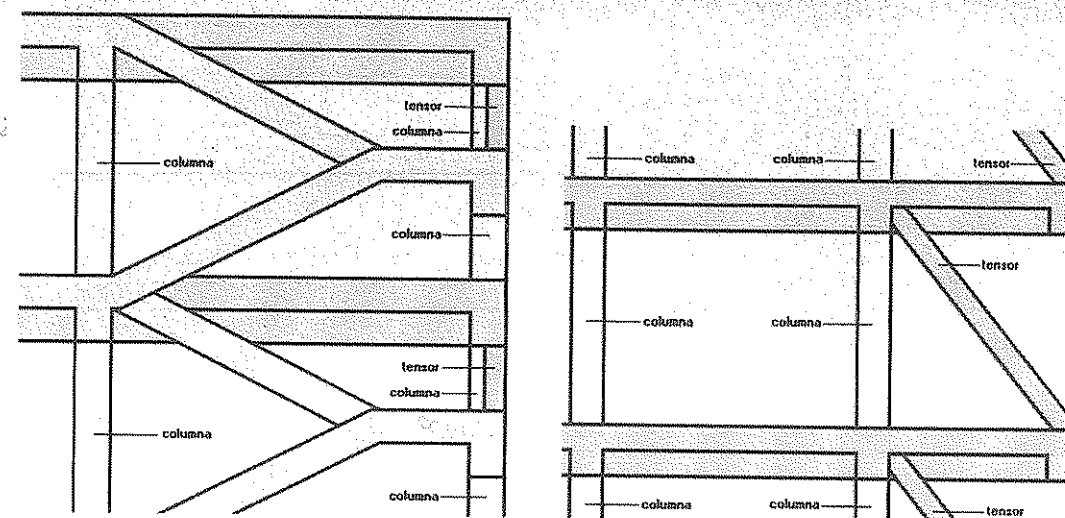
$Fr = 785 \text{ KN} > \gamma * Tu = 764 \text{ KN}$

Verifica

Capítulo 8

TENSORES DE HORMIGÓN ARMADO

Se denomina tensor a un elemento estructural cuyo comportamiento está dominado por las solicitaciones de tracción que actúan sobre sí. Como ya dijimos, el hormigón es ineficiente para resistir fuerzas de tracción, por lo cual, en el caso de los tensores de hormigón armado, el acero es el responsable exclusivo de resistir las solicitaciones. El hormigón cumple la función de recubrir el acero y protegerlo contra la corrosión. La necesidad de utilizar tensores usualmente proviene de requerimientos arquitectónicos, como en el caso de niveles intermedios de escaleras que cuelgan de las vigas del nivel superior, o voladizos importantes que se sustentan en nudos del piso superior.



Otros tipos de tensores son los utilizados para arriostrar bases medianeras, ya comentado en capítulo de bases. En este caso, los tensores se ubican bajo tierra, entonces la función principal del hormigón es la de proteger al hierro de los agentes agresivos que se encuentran en el terreno. Se debe evitar la fisuración con mayor margen de seguridad.

Criterios de análisis, diseño y construcción de tensores

Hay cuidados especiales que deben tomarse en consideración durante el análisis, el diseño y la construcción de estructuras que incluyan tensores.

Durante el análisis estructural, solamente debe considerarse el área del acero A_s y el módulo de elasticidad del acero E_s , como propiedades del tensor. Debe ignorarse la colaboración del hormigón, ya que bajo pequeñas cargas de tracción se fisura.

Durante el diseño solamente debe considerarse la capacidad resistente del acero en los tensores, lo que significa que la capacidad a tensión está definida por la siguiente expresión:

$$T_u = \phi * A_s * F_y$$

Donde:

T_u : carga axial última de tracción del tensor

A_s : sección de acero del tensor

F_y : esfuerzo de fluencia del acero

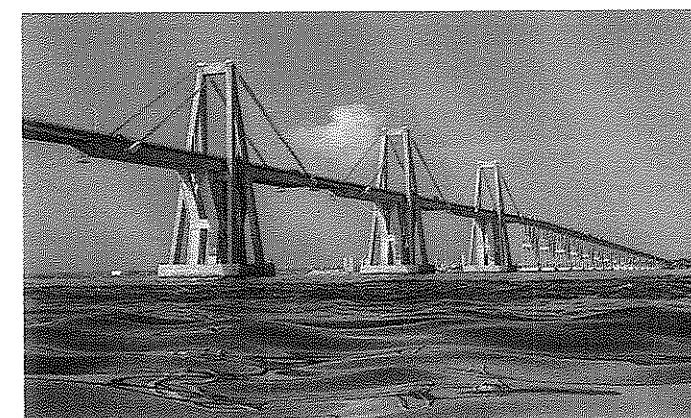
ϕ : factor de reducción de capacidad (0,90 para elementos sometidos a tracción).

Las varillas de acero del tensor deben ser ancladas adecuadamente en los elementos de sustento y en los elementos sustentados, de modo que el acero pueda alcanzar la fluencia sin desgarrarse por falla de adherencia con el hormigón.

Capítulo 9

HORMIGÓN PRETENSADO

El hormigón pretensado ya no es una novedad, su utilización en la construcción de puentes, en vigas de grandes luces, en recipientes sujetos a presión interna y en multitud de elementos prefabricados es algo usual, tanto por la economía que se logra, como por un mejor comportamiento respecto al hormigón tradicional



ASPECTOS BÁSICOS

En términos convencionales pretensar una estructura o un elemento estructural es introducirle esfuerzos previos a su puesta en servicio, con el propósito de contrarrestar aquellos que serán ocasionados por la aplicación de las cargas que actuarán cuando ella entre en servicio.

En otras palabras, es la aplicación de esfuerzos previos de compresión que compensarán a los de tracción que actuarán en la vida útil del elemento.

El hormigón se caracteriza por tener esfuerzos resistentes muy disímiles en tracción (reducidos y asumidos como nulos en la mayor parte de las estructuras) y compresión (elevados) y, es, por lo tanto, un material ideal, para ser pretensado. La idea básica es aplicar pre esfuerzos de compresión donde aparecerán los de tracción. Se logra proveer al hormigón, artificialmente, la capacidad para resistir aquellos esfuerzos que no son propios de su naturaleza resistente. De allí el origen y la justificación teórica de la idea del hormigón pretensado.

Se puede pensar en varias maneras de pretensar elementos de hormigón. Una manera elemental de aplicación práctica muy infrecuente es colocar el elemento entre dos contrafuertes y apretarlo con gatos que reaccionan contra los contrafuertes. En la práctica actual el procedimiento casi universal es estirar los alambres, barras o torones de acero, llamados genéricamente tendones y anclarlos al hormigón: cuando estos tendones tratan de regresar a su longitud inicial el hormigón resiste, impidiéndolo, y es consecuentemente pretensado.

Existen dos modos de proceder para anclar los tendones. El primer llamado **pretesado** y empleado generalmente en la pre fabricación de elementos de hormigón pretensado consiste en estirar primero los tendones y anclarlos en contrafuertes, el hormigón se llena luego envolviendo estos tendones y cuando adquiere la resistencia debida, el anclaje se transfiere de los contractuales del hormigón.

El anclaje es en este caso por adherencia entre los tendones y el hormigón y, por ello, para asegurar el anclaje, los tendones deben ser alambres o torones individuales. El segundo modo empleado generalmente en la construcción in-situ y llamado **postesado** consiste en construir primero el elemento de hormigón dejándole ductos donde están colocados o se colocan (posteriormente el llenado del hormigón) los tendones, cuando el hormigón ha adquirido la resistencia debida los tendones son estirados y anclados con sistemas mecánicos.

Cuñas o tuercas, por ejemplo, contra los extremos del elemento de hormigón. Los tendones en este caso pueden ser grupos de alambres o de torones o barras, y el ducto se rellena con hormigón líquido-grout o lechada de cemento, con propiedades expansivas para proteger al tendón y asegurar la adherencia acero-hormigón a lo largo de todo el recorrido del tendón en el elemento.

La aplicación práctica de la idea de pretensar el hormigón requiere, para ser entendida, de una breve historia. Desde fines del siglo pasado muchos ingenieros que tenían que ser entonces no solo simultáneamente proyectistas y constructores, sino también investigadores e inventores trataron de pretensar elementos de hormigón, generalmente vigas.

El procedimiento usual consistía en proveer a una barra de acero dulce con roscas en los extremos y luego estirar la barra ajustándola contra el hormigón mediante tuercas. El procedimiento funcionaba inicialmente, pero con el tiempo, sin que los ingenieros supieran la razón, se perdían el pretesado y los efectos deseados se desvanecían.

En resumen, para poner en práctica la idea del hormigón pretensado es indispensable la utilización tanto de hormigón como de acero de altas resistencias. Existen además otros aspectos que se suman a esta demanda. De un lado, en hormigón postesado los tendones pretensores deben ser anclados contra el hormigón mediante dispositivos mecánicos. Para reducir el tamaño de estos dispositivos a dimensiones prácticas y económicas es necesario que transmitan esfuerzos locales elevados al hormigón y, por lo tanto, este deberá ser de la mayor resistencia posible.

Todos estos hechos conducen a afirmar que la eficiencia del hormigón pretesado está ligada a la calidad o la resistencia de los materiales empleados. Usando los materiales debidos la pérdida de pretesado la diferencia entre la fuerza que se aplica inicialmente y la que es permanente es del orden del 15% para tendones postesados y de 20% para el caso de los alambres o cables postesados. Más aún, como los aumentos del precio de los materiales varían en proporción inferior al aumento de su calidad no solamente se mejora la eficiencia del hormigón pretensado con mejores materiales, sino que también se reduce su costo relativo.

VENTAJAS DEL HORMIGÓN PRETENSADO:

- Brinda un mejor comportamiento bajo cargas de servicio.
- Los elementos pretensados logran ser eficientes y esbeltos utilizando menos material que otros procesos constructivos.
- Su producción en serie, al ser industrializados, brinda mayor ajuste en tiempo.
- Cuando se usa adecuadamente y en los elementos que corresponde, se consigue disminuir los costos de la obra.
- Menor peso propio: lo cual se traduce en una disminución de cargas muy importante en toda la estructura. Se llega a las fundaciones con una notable disminución de carga.
- Permite mayores luces sin apoyos: permite grandes espacios sin columnas molestas.
- Ante cualquier deformación excesiva, la estructura vuelve a su forma original.
- Menor fisuración: Se debe por trabajar toda la pieza a compresión. En el hormigón armado tradicional, la fisuración aparece siempre ya que la parte traccionada no resiste y se fisura.
- Mayor durabilidad: Es consecuencia de la menor fisuración, con lo que se logra menor corrosión y oxidación.
- Apta para tensores: Al tener ya una compresión, cuando agrego tracción, lo que estoy haciendo es reducir la compresión, entonces el hormigón podría actuar como protector del acero por no tener fisuras.
- Mayor ahorro de hormigón: ya que toda su sección transversal está colaborando. En el hormigón armado tradicional, el hormigón en la zona traccionada no colabora.
- Economía en acero: como deben utilizarse aceros de alta resistencia, los mismos tienen un costo del doble que el acero común, pero con un límite elástico 5 a 7 veces mayor.
- Buena resistencia a la fatiga: la fatiga se produce por los esfuerzos alternados entre compresión y tracción.
- Es un hormigón probado, ya que la máxima tensión la alcanza al tesar los cables.
- Mejores condiciones estéticas en cielorrasos, debido a que las losas postesadas permiten la ausencia de vigas entre columnas, a diferencia de las losas clásicas de hormigón armado.
- Ahorro de mano de obra en colocación de armaduras: gracias a que las losas postesadas no cuentan con demasiada armadura convencional.
- Ahorro de mano de obra en armado de encofrados: por tener menor cantidad de vigas.
- Mayor velocidad de construcción: debido a las propiedades del postesado, una vez tesados los cables y anclados en el hormigón, la losa ya está lista para resistir el peso del encofrado y armado de la siguiente losa reduciendo así notablemente los tiempos de armado y vaciado de losas en el cronograma general de la obra.

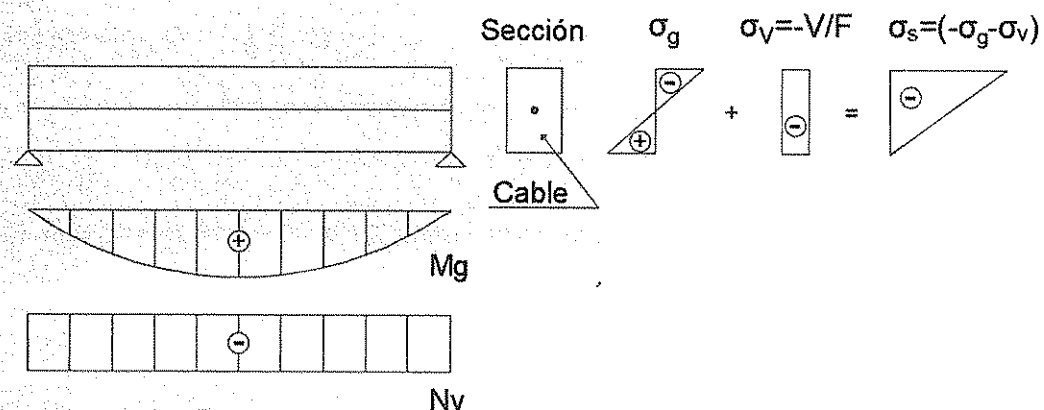
- Integridad estructural superior proporcionada por la continuidad de la losa y cables, lo que resulta en un muy buen desempeño sísmico.
 - Mayor firmeza, durabilidad y resistencia al fuego.
- Mejor distribución de conductos de aire acondicionado y otros ductos por existir menor cantidad de vigas.

DESVENTAJAS DEL HORMIGÓN PRETENSADO

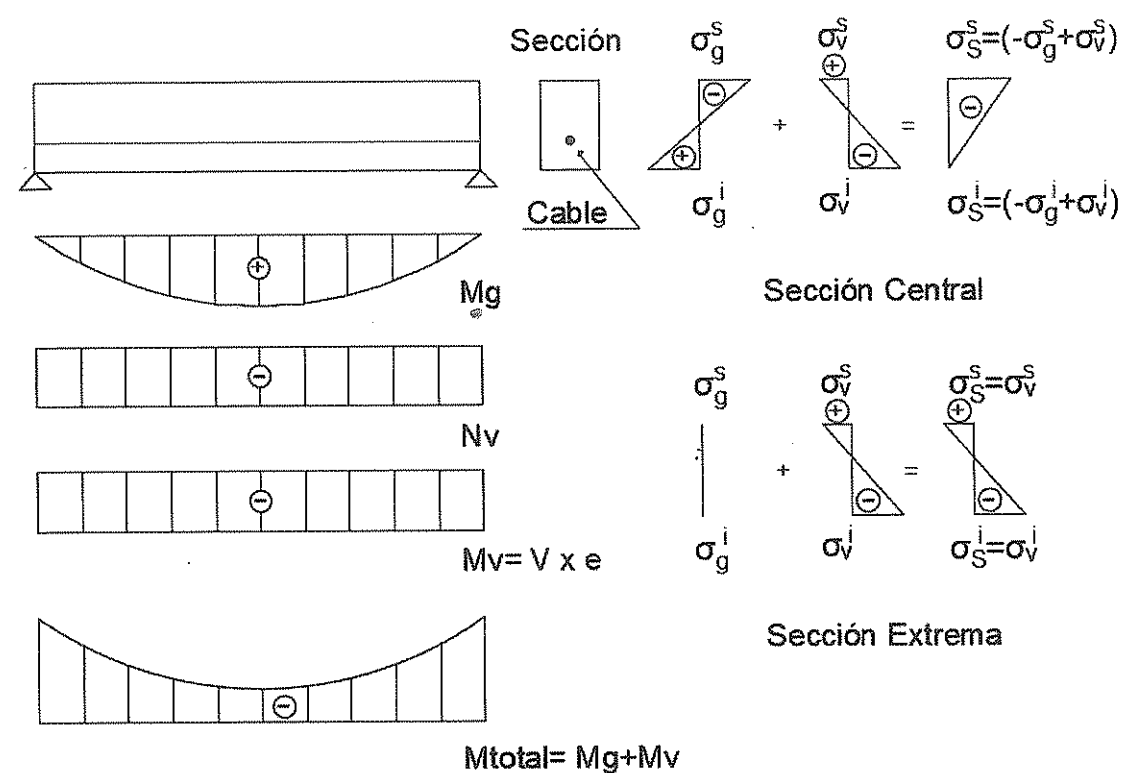
- Requiere una inversión inicial.
 - El diseño de los elementos estructurales es más complejo y especializado.
 - Es necesario contar con operarios especializados, tanto para la construcción de los elementos postesados como el montaje de los elementos pretensados.
- Si no se emplea adecuadamente y en los elementos que corresponde, se pueden incrementar los costos de la obra

ESTADO DE TENSIONES

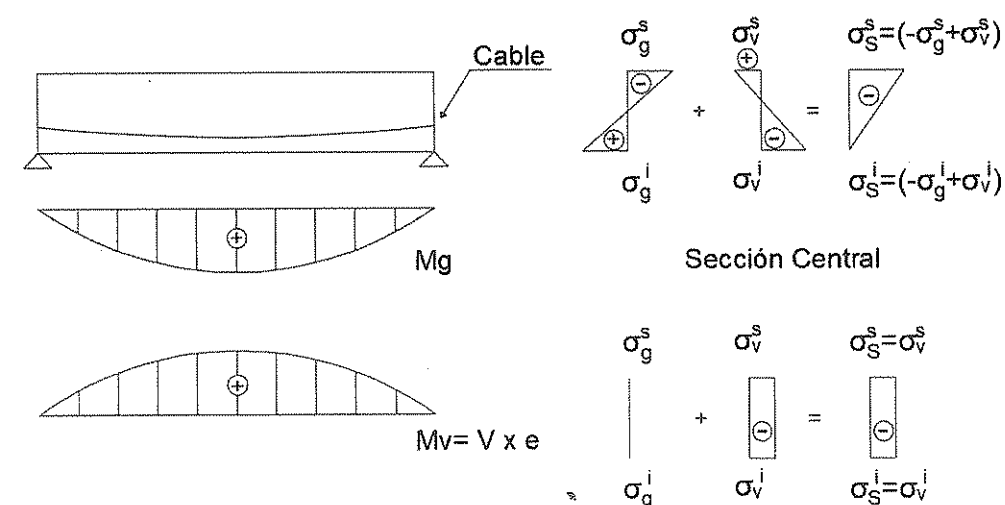
1) Si se aplica una fuerza de compresión en el baricentro de la sección



2) Si bien se logra quitar la tracción en las fibras inferiores, se genera un aumento de compresión importante en la fibra superior, así que para mejorar el sistema se pensó en colocar el cable por debajo del eje neutro, con lo cual la tensión de compresión en la fibra superior puede ser de tracción si el cable fue colocado fuera del núcleo central, o puede ser de compresión cuando el cable se colocó dentro de núcleo central

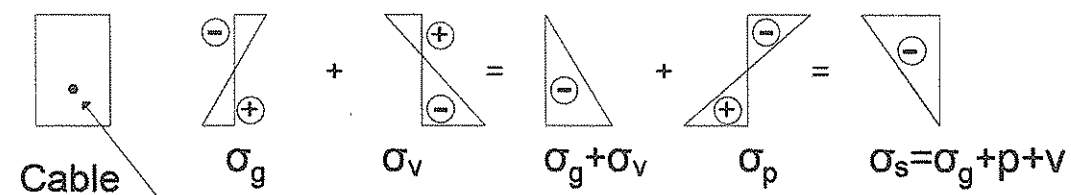


3) El inconveniente que surge en el criterio del punto 2) es que, en los extremos del elemento estructural, donde los momentos debido a cargas gravitatorias son aproximadamente "0" (considerando isostáticos), se les está agregando un momento debido al pretensado. Buscando la solución a este problema se llega a la conclusión que lo mejor es colocar el cable de modo tal que produzca un diagrama de momentos contrario al generado por las cargas. Entonces para vigas o losas isostáticas esa forma es un funicular (casi parábola de segundo grado). Para lograrlo la posición del cable se ubica con la forma de momentos buscada.



4) Hasta aquí hemos considerado la sobrecarga como si actuara conjuntamente con el peso propio. Pero veamos cómo se producen los diagramas en realidad al ir apareciendo las cargas.

Sección



Con esto observamos, que luego de la puesta en servicio del elemento pretensado las tensiones son todas de compresión (en caso de pretensado total). Obteniendo todas las ventajas ya comentadas.

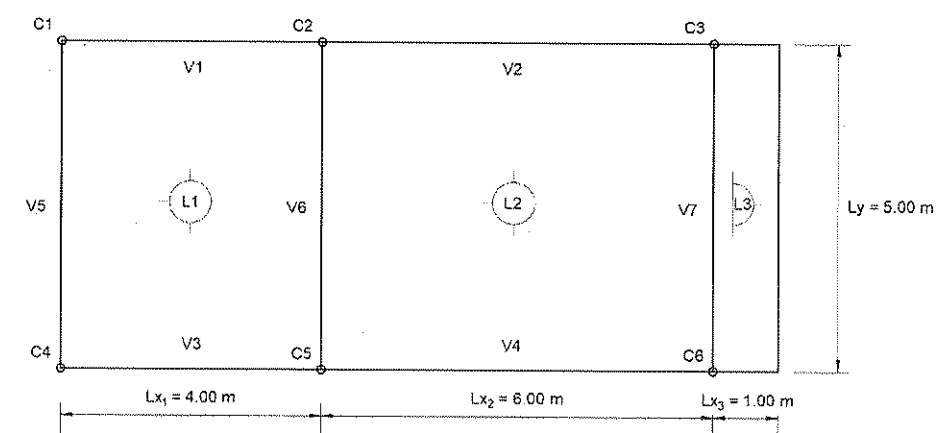
Capítulo 10

EJEMPLO INTEGRADOR

En este capítulo, se tratará de plasmar todos los conocimientos adquiridos en capítulos anteriores en busca de poner en práctica todos los principios de diseño de elementos estructurales, tales como: Sistema de losas, vigas, columnas y bases.

EJEMPLO

A partir de una estructura aporticada de hormigón armado, se debe dimensionar una losa de entrepiso, de la misma manera una columna, una viga y una base para el conjunto estructural. A continuación, se presenta el esquema de la situación mencionada en la figura siguiente:



ESQUEMA ESTRUCTURAL DEL EJEMPLO INTEGRADOR

DIMENSIONADO DE LOSAS

Datos

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$D = 7 \text{ KN/m}^2$$

$$L = 3 \text{ KN/m}^2$$

Altura de columnas, de nivel terreno a nivel superior de losa = 3,50m

1. Dirección del armado

$$\text{Losa 1} = \frac{L_{\text{menor}}}{L_{\text{mayor}}} = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4 \text{ m}}{5 \text{ m}} = 0,80 \geq 0,5 \quad \text{Es losa cruzada}$$

$$\text{Losa 2} = \frac{L_{\text{menor}}}{L_{\text{mayor}}} = \frac{L_y}{L_x} = \frac{5 \text{ m}}{6 \text{ m}} = 0,83 \geq 0,5 \quad \text{Es losa cruzada}$$

Losa 3 unidireccional en voladizo

2. Dirección del armado

Entre L1 y L2

$$\frac{L_{x_1} (\text{luz menor})}{L_{x_2} (\text{luz mayor})} = \frac{4 \text{ m}}{6 \text{ m}} = 0,67 \geq 0,5$$

Por lo tanto, ambas losas se las consideras continuas.

Entre L2 y L3

L3 está empotrada en L2, L2 está articulada en borde aldaño a L3.

3. Predimensionado

Losa L1

$$d_1 = \frac{L_{\text{menor}}}{55} = \frac{400 \text{ cm}}{55} = 7,2 \text{ cm}$$

$$h_1 = d_1 + r = 7,2 \text{ cm} + 1,5 \text{ cm} = 8,7 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{500 \text{ cm}}{55} = 9,1 \text{ cm}$$

$$h_2 = d_2 + r = 9,1 \text{ cm} + 1,5 \text{ cm} = 10,6 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{100 \text{ cm}}{12} = 8,3 \text{ cm}$$

$$h_3 = d_3 + r = 8,3 \text{ cm} + 1,5 \text{ cm} = 9,8 \text{ cm}$$

Adoptamos una altura única para todas las losas $h = 11 \text{ cm}$. Cumple con $h_{\text{mín}} = 9 \text{ cm}$

$$d = h - r = 11 \text{ cm} - 1,5 \text{ cm} = 9,5 \text{ cm}$$

4. Análisis de cargas

Para este ejemplo las cargas vienen dadas como datos.

5. Cálculo de carga última

$$q_u = 1,4 * D = 1,4 * 7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 9,8 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_u = 1,2 * D + 1,6 * L = 1,2 * 7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} + 1,6 * 3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 13,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad \text{Adoptada}$$

Para realizar el análisis tomamos una faja de 1 metro.

$$q_u = 13,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m} = 13,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

6. Cálculo de las solicitaciones

6.1 Cálculo de momentos

Losa 1



$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4 \text{ m}}{5 \text{ m}} = 0,8$$

Coefficientes obtenidos según tabla #2.4.2

$$CM_{ex} = 0,1008$$

$$CM_x = 0,0428$$

$$CM_y = 0,0187$$

$$CR_{ey} = 0,591$$

$$CR_x = 0,165$$

$$CR_y = 0,329$$

$$M_{ex} = CM_{ex} * q_u * L_{\text{menor}}^2 = 0,1008 * 13,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * (4 \text{ m})^2 = 21,29 \text{ KNm}$$

Se sabe que el momento en el apoyo es negativo, pero solo es una convención, por lo cual no es necesario colocar el signo en esta instancia.

$$M_x = CM_x * q_u * L_{\text{menor}}^2 = 0,0428 * 13,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * (4 \text{ m})^2 = 9,09 \text{ KNm}$$

$$M_y = CM_y * q_u * L_{\text{menor}}^2 = 0,0187 * 13,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * (4 \text{ m})^2 = 3,95 \text{ KNm}$$

Las reacciones se calculan siempre por separado, las provenientes de cargas D y las de cargas L . Solo se utilizan cargas últimas para los dimensionados de los elementos estructurales, no para transmitir cargas de un elemento a otro (reacciones)

$$Ry_D(\text{izquierda}) = \frac{CR_y * D * L_{menor}^2}{L_y} = \frac{0,329 * 7 \frac{KN}{m^2} * (4 m)^2}{5 m} = 7,37 KN/m$$

$$Rx_D(\text{arriba}) = \frac{CR_x * D * L_{menor}^2}{L_x} = \frac{0,165 * 7 \frac{KN}{m^2} * (4 m)^2}{4 m} = 4,62 KN/m$$

$$Rey_D(\text{derecha}) = \frac{CR_y * D * L_{menor}^2}{L_y} = \frac{0,591 * 7 \frac{KN}{m^2} * (4 m)^2}{5 m} = 13,24 KN/m$$

$$Rx_D(\text{abajo}) = \frac{CR_x * D * L_{menor}^2}{L_x} = \frac{0,165 * 7 \frac{KN}{m^2} * (4 m)^2}{4 m} = 4,62 KN/m$$

$$Ry_L(\text{izquierda}) = \frac{CR_y * L * L_{menor}^2}{L_y} = \frac{0,329 * 3 \frac{KN}{m^2} * (4 m)^2}{5 m} = 3,16 KN/m$$

$$Rx_L(\text{arriba}) = \frac{CR_x * L * L_{menor}^2}{L_x} = \frac{0,165 * 3 \frac{KN}{m^2} * (4 m)^2}{4 m} = 1,98 KN/m$$

$$Rey_L(\text{derecha}) = \frac{CR_y * L * L_{menor}^2}{L_y} = \frac{0,591 * 3 \frac{KN}{m^2} * (4 m)^2}{5 m} = 5,67 KN/m$$

$$Rx_L(\text{abajo}) = \frac{CR_x * L * L_{menor}^2}{L_x} = \frac{0,165 * 3 \frac{KN}{m^2} * (4 m)^2}{4 m} = 1,98 KN/m$$

Losa 2



$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{6 m}{5 m} = 1,2$$

Coefficientes obtenidos según tabla #2.4.2

Si no obtengo el valor exacto de Lx/Ly , ingreso al valor inmediato superior y al inferior tomando de los dos renglones el coeficiente mayor.

$$CM_{ex} = 0,1011$$

$$CM_x = 0,0328$$

$$CM_y = 0,0423$$

$$CR_x = 0,263$$

$$CR_{ey} = 0,471$$

$$CR_y = 0,253$$

$$M_{ex} = CM_{ex} * qu * L_{menor}^2 = 0,1011 * 13,2 \frac{KN}{m} * (5 m)^2 = 33,36 KNm$$

$$M_x = CM_x * qu * L_{menor}^2 = 0,0328 * 13,2 \frac{KN}{m} * (5 m)^2 = 10,83 KNm$$

$$M_y = CM_y * qu * L_{menor}^2 = 0,0423 * 13,2 \frac{KN}{m} * (5 m)^2 = 13,96 KNm$$

$$Ry_D(\text{derecha}) = \frac{CR_y * D * L_{menor}^2}{L_y} = \frac{0,253 * 7 \frac{KN}{m^2} * (5 m)^2}{5 m} = 8,86 KN/m$$

$$Rx_D(\text{arriba y abajo}) = \frac{CR_x * D * L_{menor}^2}{L_x} = \frac{0,263 * 7 \frac{KN}{m^2} * (5 m)^2}{6 m} = 7,67 KN/m$$

$$Rey_D(\text{izquierda}) = \frac{CR_y * D * L_{menor}^2}{L_y} = \frac{0,471 * 7 \frac{KN}{m^2} * (5 m)^2}{5 m} = 16,49 KN/m$$

$$Ry_L(\text{derecha}) = \frac{CR_y * L * L_{menor}^2}{L_y} = \frac{0,253 * 3 \frac{KN}{m^2} * (5 m)^2}{5 m} = 3,80 KN/m$$

$$Rx_L(\text{arriba y abajo}) = \frac{CR_x * L * L_{menor}^2}{L_x} = \frac{0,263 * 3 \frac{KN}{m^2} * (5 m)^2}{6 m} = 3,29 KN/m$$

$$Rey_L(\text{izquierda}) = \frac{CR_{ey} * L * L_{menor}^2}{L_y} = \frac{0,471 * 3 \frac{KN}{m^2} * (5 m)^2}{5 m} = 7,07 KN/m$$

Losa 3

$$M_{ap3} = \frac{qu * l^2}{2} = \frac{13,2 \frac{KN}{m} * (1 m)^2}{2} = 6,6 KNm$$

Este momento es tanto el momento del apoyo 2-3, como el que determina la armadura principal del voladizo.

Reacciones:

$$Rey_D = D * l = 7 \frac{KN}{m^2} * 1 m = 7 KN/m$$

$$Rey_L = L * l = 3 \frac{KN}{m^2} * 1 m = 3 KN/m$$

6.2. Compatibilización de los momentos de empotramiento (negativos) en los apoyos L1 y L2

$$coc = \frac{M_{menor}}{M_{mayor}} = \frac{M_{ex1}}{M_{ex2}} = \frac{21,29 \frac{KN}{m^2}}{33,36 \frac{KN}{m^2}} = 0,64$$

Corresponde al caso 2

$$M_{Ap12} = \frac{M_{A1} + M_{A2}}{2} = \frac{M_{ex1} + M_{ex2}}{2} = \frac{21,29 KNm + 33,36 KNm}{2} = 27,32 KNm$$

Momento apoyo 1-2 = 27,32 KNm

En el caso 2 se modifican los momentos en los tramos, el tramo en "x" de losa 1 lo mantenemos, y el tramo "x" de la losa 2 aumenta.

$$\frac{1}{2}\Delta M_A = \frac{1}{2}(33,36 \text{ KNm} - 21,29 \text{ KNm}) = 6,03 \text{ KNm}$$

$$M_{TF1} = M_{TI1} = 9,04 \text{ KNm (Losa 1)}$$

$$M_{TF2} = M_{TI2} + \frac{1}{2}\Delta M_A = 10,84 \text{ KNm} + 6,03 \text{ KNm}$$

$$M_{TF2} = 16,87 \text{ KNm (Losa 2)}$$

7. Momentos nominales

$$M_n = M_u / 0,9$$

$$M_{nX1} = \frac{M_{TF1}}{0,9} = \frac{9,04 \text{ KNm}}{0,9} = 10,04 \text{ KNm}$$

$$M_{nY1} = \frac{M_{Y1}}{0,9} = \frac{3,95 \text{ KNm}}{0,9} = 4,39 \text{ KNm}$$

$$M_{nX2} = \frac{M_{TF2}}{0,9} = \frac{16,87 \text{ KNm}}{0,9} = 18,74 \text{ KNm}$$

$$M_{nY2} = \frac{M_{Y2}}{0,9} = \frac{13,96 \text{ KNm}}{0,9} = 15,51 \text{ KNm}$$

$$M_{nAP12} = \frac{M_{AF}}{0,9} = \frac{27,32 \text{ KNm}}{0,9} = 30,36 \text{ KNm}$$

$$M_{nAP23} = \frac{M_{AP23}}{0,9} = \frac{6,60 \text{ KNm}}{0,9} = 7,33 \text{ KNm}$$

8. Momentos nominales reducidos

$$m_n = \frac{M_n}{0,85 * f'c * bw * d^2}$$

Para losa 1 y para la losa 2, la dirección principal es en "x" por poseer mayor momento que en la dirección "y", por lo tanto $dx = 0,095$ y $dy = 0,085$ m. Este descuento solo se hace en losas cruzadas para la dirección de menor momento. En apoyos no se hace ningún descuento de altura, ya que la armadura a colocar es en una sola dirección.

$$m_{nX1} = \frac{M_{nX1}}{0,85 * f'c * bw * dx^2} = \frac{10,04 \text{ KNm}}{0,85 * 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * (0,095\text{m})^2} = 0,052$$

$$m_{nY1} = \frac{M_{nY1}}{0,85 * f'c * bw * dy^2} = \frac{4,39 \text{ KNm}}{0,85 * 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * (0,085\text{m})^2} = 0,029$$

$$m_{nX2} = \frac{M_{nX2}}{0,85 * f'c * bw * dx^2} = \frac{18,74 \text{ KNm}}{0,85 * 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * (0,095\text{m})^2} = 0,098$$

$$m_{nY2} = \frac{M_{nY2}}{0,85 * f'c * bw * dy^2} = \frac{15,51 \text{ KNm}}{0,85 * 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * (0,085\text{m})^2} = 0,101$$

$$m_{nAP12} = \frac{M_{nAP12}}{0,85 * f'c * bw * d^2} = \frac{30,36 \text{ KNm}}{0,85 * 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * (0,095\text{m})^2} = 0,158$$

$$m_{nAP23} = \frac{M_{nAP23}}{0,85 * f'c * bw * d^2} = \frac{7,33 \text{ KNm}}{0,85 * 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * (0,095\text{m})^2} = 0,038$$

9. Cálculo de cuantías mecánica

$$ka_{min} = 0,066 \text{ (surgen de la tabla auxiliar \#2.9)}$$

$$ka_{max} = 0,319 \text{ (surgen de la tabla auxiliar \#2.9)}$$

$$m_{nX1} = 0,052 \quad ka_{X1} = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_{nX1}} = 0,053 \quad ka1 = 0,053 * 1,33 = 0,070 > ka_{min} \text{ ADOPTO } ka_{min} = 0,066$$

$$m_{nY1} = 0,029 \quad ka_{Y1} = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_{nY1}} = 0,029 \quad ka1 = 0,029 * 1,33 = 0,039 < ka_{min} \text{ ADOPTO } ka1 = 0,039$$

$$m_{nX2} = 0,098 \quad ka_{X2} = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_{nX2}} = 0,103$$

$$m_{nY2} = 0,101 \quad ka_{Y2} = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_{nY2}} = 0,107$$

$$m_{nAP12} = 0,158 \quad ka_{AP12} = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_{nAP12}} = 0,173$$

$$m_{nAP23} = 0,038 \quad ka_{AP23} = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_{nAP23}} = 0,039 \quad ka1 = 0,039 * 1,33 = 0,052 < ka_{min} \text{ ADOPTO } ka1 = 0,053$$

En el apoyo 23 se controla cuantías mínimas por el hecho de ser la armadura principal del voladizo. En los casos de apoyos entre dos losas continuas, no es necesario cumplir con cuantía mínima.

10. Cálculo de armaduras

$$As = Ka * bw * d * 0,85 * (f'c/fy)$$

$$As_{X1} = Ka_{X1} * bw * d * 0,85 * (f'c/fy) = 0,066 * 100\text{cm} * 9,5\text{cm} * 0,85 * (25\text{Mpa}/420\text{Mpa}) = 3,17\text{cm}^2$$

$$As_{Y1} = Ka_{Y1} * bw * d * 0,85 * (f'c/fy) = 0,039 * 100\text{cm} * 8,5\text{cm} * 0,85 * (25\text{Mpa}/420\text{Mpa}) = 1,70\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{bw * d} = \frac{1,70 \text{ cm}^2}{100\text{cm} * 8,5\text{cm}} = 0,0020 > 0,0018 \text{ verifica}$$

Se realiza la verificación de $\emptyset$ por haber utilizado el $Ka1$ para el dimensionado

$$As_{X2} = Ka_{X2} * bw * d * 0,85 * (f'c/fy) = 0,103 * 100\text{cm} * 9,5\text{cm} * 0,85 * (25\text{Mpa}/420\text{Mpa}) = 5,00 \text{ cm}^2$$

$$As_{Y2} = Ka_{Y2} * bw * d * 0,85 * (f'c/fy) = 0,107 * 100\text{cm} * 8,5\text{cm} * 0,85 * (25\text{Mpa}/420\text{Mpa}) = 4,70 \text{ cm}^2$$

$$As_{apoyo12} = Ka_{apoyo12} * bw * d * 0,85 * (f'c/fy) = 0,173 * 100\text{cm} * 9,5\text{cm} * 0,85 * (25\text{Mpa}/420\text{Mpa}) = 8,13\text{cm}^2$$

$$As_{apoyo23} = Ka_{apoyo23} * bw * d * 0,85 * (f'c/fy) = 0,053 * 100\text{cm} * 9,5\text{cm} * 0,85 * (25\text{Mpa}/420\text{Mpa}) = 2,54\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{bw * d} = \frac{2,54 \text{ cm}^2}{100\text{cm} * 9,5\text{cm}} = 0,0026 > 0,0018 \text{ Verifica}$$

De tabla de secciones de armadura en cm^2/metro de ancho, tabla #2.5

$$As_{X1} = \text{adopto } \emptyset 8 \text{ c}/15 \text{ Asreal} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$As_{Y1} = \text{adopto } \emptyset 8 \text{ c}/20 \text{ Asreal} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$As_{X2} = \text{adopto } \emptyset 8 \text{ c}/9 \text{ Asreal} = 5,59 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$As_{Y2} = \text{adopto } \emptyset 8 \text{ c}/10 \text{ Asreal} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$As_{apoyo12} = \text{Por ser apoyo, resto las armaduras que llegan de las losas contiguas}$$

Armadura adicional:

En apoyos comunes de losas continuas se levanta, en general, la mitad de la armadura que llega desde los tramos.

$$As_{adic. Apoyo} = As_{necesaria} - Ast1 / 2 - Ast2 / 2$$

En nuestro caso:

$$As_{adicional12} = As_{apoyo12} - As_{x1real} / 2 - As_{x2real} / 2$$

$$As_{adicional12} = 8,13 \text{ cm}^2 - 3,35 \text{ cm}^2 / 2 - 5,59 \text{ cm}^2 / 2 = 3,66 \text{ cm}^2$$

Colocamos como armadura adicional en el apoyo 1-2 : $\emptyset 8 \text{ c}/13 \text{ As}_{real} = 3,87 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$$As_{apoyo23} = \text{adopto } \emptyset 8 \text{ c}/19 \text{ As}_{real} = 2,65 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Este apoyo es voladizo, por lo cual no descontamos armaduras levantadas de losa continua.

11. Verificación de separación

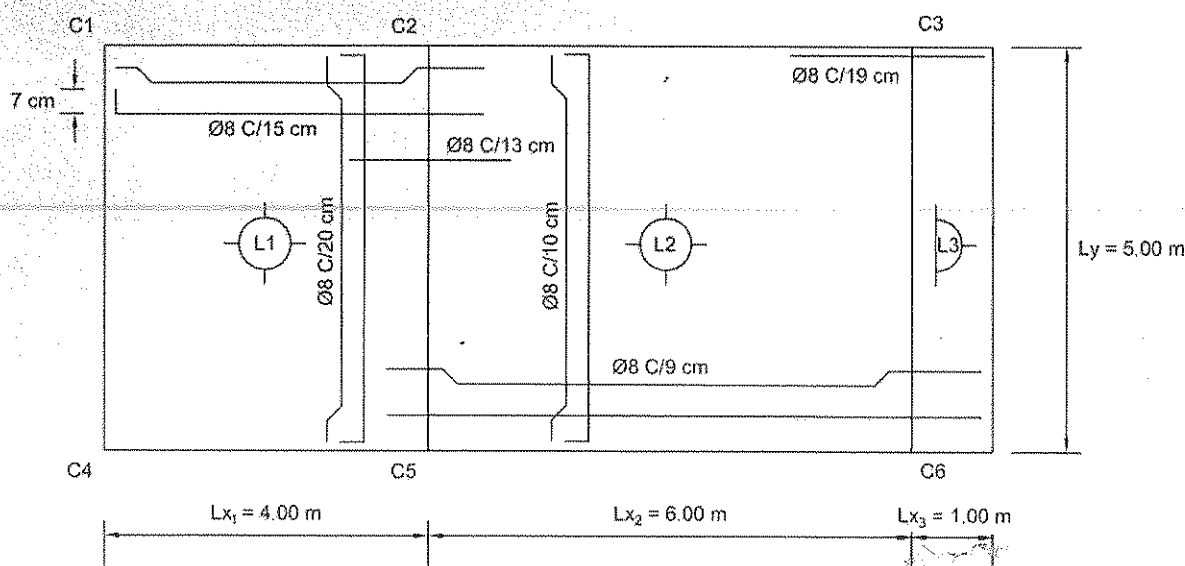
Separación máxima reglamentaria $\rightarrow$

$$\leq 2,5 * h = 2,5 * 11 \text{ cm} = 27,5 \text{ cm}$$

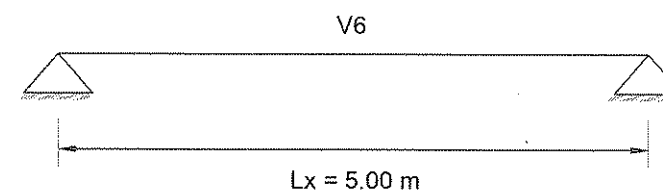
$$\leq 25 * d_{barra} = 25 * 0,8 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

$$\leq 30 \text{ cm}$$

Todas las armaduras cumplen con la separación máxima.



DIMENSIONADO DE VIGA 6



Datos

$$L_{viga} = 5 \text{ m}$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

Muro apoyado en viga:

Altura: 3 m

Espesor: 15 cm

Ladrillo macizo y mortero de cemento

Peso específico = 17 KN/m³ (surge de tabla #2.8)

1. Predimensionado

$$h = \frac{L_{viga}}{10} = \frac{500 \text{ cm}}{10} = 50 \text{ cm} \text{ Adoptamos } h = 50 \text{ cm}$$

$$d = h - r = 50 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 47 \text{ cm}$$

$$bw = \frac{h}{3} = \frac{50 \text{ cm}}{3} = 16,7 \text{ cm adopto } bw = 18 \text{ cm} \geq 12 \text{ cm Verifica}$$

2. Cálculo de carga última

$$\text{Peso propio de viga: } q_D^{pp} = 0,18 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 2,16 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{Mampostería Planta alta: } q_D^{pa} = 0,15 \text{ m} * 3 \text{ m} * 17 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 8,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{Descarga losa (D): } q_D^{losa} = Rey_{D1} + Rey_{D2} = 13,24 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 16,49 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 29,73 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_D^{viga} = q_D^{pp} + q_D^{mamp} + q_D^{losas} = 2,16 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 8,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 29,73 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 39,9 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{Descarga losa (L): } q_L^{losa} = Rey_{L1} + Rey_{L2} = 5,67 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 7,07 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 12,74 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_L^{viga} = q_L^{losa} = 12,74 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Combinaciones según CIRSOC:

$$q_u^{viga} = 1,4 * q_D^{viga} = 1,4 * 39,9 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 55,9 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_u^{viga} = 1,2 * q_D^{viga} + 1,6 * q_L^{viga} = 1,2 * 39,9 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 1,6 * 12,74 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 68,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_u^{viga} = 68,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \text{ Adoptada}$$

3. Cálculo de solicitaciones

$$M_u = \frac{q_u^{viga} * L^2}{8} = \frac{68,3 \frac{KN}{m} * (5 m)^2}{8} = 214 KNm$$

4. Dimensionado a flexión

4.1 Cálculo del momento nominal

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{214 KNm}{0,9} = 238 KNm$$

4.2 Cálculo de momento nominal reducido

$$m_n = \frac{M_n}{0,85 f'c * bw * d^2} = \frac{238 KNm}{0,85 * 25000 \frac{KN}{m^2} * 0,18 m * (0,47 m)^2} = 0,282$$

4.3 Cálculo de cuantía mecánica

$$k_a = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,282} = 0,339$$

4.4 Cálculo de cuantía mínima y máxima (según Tabla)

$$k_{a \min} = 0,066$$

$$k_{a \max} = 0,319$$

$k_a > k_{a \max}$ Necesita armadura de compresión

Cálculo de armadura

$$M_c = 0,85 * f'c * bw * d^2 * k_{a \max} * \left(1 - \frac{k_{a \max}}{2}\right)$$

$$M_c = 0,85 * 25000 KN/m^2 * 0,18 m * (0,47 m)^2 * 0,319 * \left(1 - \frac{0,319}{2}\right) = 226,5 KNm$$

$$\Delta M_n = M_n - M_c = 238 KNm - 226,5 KNm = 11,45 KNm$$

$$A's = \frac{\Delta M_n}{f's * (d - d')}$$

$$A's = \frac{1145 KNcm}{42 KN/cm^2 * (47 cm - 3 cm)} = 0,62 cm^2$$

$f's$ surge de tabla #3.1 ingresando con el valor de $d'/d = 3 cm / 47 cm = 0,06$, y siendo $f_y = 420 MPa$, entonces $f's = 420 MPa$.

$$A_s = 0,85 * k_{a \max} * bw * d * \frac{f'c}{f_y} + A's * \frac{f's}{f_y}$$

$$A_s = 0,85 * 0,319 * 18 cm * 47 cm * \frac{25 MPa}{420 MPa} + 0,62 cm^2 * 420 MPa / 420 MPa = 14,27 cm^2$$

Adopto $A_s = 3\phi 25 = 14,73 cm^2$ (en 1 capas, ver tabla #3.3)

$$A's' = 2\phi 10 = 1,57 cm^2$$

5. Dimensionado a corte

$$\sqrt{f'c} = \sqrt{25 MPa} = 5 MPa (< 8,3 MPa)$$

$$\sqrt{f'c} * bw * d = 5000 \frac{KN}{m^2} * 0,18 m * 0,47 m = 423 KN$$

5.1 Consideraciones en el valor de V_u

Se considera el corte solicitante a una distancia "d" del filo del apoyo

$$V_u = R_a - q_u * \left(\frac{c}{2} + d\right) = \frac{q_u * L}{2} - q_u * \left(\frac{c}{2} + d\right) \quad c: \text{Ancho de la columna, estimamos } c = 20 cm$$

$$V_u = \frac{68,3 \frac{KN}{m} * 5 m}{2} - 68,3 \frac{KN}{m} * \left(\frac{0,20 m}{2} + 0,47 m\right) = 132 KN$$

5.2 Cálculo corte nominal

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{132 KN}{0,75} = 176 KN$$

5.3 Verificación de sección

$$V_n = 176 KN \leq \frac{5}{6} * \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{5}{6} * 423 KN = 352 KN \quad \text{Verifica}$$

5.4 Contribución del hormigón

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{1}{6} * 423 KN = 70,5 KN$$

5.5 Determinación de V_s

$$V_s = V_n - V_c = 176 KN - 70,5 KN = 105,5 KN$$

5.6 Determinación de sección de acero

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{d * f_y} = \frac{105,5 KN}{0,47 m * 42 \frac{KN}{cm^2}} = 5,34 \frac{cm^2}{m}$$

5.7 Armadura mínima

Valor k se obtiene de la tabla 3.2 $\rightarrow k = 1,26$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = \frac{bw}{k} = \frac{18 cm / 10}{1,26} = 1,42 \frac{cm^2}{m} < 5,34 \frac{cm^2}{m}$$

5.8 Separación máxima

$$\text{Como: } \frac{V_s}{\sqrt{f'_c} * b_w * d} = \frac{105,5 \text{ KN}}{423 \text{ KN}} = 0,25 < \frac{1}{3}$$

$$S_{\max} \begin{cases} d/2 = 47 \text{ cm} / 2 = 23,5 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{\max} = 23 \text{ cm}$$

5.9 Determinación de estribos a adoptar

$$n = 2 \text{ (cantidad de ramas)} - \phi = 6 \rightarrow A_{v1} = 0,28 \text{ cm}^2$$

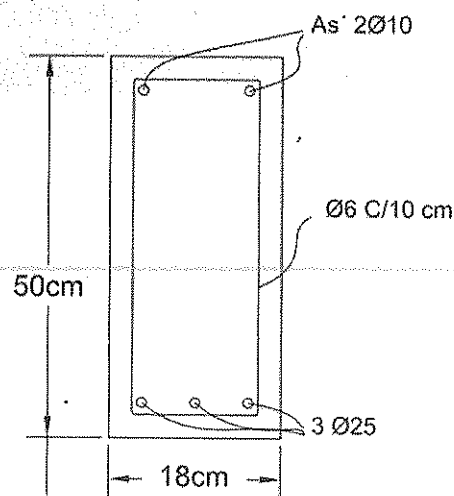
$$\frac{A_v}{s} = \frac{n * A_{v1}}{sep}$$

Despejando sep

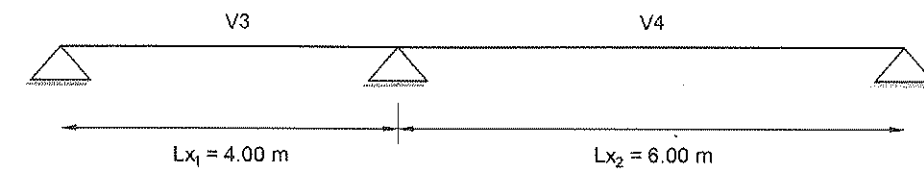
$$sep = \frac{2 * 0,28 \text{ cm}^2}{5,34 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = 0,10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

Adopto $\phi 6 \text{ }^c/10 \text{ cm}$

Esquema:



DIMENSIONADO DE VIGA 3 Y VIGA 4



Datos

$$L_{viga3} = 4 \text{ m}$$

$$R_{x_{D1}} = 4,62 \text{ KNm}$$

$$R_{x_{L1}} = 1,98 \text{ KNm}$$

$$L_{viga4} = 6 \text{ m}$$

$$R_{x_{D2}} = 7,67 \text{ KNm}$$

$$R_{x_{L2}} = 3,29 \text{ KNm}$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

Muro: (ubicado solo V3, no así sobre V4)

Altura: 3,15 m

Espesor: 15 cm

Ladrillo macizo y mortero de cemento (solo sobre V3)

Peso específico = 17 KN/m³

1. Predimensionado

$$h_4 = \frac{L_{viga}}{10} = \frac{600 \text{ cm}}{10} = 60 \text{ cm}$$

$$h_3 = \frac{L_{viga}}{10} = \frac{400 \text{ cm}}{10} = 40 \text{ cm}$$

Adoptamos $h_3 = h_4 = 65 \text{ cm}$

alturas y anchos iguales de vigas 3 y 4 para garantizar la continuidad y facilitar el armado y encofrado de las mismas.

$$d = h - r = 65 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 62 \text{ cm}$$

$$b_w = \frac{h}{3} = \frac{65 \text{ cm}}{3} = 22 \text{ cm} \geq 12 \text{ cm} \text{ Verifica}$$

2. Cálculo de carga última

$$\text{Peso propio viga: } q_D^{pp} = 0,22 \text{ m} * 0,65 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 343,2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 3,43 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{Mampostería Planta alta: } q_D^{pa} = 0,15 \text{ m} * 3,15 \text{ m} * 17 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 810 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 8,10 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{Descarga losa 1(D): } q_D^{losa 1} = R_{x_{D1}} = 4,62 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Descarga losa 2(D): } q_D^{losa 2} = R_{x_{D2}} = 7,67 \frac{KN}{m}$$

$$q_D^{viga 3} = q_D^{pp} + q_D^{pa} + q_D^{losa 1} = 3,43 \frac{KN}{m} + 8,10 \frac{KN}{m} + 4,62 \frac{KN}{m} = 16,15 \frac{KN}{m}$$

$$q_D^{viga 4} = q_D^{pp} + q_D^{losa 2} = 3,43 \frac{KN}{m} + 7,67 \frac{KN}{m} = 11,1 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Descarga losa 1(L): } q_L^{losa 1} = R_{x_{L1}} = 1,98 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Descarga losa 2(L): } q_L^{losa 2} = R_{x_{L2}} = 3,29 \frac{KN}{m}$$

$$q_L^{viga 3} = q_L^{losa 1} = 1,98 \frac{KN}{m}$$

$$q_L^{viga 4} = q_L^{losa 2} = 3,29 \frac{KN}{m}$$

Combinaciones según CIRSOC - Viga 3

$$q_u^{viga 3} = 1,4 * q_D^{viga 3} = 1,4 * 16,15 \frac{KN}{m} = 22,61 \frac{KN}{m}$$

$$q_u^{viga 3} = 1,2 * q_D^{viga 3} + 1,6 * q_L^{viga 3} = 1,2 * 16,15 \frac{KN}{m} + 1,6 * 1,98 \frac{KN}{m} = 22,97 \frac{KN}{m}$$

$$q_u^{viga 3} = 22,97 \frac{KN}{m} \text{ Adoptada}$$

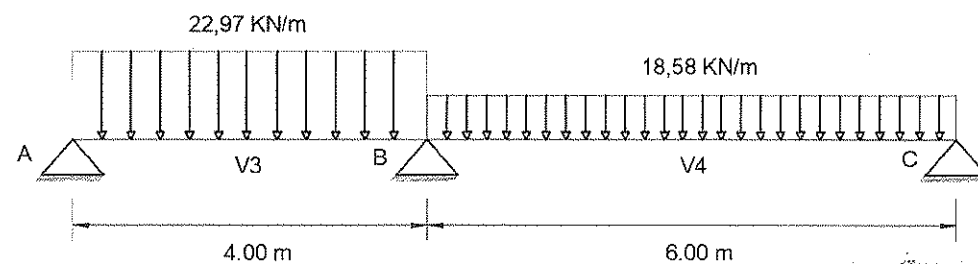
Combinaciones según CIRSOC - Viga 4

$$q_u^{viga 4} = 1,4 * q_D^{viga 4} = 1,4 * 11,1 \frac{KN}{m} = 15,54 \frac{KN}{m}$$

$$q_u^{viga 4} = 1,2 * q_D^{viga 4} + 1,6 * q_L^{viga 4} = 1,2 * 11,1 \frac{KN}{m} + 1,6 * 3,29 \frac{KN}{m} = 18,58 \frac{KN}{m}$$

$$q_u^{viga 4} = 18,58 \frac{KN}{m} \text{ Adoptada}$$

3. Cálculo de solicitaciones



$$M_{T3} = \frac{q_u^{viga 3} * (4 m)^2}{14,22} = \frac{22,97 \frac{KN}{m} * (4 m)^2}{14,22} = 25,88 KNm$$

$$M_{A3} = \frac{q_u^{viga 3} * (4 m)^2}{8} = \frac{22,97 \frac{KN}{m} * (4 m)^2}{8} = 45,94 KNm$$

$$M_{T4} = \frac{q_u^{viga 4} * (6 m)^2}{14,2} = \frac{18,58 \frac{KN}{m} * (6 m)^2}{14,2} = 47,10 KNm$$

$$M_{A4} = \frac{q_u^{viga 4} * (6 m)^2}{8} = \frac{18,58 \frac{KN}{m} * (6 m)^2}{8} = 83,61 KNm$$

$$\frac{M_{Apoyo MENOR}}{M_{Apoyo MAYOR}} = \frac{45,94 KNm}{83,61 KNm} = 0,55 < 0,60 \text{ Caso III}$$

La Viga 3 mantiene su momento en el tramo y el momento en el apoyo es el momento de la viga 3. La Viga 4 se recalcula como articulada.

$$M_{T3} = 25,88 KNm$$

$$M_{Apoyo} = M_{A34} = 45,94 KNm$$

$$M_{T4} = \frac{q_u^{viga 4} * (6 m)^2}{8} = \frac{18,58 \frac{KN}{m} * (6 m)^2}{8} = 83,61 KNm$$

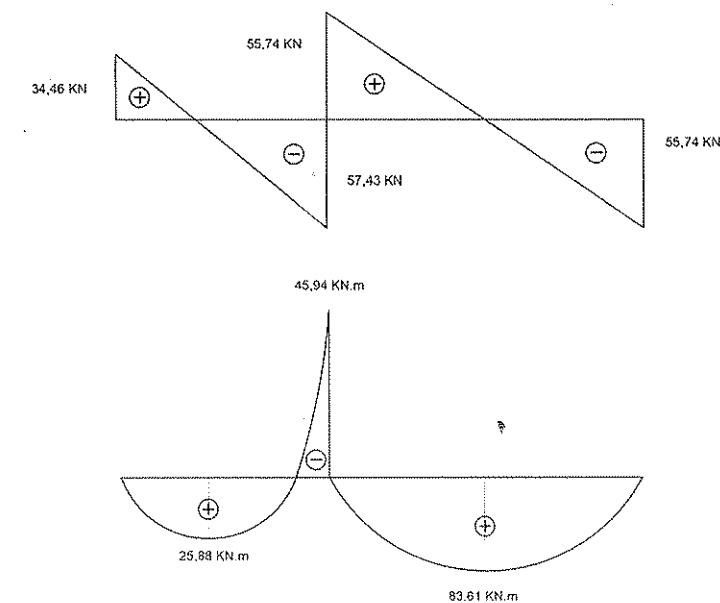
Las reacciones calculadas con V_u son las que usaremos para verificación al corte

$$R_{viga 3}^{Apoyo A} = \frac{3}{8} * q_u^{viga 3} * 4 m = \frac{3}{8} * 22,97 \frac{KN}{m} * 4 m = 34,46 KN$$

$$R_{viga 3}^{Apoyo B} = \frac{5}{8} * q_u^{viga 3} * 4 m = 57,43 KN$$

$$R_{viga 4}^{Apoyo B} = \frac{q_u^{viga 4} * 6 m}{2} = 55,74 KN$$

$$R_{viga 4}^{Apoyo C} = \frac{q_u^{viga 4} * 6 m}{2} = 55,74 KN$$



4. Dimensionado a flexión

4.1. Cálculo del momento nominal

$$M_{nT3} = \frac{M_{T3}}{\phi} = \frac{25,88 \text{ KNm}}{0,9} = 28,76 \text{ KNm}$$
$$M_{nT4} = \frac{M_{T4}}{\phi} = \frac{83,61 \text{ KNm}}{0,9} = 92,90 \text{ KNm}$$
$$M_{nApoyo} = \frac{M_{Apoyo}}{\phi} = \frac{45,94 \text{ KNm}}{0,9} = 51,04 \text{ KNm}$$

4.2. Cálculo de momento nominal reducido

$$m_{nT3} = \frac{M_{nT3}}{0,85 f'c * bw * d^2} = \frac{28,76 \text{ KNm}}{0,85 * 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,22 \text{ m} * (0,62 \text{ m})^2} = 0,0160$$
$$m_{nT4} = \frac{M_{nT4}}{0,85 f'c * bw * d^2} = \frac{92,90 \text{ KNm}}{0,85 * 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,22 \text{ m} * (0,62 \text{ m})^2} = 0,0517$$
$$m_{nApoyo} = \frac{M_{nApoyo}}{0,85 f'c * bw * d^2} = \frac{51,04 \text{ KNm}}{0,85 * 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,22 \text{ m} * (0,62 \text{ m})^2} = 0,0284$$

4.3. Cálculo de cuantía mecánica

$$ka_{T3} = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_{nT3}} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0160} = 0,0161$$
$$ka_{T4} = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_{nT4}} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0517} = 0,0531$$
$$ka_{Apoyo} = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_{nApoyo}} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0284} = 0,0288$$

4.4 Cálculo de cuantía mínima y máxima (según Tabla)

$$ka_{min} = 0,066$$

$$ka_{max} = 0,319$$

En los casos que $ka < ka_{min}$

$$ka'_{T3} = 1,33 * ka_{T3} = 1,33 * 0,0161 = 0,0214 < ka_{min} \text{ Adopto } ka'_{T3} = 0,0214$$

$$ka'_{T4} = 1,33 * ka_{T4} = 1,33 * 0,0531 = 0,0706 > ka_{min} \text{ Adopto } ka_{min} = 0,066$$

Cálculo de armadura

$$AS_{T3} = 0,85 * ka'_{T3} * bw * d * \frac{f'c}{fy} = 0,85 * 0,0214 * 22 \text{ cm} * 62 \text{ cm} * \frac{25 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adopto } 3\phi 10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$AS_{T4} = 0,85 * ka_{min} * bw * d * \frac{f'c}{fy} = 0,85 * 0,066 * 22 \text{ cm} * 62 \text{ cm} * \frac{25 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} = 4,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adopto } 3\phi 16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$AS_{Apoyo} = 0,85 * ka_{Apoyo} * bw * d * \frac{f'c}{fy} = 0,85 * 0,0288 * 22 \text{ cm} * 62 \text{ cm} * \frac{25 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} = 2,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adopto } 3\phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

5. Dimensionado a corte

Con fines didácticos, elegimos adoptar el mismo estribado para las dos vigas continuas, elegimos el mayor valor de corte. Se toma el valor $R_{Viga 3}^{Apoyo B} = 57,43 \text{ KN}$

$$\sqrt{f'c} = \sqrt{25 \text{ MPa}} = 5 \text{ MPa} (< 8,3 \text{ MPa})$$

$$\sqrt{f'c} * bw * d = 5000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,22 \text{ m} * 0,62 \text{ m} = 682 \text{ KN}$$

5.1 Consideraciones en el valor de Vu

Se considera el corte solicitante a una distancia "d" del filo del apoyo

$$Vu = R_{Viga 3}^{Apoyo B} - q_u^{Viga 3} * \left(\frac{c}{2} + d\right) = c: \text{Ancho de la columna}$$

$$Vu = 57,43 \text{ KN} - 22,97 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * \left(\frac{0,20 \text{ m}}{2} + 0,62 \text{ m}\right) = 41 \text{ KN}$$

5.2 Cálculo corte nominal

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} = \frac{41 \text{ KN}}{0,75} = 55 \text{ KN}$$

5.3 Verificación de sección

$$Vn = 55 \text{ KN} \leq \frac{5}{6} * \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{5}{6} * 682 \text{ KN} = 568,33 \text{ KN} \text{ Verifica}$$

5.4 Contribución del hormigón

$$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{1}{6} * 682 \text{ KN} = 113,67 \text{ KN}$$

5.5 Determinación de Vs

$$Vn = 55 \text{ KN} < Vc = 113,67 \text{ KN} \rightarrow \text{La sección de hormigón soporta la totalidad del esfuerzo de corte}$$

5.6 Determinación de sección de acero

No es necesario utilizar armadura de corte adicional a la mínima.

5.7 Armadura mínima

Valor k se obtiene de la tabla 3.2 $\rightarrow k = 1,26$

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{min} = \frac{bw}{k} = \frac{22 \text{ cm}/10}{1,26} = 1,75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

5.8 Separación máxima

$$S_{max} \begin{cases} d/2 = 62 \text{ cm}/2 = 31 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{max} = 31 \text{ cm}$$

5.9 Determinación de estribos a adoptar

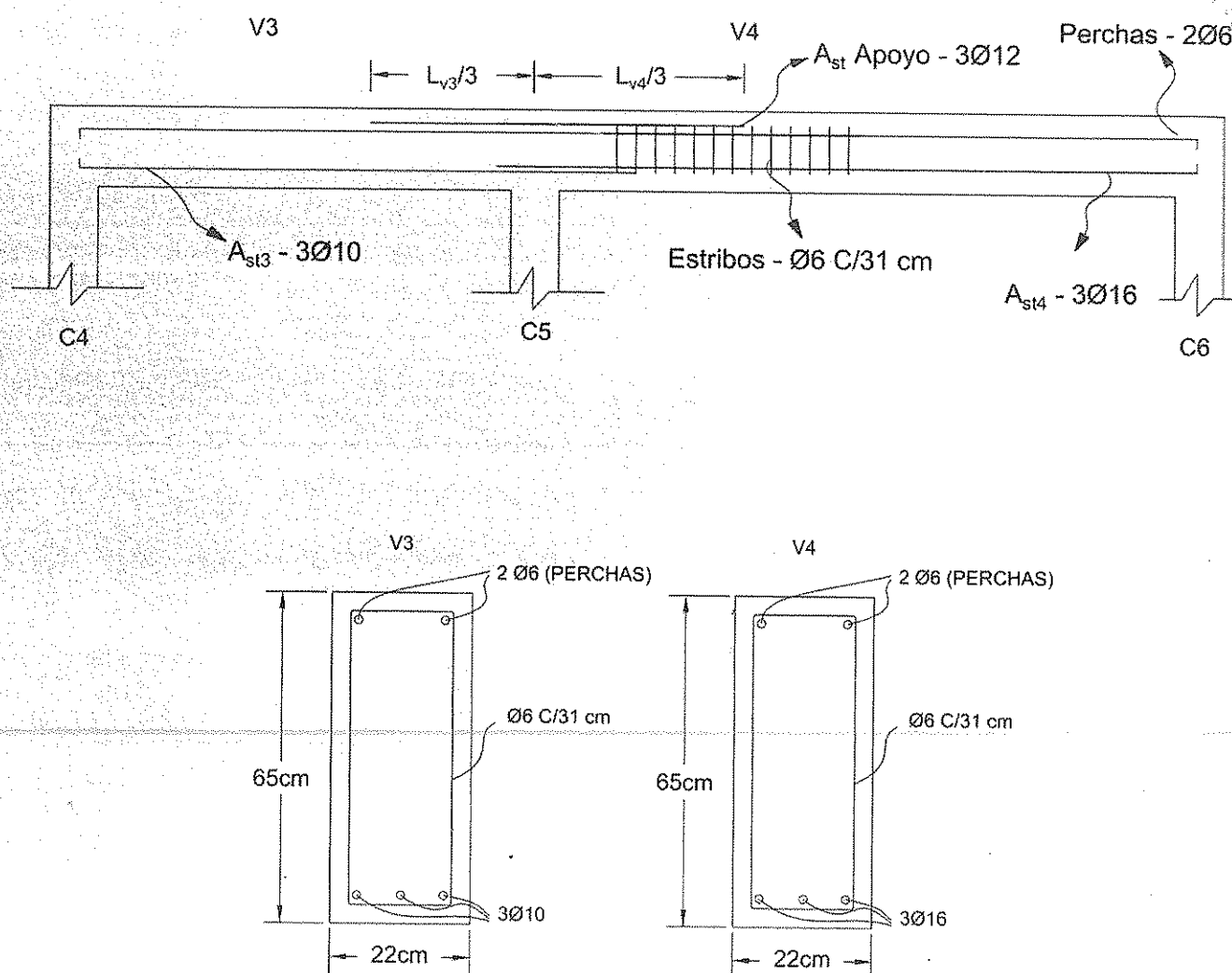
$n = 2$ (Cantidad de ramas); $\phi = 6 \rightarrow A_{v1} = 0,28 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{n * A_{v1}}{sep}$$

Despejando sep

$$sep = \frac{2 * 0,28 \text{ cm}^2}{1,75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm, debo adoptar separación máxima.}$$

Adopto $\phi 6 \text{ C/31 cm}$



DIMENSIONADO DE COLUMNA 5

La altura de la columna surge del siguiente análisis. En este caso es una columna de planta baja, por lo cual, la misma nace en el tronco y tiene una altura hasta nivel de losa terminado de 3,50m. Entonces para la dirección x, $l_{ux} = 3,50\text{m} - 0,65\text{m} = 2,85\text{m}$, y para la dirección y, $l_{uy} = 3,50\text{m} - 0,50\text{m} = 3\text{m}$

Reacciones de la Viga 6

$$q_D^{viga 6} = 39,9 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_L^{viga 6} = 12,74 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$R_D^{viga 6} = \frac{q_D^{viga 6} * L^2}{2} = \frac{39,9 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 5 \text{ m}}{2} = 100 \text{ KN}$$

$$R_L^{viga 6} = \frac{q_L^{viga 6} * L^2}{2} = \frac{12,74 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 5 \text{ m}}{2} = 32 \text{ KN}$$

Reacciones de la Viga 3 y Viga 4

$$q_L^{viga 3} = 1,98 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_D^{viga 3} = 16,15 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_L^{viga 4} = 3,29 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_D^{viga 4} = 11,1 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$R_L^{viga 4} = \frac{q_L^{viga 4} * 6 \text{ m}}{2} = \frac{3,29 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 6 \text{ m}}{2} = 9,87 \text{ KN}$$

$$R_D^{viga 4} = \frac{q_D^{viga 4} * 6 \text{ m}}{2} = \frac{11,1 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 6 \text{ m}}{2} = 33,3 \text{ KN}$$

$$R_L^{viga 3} = \frac{5}{8} q_L^{viga 3} * 4 \text{ m} = \frac{5}{8} * 1,98 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 4 \text{ m} = 4,95 \text{ KN}$$

$$R_D^{viga 3} = \frac{5}{8} q_D^{viga 3} * 4 \text{ m} = \frac{5}{8} * 16,15 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 4 \text{ m} = 40,37 \text{ KN}$$

Cargas totales de columna

$$P_D = R_D^{viga 6} + R_D^{viga 3} + R_D^{viga 4} + P_P^{columna} = 100 \text{ KN} + 40,37 \text{ KN} + 33,3 = 174 \text{ KN} + P_P^{columna}$$

$$P_L = R_L^{viga 6} + R_L^{viga 3} + R_L^{viga 4} = 32 \text{ KN} + 4,95 \text{ KN} + 9,87 \text{ KN} = 47 \text{ KN}$$

1. Predimensionado

No incluiremos el peso propio por desconocerlo, si bien debería ir incluido, estamos haciendo solo un predimensionado por lo cual no nos afectará a las verificaciones que luego debemos realizar.

$$A_g = \frac{P_D^{(\text{Sin } P_p \text{ de columna})} + P_L}{0,4 * f'_c} = \frac{174 \text{ KN} + 47 \text{ KN}}{0,4 * 2,5 \text{ KN/cm}^2} = 221 \text{ cm}^2$$

Deberíamos adoptar una columna de sección cuadrada de $20 \times 20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2$, pero teniendo en cuenta que las vigas 3 y 4 tienen un ancho de 22cm, conviene adoptar una columna con $c_x = 20 \text{ cm}$ y $c_y = 22 \text{ cm}$

$$P_p^{\text{Columna}} = 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * A_g * \text{altura} = 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,20 \text{ m} * 0,22 \text{ m} * 3 \text{ m} = 3,2 \text{ KN}$$

$$P_D = R_D^{\text{Viga 6}} + R_D^{\text{Viga 3}} + R_D^{\text{Viga 4}} + P_p^{\text{Columna}} = 174 \text{ KN} + 3,2 \text{ KN} = 178 \text{ KN}$$

Cálculo de solicitaciones: completamos los valores datos que aún nos estaban faltando.

$$P_u = 1,4 * P_d = 1,4 * 178 \text{ KN} = 249,2 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,2 * P_d + 1,6 * P_l = 1,2 * 178 \text{ KN} + 1,6 * 47 \text{ KN} = 289 \text{ KN} \text{ (valor adoptado)}$$

Debemos calcular los momentos generados en la columna, por ser columna de borde en la dirección "y". EL método utilizado en esta oportunidad es por medio de fórmulas surgida del método de las deformaciones para la resolución de hiperestáticos. De todas maneras, por el tiempo que demanda este procedimiento sugerimos que estos momentos se calculen por medios informáticos, con cualquier programa de análisis de barras hiperestáticas.

Momento de empotramiento perfecto de Viga 6

$$q_u^{\text{Viga 6}} = 68,3 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$M_u^{\text{Viga 6}} = \frac{q_u^{\text{Viga 6}} * L^2}{8} = \frac{68,3 \text{ KN/m} * (5 \text{ m})^2}{8} = 214 \text{ KNm}$$

$$I_v = \frac{b w * h^3}{12} = \frac{18 \text{ cm} * (50 \text{ cm})^3}{12} = 187500 \text{ cm}^4$$

$$M_v = \frac{M_u^{\text{Viga 6}} * (C_s + C_i)}{1 + C_s + C_i}$$

$$I_{c_y} = \frac{C_x * C_y^3}{12} = \frac{20 \text{ cm} * (22 \text{ cm})^3}{12} = 17747 \text{ cm}^4$$

$$C_i = \frac{L_v * I_c}{h_c * I_v} = \frac{500 \text{ cm} * 17747 \text{ cm}^4}{300 \text{ cm} * 187500 \text{ cm}^4} = 0,16$$

$$C_s = 0 \text{ (no hay columna superior)}$$

$$M_v = \frac{M_u^{\text{Viga 6}} * (C_s + C_i)}{1 + C_s + C_i} = \frac{214 \text{ KNm} * (0,16)}{1 + 0,16} = 30 \text{ KNm}$$

2. Cálculo de k

Eje X

$$\psi_A = \frac{\sum \frac{I_{\text{columnas}}}{L_{\text{columnas}}}}{\sum \frac{I_{\text{vigas}}}{L_{\text{vigas}}}}$$

$$\psi_A = 2 * \frac{\frac{22 \text{ cm} * (20 \text{ cm})^3}{12 * 285 \text{ cm}}}{\frac{22 \text{ cm} * (62 \text{ cm})^3}{12 * 600 \text{ cm}} + \frac{22 \text{ cm} * (62 \text{ cm})^3}{12 * 400 \text{ cm}}} = 0,03$$

$$\psi_B = 50 \text{ (suponemos unión con la base: articulada)}$$

Según nomograma

$$K_x = 0,65$$

Eje Y

$$\psi_A = 2 * \frac{\sum \frac{I_{\text{columnas}}}{L_{\text{columnas}}}}{\sum \frac{I_{\text{vigas}}}{L_{\text{vigas}}}}$$

$$\psi_A = 2 * \frac{\frac{20 \text{ cm} * (22 \text{ cm})^3}{12 * 300 \text{ cm}}}{\frac{18 \text{ cm} * (50 \text{ cm})^3}{12 * 500 \text{ cm}}} = 0,16$$

$$\psi_B = 50$$

Según nomograma, gráfico #4.0

$$K_y = 0,75$$

3. Cálculo de Esbeltez

$$I_{c_x} = \frac{C_y * C_x^3}{12} = \frac{22 \text{ cm} * (20 \text{ cm})^3}{12} = 14.666 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_{c_x}}{A_g}} = \sqrt{\frac{14666 \text{ cm}^4}{20 \text{ cm} * 22 \text{ cm}}} = 5,77 \text{ cm} = 0,058 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_{c_y}}{A_g}} = \sqrt{\frac{17747 \text{ cm}^4}{20 \text{ cm} * 22 \text{ cm}}} = 6,35 \text{ cm} = 0,064 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x * L_{ux}}{r_x} = \frac{0,65 * 2,80 \text{ m}}{0,058 \text{ m}} = 31,38$$

$$\lambda_y = \frac{K_y * L_{uy}}{r_y} = \frac{0,75 * 3 \text{ m}}{0,064 \text{ m}} = 35,15$$

4. Cálculo de Esbeltez límite

$$\lambda_{lim} = 34 - 12 * \left(\frac{M1u}{M2u} \right) \leq 40$$

$$\lambda_{lim_x} = 22 \text{ (Por ser ambos momentos igual a 0)}$$

$$\lambda_{lim_y} = 34 - 12 * \left(\frac{0}{30 \text{ KNm}} \right) = 34$$

5. Comparación

$$\lambda_x > \lambda_{lim_x}$$

$$\lambda_y > \lambda_{lim_y}$$

En ambas direcciones, es necesaria una verificación por pandeo.

6. Cálculo de momentos de segundo orden

$$6.1 \quad M_{ux_{min}} = P_u * (0,015 \text{ m} + 0,03 * b_x) = 289 \text{ KN} * (0,015 \text{ m} + 0,03 * 0,2 \text{ m}) = 4,34 \text{ KNm}$$

$$M_{uy_{min}} = P_u * (0,015 \text{ m} + 0,03 * b_y) = 289 \text{ KN} * (0,015 \text{ m} + 0,03 * 0,22 \text{ m}) = 6,24 \text{ KNm}$$

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} \text{ [MPa]}$$

$$6.2 \quad E_c = 4700 * \sqrt{25 \text{ MPa}} = 23.500 \text{ MPa}$$

6.3

$$I_{gx} = \frac{b_y * b_x^3}{12} = \frac{0,22 \text{ m} * (0,20 \text{ m})^3}{12} = 0,00014 \text{ m}^4$$

$$I_{gy} = \frac{b_x * b_y^3}{12} = \frac{0,20 \text{ m} * (0,22 \text{ m})^3}{12} = 0,00018 \text{ m}^4$$

6.4

$$(E.I)_x = \frac{0,4 * E_c * I_{gx}}{1 + \beta_d} = \frac{0,4 * 23.500 \text{ MN/m}^2 * 0,00014 \text{ m}^4}{1 + 0,73} = 0,76 \text{ MNm}^2$$

$$(E.I)_y = \frac{0,4 * E_c * I_{gy}}{1 + \beta_d} = \frac{0,4 * 23.500 \text{ MN/m}^2 * 0,00018}{1 + 0,73} = 0,98 \text{ MNm}^2$$

$$\text{Siendo } \beta_d = \frac{1,2 * P_d}{1,2 * P_d + 1,6 * P_l} = \frac{1,2 * 178 \text{ KN}}{1,2 * 178 \text{ KN} + 1,6 * 47 \text{ KN}} = 0,73$$

6.5

$$P_{cx} = \frac{\pi^2 * (E.I)_x}{(k * l_{ux})^2} = \frac{\pi^2 * 0,76 \text{ MNm}^2}{(0,65 * 2,85 \text{ m})^2} = 2,18 \text{ MN}$$

$$P_{cy} = \frac{\pi^2 * (E.I)_y}{(k * l_{uy})^2} = \frac{\pi^2 * 0,98 \text{ MNm}^2}{(0,75 * 3 \text{ m})^2} = 1,90 \text{ MN}$$

Verificamos:

$$P_u \leq 0,75 * P_c$$

$$0,289 \text{ MN} \leq 0,75 * 2,18 \text{ MN} = 1,63 \text{ MN} \quad \text{verifica}$$

$$0,289 \text{ MN} \leq 0,75 * 1,90 \text{ MN} = 1,43 \text{ MN} \quad \text{verifica}$$

$$6.6 \quad C_{mx} = 0,6 + 0,4 * \frac{M1}{M2} = 1, \text{ por ser } M1=M2=0$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 * \frac{M1}{M2} = 0,6 + 0,4 * \frac{0}{30 \text{ KNm}} = 0,6$$

6.7

$$\delta_{nsx} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 * P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{0,289 \text{ MN}}{0,75 * 2,18 \text{ MN}}} = 1,22$$

$$\delta_{nsy} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 * P_c}} = \frac{0,6}{1 - \frac{0,289 \text{ MN}}{0,75 * 1,90 \text{ MN}}} = 0,75 < 1 \quad \text{adopto } 1$$

6.8

$$M_{cx} = \delta_{nsx} * M_{máx} = 1,22 * 4,34 \text{ KNm} = 5,29 \text{ KNm} = 0,0053 \text{ MNm}$$

$$M_{cy} = \delta_{nsy} * M_{máx} = 1 * 30 \text{ KNm} = 30 \text{ KNm} = 0,03 \text{ MNm}$$

En este caso el $M_{máx}$ en dirección x es el $M_{ux_{min}}$ ya que no hay otros momentos que afecten a la columna en el eje " x "; en cambio en el eje " y " se utiliza el momento máximo entre todos los momentos que intervienen en ese eje.

7. Determinación de cuantía

$$\gamma_x = \frac{h - \text{recubrimientos}}{h} = \frac{20 \text{ cm} - 6 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 0,7$$

$$P_u = 289 \text{ KN} = 0,289 \text{ MN}$$

$$M_{ux} = 0,0053 \text{ MNm}$$

$$n_x = \frac{P_u}{b_x * b_y} = \frac{0,289 \text{ MN}}{0,20 \text{ m} * 0,22 \text{ m}} = 6,56 \text{ MPa}$$

$$m_x = \frac{M_u}{b_y * b_x^2} = \frac{0,0053 \text{ MNm}}{0,22 \text{ m} * (0,20 \text{ m})^2} = 0,60 \text{ MPa}$$

Del gráfico #4.2.3

$$\rho_y = 0,010$$

$$A_{sty} = \rho * A_g = 0,010 * 20 \text{ cm} * 22 \text{ cm} = 4,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por cara: } \frac{A_{st}}{2} = 2,2 \text{ cm}^2$$

Adopto $2\phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$ por cara x (incluyen las esquinas)

$$\gamma_y = \frac{h - \text{recubrimientos}}{h} = \frac{22 \text{ cm} - 6 \text{ cm}}{22 \text{ cm}} = 0,72$$

adopto $\gamma_y = 0,7$, siempre conviene ir al diagrama de menor valor γ

$$P_u = 289 \text{ KN} = 0,289 \text{ MN}$$

$$M_{uy} = 0,03 \text{ MNm}$$

$$n_y = \frac{P_u}{b_y * b_x} = \frac{0,289 \text{ MN}}{0,22 \text{ m} * 0,20 \text{ m}} = 6,56 \text{ MPa}$$

$$m_y = \frac{M_u}{b_x * b_y^2} = \frac{0,03 \text{ MNm}}{0,20 \text{ m} * (0,22 \text{ m})^2} = 3,1 \text{ MPa}$$

Del gráfico #4.2.3

$$\rho_y = 0,014$$

$$A_{sty} = \rho * A_g = 0,014 * 20 \text{ cm} * 22 \text{ cm} = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por cara: } \frac{A_{st}}{2} = 3,08 \text{ cm}^2$$

Resto la armadura que tengo en las esquinas ya elegidas, $2\phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$,

$$\text{debo agregar } 3,08 \text{ cm}^2 - 2,26 \text{ cm}^2 = 0,82 \text{ cm}^2$$

Adopto $1\phi 12 = 1,13 \text{ cm}^2$ por cara y (excluyen las esquinas)

8. Estribos

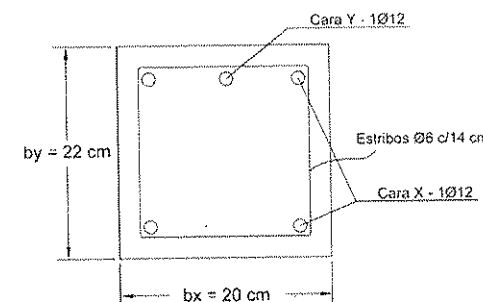
Se adopta $\phi = 6$

$$12 \phi \text{ de barra longitudinal} = 12 * 1,2 \text{ cm} = 14,4 \text{ cm}$$

$$48 \phi \text{ de estribo} = 48 * 0,6 \text{ cm} = 28,8 \text{ cm}$$

$$\text{Lado menor} = 20 \text{ cm}$$

Se adopta $\phi 6 \text{ c}/14 \text{ cm}$



DIMENSIONADO BASE MEDIANERA 5

Datos:

Las cargas D y L surgen de la columna 5

$$P_L = 47 \text{ KN}$$

$$P_D = 178 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = 250 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Hormigón: } H - 25 \text{ (f'c = 25 MPa)}$$

$$\text{Acero: } \text{ADN 420 (fy = 420 MPa)}$$

Tronco

$$C_x = 20 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

$C_y = 22 \text{ cm} * 1,5 = 33 \text{ cm}$ adopto $C_y = 35 \text{ cm}$ se agranda en la dirección "y" para absorber el momento generado por la excentricidad. La multiplicación por 1,5 surge de la experiencia, nuestra sugerencia es siempre multiplicar el ancho de la columna por 1,5 o 2 veces.

1. Dimensiones de lados de la base

$$Area_b = \frac{(P_d + P_l) * 1,10}{\sigma_s} = \frac{(178 \text{ KN} + 47 \text{ KN}) * 1,10}{250 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}} = 1 \text{ m}^2$$

$$\text{Se decide: } L_x = L_y * 2$$

$$L_y = \sqrt{\frac{A_b}{2}} = \sqrt{\frac{1 \text{ m}^2}{2}} = 0,71 \text{ m} \rightarrow \text{Adopto } L_y = 0,75$$

$$L_x = L_y * 2 = 0,75 \text{ m} * 2 = 1,50 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{C_{mayor}}{C_{menor}} = \frac{0,35 \text{ m}}{0,25 \text{ m}} = 1,40$$

$$bx = Cx + 0,05m = 0,25m + 0,05m = 0,30 \text{ m}$$

$$by = Cy + 0,025m = 0,35m + 0,025m = 0,375 \text{ m Adopto } by = 0,38$$

$$Kx = \frac{Lx - Cx}{2} = \frac{1,5 \text{ m} - 0,25 \text{ m}}{2} = 0,63 \text{ m}$$

$$Ky = Ly - Cy = 0,75 \text{ m} - 0,35 \text{ m} = 0,40 \text{ m}$$

2. Cálculo de Pu

$$Pu = 1,4 * P_D = 1,4 * 178 \text{ KN} = 249 \text{ KN}$$

$$Pu = 1,2 * P_D + 1,6 * P_L = 1,2 * 178 \text{ KN} + 1,6 * 47 \text{ KN} = 289 \text{ KN}$$

$$\text{Adopto } Pu = 289 \text{ KN}$$

3. Cálculos de cuantía mínima

$$K_{a \min} = \frac{2,8 \text{ Mpa}}{0,85 * f'c} = \frac{2,8 \text{ Mpa}}{0,85 * 25 \text{ Mpa}} = 0,132$$

4. Cálculo de carga última superficial en la base

$$q_u = \frac{Pu}{Lx * Ly} = \frac{289 \text{ KN}}{1,50 \text{ m} * 0,75 \text{ m}} = 257 \text{ KN} / \text{m}^2$$

5. Cálculo de los momentos flectores en el borde de la columna

$$M_{ux} = \frac{q_u * Ly * Kx^2}{2} = \frac{257 \text{ KN/m}^2 * 0,75 \text{ m} * (0,63 \text{ m})^2}{2} = 38,3 \text{ KNm}$$

$$M_{uy} = \frac{q_u * Lx * Ky^2}{2} = \frac{257 \text{ KN/m}^2 * 1,50 \text{ m} * (0,40 \text{ m})^2}{2} = 30,9 \text{ KNm}$$

6. Cálculo de momentos nominales

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{0,90} = \frac{38,3 \text{ KNm}}{0,90} = 42,6 \text{ KNm}$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{0,90} = \frac{30,9 \text{ KNm}}{0,90} = 34,4 \text{ KNm}$$

7. Predimensionamiento de la altura por flexión

$$d = \max \left(\frac{Lx - Cx}{3}, \frac{Ly - Cy}{3} \right)$$

$$d = \max \left(\frac{1,50 \text{ m} - 0,25 \text{ m}}{3} = 0,42 \text{ m}, \frac{0,75 \text{ m} - 0,35 \text{ m}}{3} = 0,14 \text{ m} \right)$$

Se adopta: $d = 0,50 \text{ m}$

8. Armadura a flexión

$$mn_x = \frac{Mn_x}{(0,85 * f'c * by * d^2)} = \frac{42,6 \text{ KNm}}{(0,85 * 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,38 \text{ m} * (0,5 \text{ m})^2)} = 0,0211$$

$$ka_x = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn_x} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0211} = 0,021 \text{ Adopto } K_{a \min} = 0,132$$

$$mn_y = \frac{Mn_y}{(0,85 * f'c * bx * d^2)} = \frac{34,4 \text{ KNm}}{(0,85 * 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,3 \text{ m} * (0,5 \text{ m})^2)} = 0,0216$$

$$\text{Entonces } ka_y = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn_y} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0216} = 0,021 \text{ Adopto } K_{a \min} = 0,132$$

$$Asx = ka_x * 0,85 * d * by * \frac{f'c}{fy} = 0,132 * 0,85 * 50 \text{ cm} * 38 \text{ cm} * \frac{25 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} = 12,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adoptamos } \emptyset 12 \text{ entonces: } 12,7 \text{ cm}^2 / 1,13 \text{ cm}^2 = 11,3 \text{ adopto } 12 \emptyset 12 = 13,56 \text{ cm}^2$$

$$Asy = ka_y * 0,85 * d * bx * \frac{f'c}{fy} = 0,132 * 0,85 * 50 \text{ cm} * 30 \text{ cm} * \frac{25 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} = 10,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adoptamos } \emptyset 12 \text{ entonces: } 10,1 \text{ cm}^2 / 1,13 \text{ cm}^2 = 8,9 \text{ adopto } 10 \emptyset 12 = 11,3 \text{ cm}^2$$

9. Altura total

$$r_{\minimo} = 5 \text{ cm}$$

$$h_{\minimo} = 25 \text{ cm}$$

$$h = d + r = 50 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

10. Talón de base

$$\text{El mayor valor de } \begin{cases} 25 \text{ cm} \\ h - k_{\min} = 50 \text{ cm} - 40 \text{ cm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adopta 25 cm.

11. Separación de armadura base

$$Sep_x = \frac{Ly - 10 \text{ cm}}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1} = \frac{75 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{12 - 1} = 5,9 \text{ cm}$$

$$Sep_y = \frac{Lx - 10 \text{ cm}}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1} = \frac{150 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{10 - 1} = 15,5 \text{ cm}$$

$$Sep \leq 25 \emptyset_{ppal} = 25 * 1,2 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$Sep \leq 30 \text{ cm}$$

Cumple en las dos direcciones.

Algunos profesionales preferirán utilizar hierros más grandes en la dirección x así quedarían más separados, ya que 5,9 cm es una separación constructiva muy baja.

12. Cálculo del tensor

$$e = \frac{Ly}{2} - \frac{Cy}{2} = \frac{75 \text{ cm}}{2} - \frac{35 \text{ cm}}{2} = 20 \text{ cm}$$

Se asume que el tensor se encuentra a una altura de 2,40 m desde el nivel de fundación ($H = 2,40 \text{ m}$).

$$Mu = Pu * e = 289 \text{ KN} * 0,20 \text{ m} = 58 \text{ KNm}$$

$$Tu = \frac{Mu}{H} = \frac{58 \text{ KNm}}{2,40 \text{ m}} = 24,2 \text{ KN}$$

$$Tn = \frac{Tu}{\phi} = \frac{24,2 \text{ KN}}{0,9} = 27 \text{ KN}$$

$$A_{Stensor} = \frac{Tn}{0,7 * fy} = \frac{27 \text{ KN}}{0,7 * 42 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Adoptamos **4Ø10 (3,14 cm²)** mínimo para tensores bajo tierra.

Dimensiones del tensor 20x25cm. La altura del tensor surge de tener en cuenta recubrimientos de 5cm.

13. Dimensionado de tronco

$$h_t = 2,40 \text{ m} - 0,50 \text{ m} = 1,90 \text{ m}$$

$$Mt = \frac{Mu * h_t}{H} = \frac{58 \text{ KNm} * 1,90 \text{ m}}{2,40 \text{ m}} = 46 \text{ KNm}$$

$$n = \frac{Pu}{c_x * c_y} = \frac{0,289 \text{ MN}}{0,35 \text{ m} * 0,25 \text{ m}} = 3,3 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{Mt}{c_y^2 * c_x} = \frac{0,046 \text{ MNm}}{(0,35 \text{ m})^2 * 0,25 \text{ m}} = 1,50 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{c_y - 6 \text{ cm}}{c_y} = \frac{35 \text{ cm} - 6 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} = 0,82$$

Se entra al diagrama #4.2.4:

$$\gamma = 0,80$$

$$n = 3,3$$

$$m = 1,50$$

Resulta entonces

$$\rho = 0,010$$

$$As_t = \rho * b_x * b_y = 0,010 * 25 \text{ cm} * 35 \text{ cm} = 8,75 \text{ cm}^2$$

$$\frac{As_t}{2} = \frac{8,75 \text{ cm}^2}{2} = 4,4 \text{ cm}^2$$

Adoptamos **3Ø16 (6,03cm²)** por cara y.

Estribos Ø6.

$$12\phi_{ppal} = 12 * 1,6 \text{ cm} = 19,2 \text{ cm}$$

$$48\phi_{est} = 48 * 0,6 \text{ cm} = 28,8 \text{ cm}$$

$$LADO \text{ MENOR} = 25 \text{ cm}$$

Se adopta **Ø6 c/19 cm**

No se calcula la armadura en el sentido "x" de la columna (tronco), ya que solo trabaja a compresión en ese sentido. Con lo cual, la armadura ya calculada cubre los esfuerzos en ambas direcciones.

14. Verificación de deslizamiento

ϕ = Ángulo de fricción interna

γ = Coeficiente de seguridad

ϕ = Limo uniforme compacto = 30°

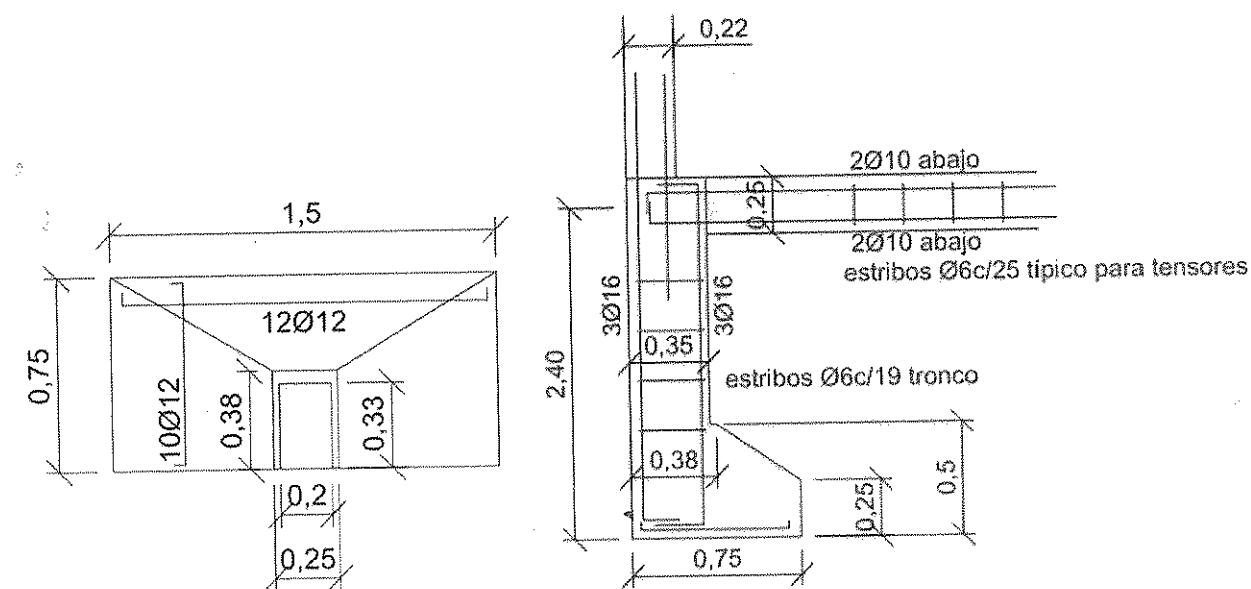
$\mu = \tan(\phi) = \tan 30^\circ = 0,57$

$$Fr = Pu * n = 289 \text{ KN} * 0,57 = 165 \text{ KN}$$

$$Fr \geq \gamma * Tu = 2 * 24,2 \text{ KN} = 48,4 \text{ KN}$$

$$Fr > \gamma * Tu$$

Verifica



Capítulo 11

DISEÑO DE ESTRUCTURAS

(BASADO EN EXPERIENCIA DEL AUTOR, ESCRITO EN PRIMERA PERSONA, PARA APLICAR PRINCIPALMENTE EN EDIFICIOS DE VIVIENDAS U OFICINAS)

INTRODUCCIÓN

Es muy importante destacar que el proyecto de estructura debe ser realizado en conjunto con el proyecto de arquitectura. Entiendo que es un mismo proyecto. No hay proyecto de arquitectura sin proyecto de estructuras.

Cuando se quiere agregar una estructura, a un diseño arquitectónico ya formalizado, el proyecto cambia mucho. Se pierden criterios que tal vez eran muy importantes.

Se debe concientizar la importancia del diseño de estructuras para los arquitectos. La intención de este capítulo es dar herramientas básicas y experiencias según el autor, para ser aprovechadas en el momento oportuno. Pero lo más importante es mostrar la necesidad que el Diseñador cumpla su rol desde lo arquitectónico hasta lo estructural.

¿QUÉ ES EL DISEÑO ESTRUCTURAL?

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema de manera tal que cumpla, en forma óptima, con sus objetivos. Precisamente, el objetivo de un sistema estructural es equilibrar las fuerzas a las que va a estar sometido, y resistir las solicitaciones sin colapso o mal comportamiento (excesivas deformaciones).

El diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea se ocupa de aquella parte de una construcción que tiene como función absorber las solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.

En pocas palabras, Diseñar es disponer la ubicación de cada elemento estructural, y predimensionarlo (darle las dimensiones).

Para ello se debe poder predimensionar cada elemento, poder elegir la tipología estructural, la tecnología a utilizar, tener noción del costo de esa estructura y poder compararla con otras..

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL HORMIGÓN ARMADO

Ventajas

- Es moldeable, se le puede dar la forma que uno quiera, adecuando los encofrados.
- Es un material económico en nuestro medio.
- El hormigón de baja calidad es fácil de preparar en la misma obra.
- En nuestro medio no requiere mano de obra especializada.
- Es un material monolítico, para algunas estructuras es una ventaja importante para resistir sismos, o vientos.
- Requiere mínimo mantenimiento.
- Responde bien frente a incendios.
- No requiere de grandes transportes, a excepción del hormigón premoldeado.

Desventajas

- Su tiempo de endurecimiento, hay que esperar varios días para su desencofrado y puesta en servicio, pero con algunos aditivos se puede mejorar.
- Las dimensiones de cada elemento estructural son en general más importantes que por ejemplo en una estructura metálica.
- Necesidad de encofrados y apuntalamientos.
- Tiene mucho peso propio para lograr la misma resistencia que otros materiales. Su propio peso es una de las limitaciones que tiene para cubrir grandes superficies. Se soluciona con los distintos tipos de losas que hoy en día existen.
- En caso de demolición, la misma es compleja y luego los residuos son costosos de tratar.
- Periodo de construcción elevado, no solo por el endurecimiento, sino por la etapa de elaboración de encofrados y armaduras. Se mejora con hormigón premoldeado.
- En caso de modificaciones, el hormigón no es recuperable y es complicado su re-adaptación.
- No permite acortar tiempos de ejecución, por más que se agregue mano de obra. A excepción del hormigón premoldeado.
- No es un material homogéneo, por lo cual se requieren varios ensayos para asegurar determinada resistencia o característica del hormigón.

ELECCIÓN DE TIPO DE LOSA

Mencionemos algunos tipos de estas losas y veamos sus ventajas y desventajas. En este capítulo partimos que el lector ya tiene un conocimiento teórico de distintos tipos de losas y sus formas de cálculo y predimensionado. Este itemizado se realiza con el objeto de mejorar la toma de decisiones entre un sistema y otro:

Losa de viguetas y ladrillos de telgopor

Hoy en día, su precio justifica su utilización y casi está reemplazando la utilización de los ladrillos sapos. Este nuevo tipo de ladrillos es más liviano y genera mayor aislamiento

que los ladrillos sapo por lo cual al competir en precio son altamente preferibles. Se debe consultar a los fabricantes las luces máximas. Recordemos que todo este tipo de losa trabaja en una sola dirección. Sugiero que el largo máximo para este tipo de viguetas, no supere los 5m, más que nada por una cuestión de deformaciones. Los fabricantes dan soluciones para luces mayores, pero no son recomendables por este autor. Siempre hablando para edificio de viviendas o cargas similares. En todos los casos se necesita capa de compresión. La estructura resulta más económica que un hormigón tradicional, pero requiere de un cielorraso suspendido. Por lo cual se debe tener en cuenta en el presupuesto. Además, se debe prever la altura libre para poder hacer el cielorraso suspendido. He visto casos donde se colocó cielorraso de Durlock con perfiles omega (3,5 cm de espesor) contra la losa, pero no se puede garantizar una superficie plana; por lo cual, si bien funciona no lo recomiendo.

Losas de viguetones

Existen muchas marcas, siempre se debe consultar al fabricante antes de comprar. En general se debe priorizar los que son livianos, ya sea porque se construyeron con arcilla expandida o llevan un núcleo de telgopor. Siempre que las losas sean más livianas, es más económico para todos los materiales portantes, incluido las fundaciones, además son más fáciles de colocar. Si son luces importantes, más de 6m. se debe considerar el izado, ya que seguramente se necesite alquilar alguna grúa. Según fabricante, algunas no requieren cielorraso. Dependerá del gusto arquitectónico, pero es una posibilidad dejarlas a la vista. Estos viguetones no necesitan contrapiso, pero también dependerá del proyecto si esta opción es aprovechada o no. Al no requerir capa de compresión, encofrados ni apuntalamientos, se reducen los costos de mano de obra, tiempo de ejecución y volúmenes de materiales. La construcción de una losa tipo convencional requiere de 20 a 25 días (encofrado, apuntalamiento, armadura, hormigonado, fragüe y desencofrado). Con la Losa Hueca Pretesada el tiempo de ejecución se reduce a 1 o 2 días.

Entrepisos sin vigas

En capítulo de losas se han presentado ventajas y desventajas para este tipo de losas. Es importante destacar que hoy en día son muy valoradas por los estudios de arquitectura, y son muy utilizadas en edificios de gran porte. Desde mi perspectiva puedo decir que siempre que se pueda dar un espesor importante a las losas (20cm aproximadamente) y se logre colocar columnas sin producir apeos, es altamente recomendable su utilización, pero valorado más que nada por el aspecto visual que se logra. El tema económico, como ya comentara, es importante y este tipo de estructura resulta más onerosa que una tradicional, pero su gran ventaja estética logra una ecuación comercial muy ventajosa. Ante esta situación, creo que siempre debe tratar de aprovecharse su uso.

Es muy recomendable combinarlo con losas postesadas y losas aligeradas, así lograr menores espesores de losas y mayor separación de columnas. Algo normalmente utilizado es tener separación entre columnas de 10mts. con poco espesor de losa. En caso de no utilizar el postesado o el alivianado, hablaríamos de separación máxima entre columnas de 5mts.

Losas Alivianadas

Son muy utilizadas en la actualidad en todas sus distintas formas. Podemos utilizarlas en losas de baja luz, de baja carga, y también para edificios con grandes luces o grandes

cargas. Son tantas las variantes y tantas las ventajas que siempre deben ser tenidas en cuenta. En general va combinado con otras formas de losas, por ejemplo, con losas prete-sadas. De todas maneras, debemos decir que dan gran solución al tema del peso propio del hormigón, pero no evitan el tema del espesor de la losa. En general todo el paquete de losa alivianada tiene espesores altos, por lo cual debe ser estudiado en la etapa de proyecto de la obra, ya que puede suceder que por tener espesores superiores a una losa tradicional se pierda la oportunidad de realizar un piso más en el edificio. Incluso se debe tener en cuenta en casas, ya que muchas veces se quiere lograr ver un paquete de losa muy pequeño.

Losas apoyadas en vigas, hormigón tradicional, macizas

Son las más usadas actualmente, de ahí la designación "hormigón tradicional". Entiendo que son muy utilizadas por el poco conocimiento de los diseñadores en otro tipo de soluciones, o por economía. Aún de las grandes ventajas que presentan otro tipo de losas, las tradicionales siguen siendo lo más económico para losas de edificios. En caso de casas, hay profesionales que se inclinan por losas de viguetas y otros por losas macizas.

Losas cruzadas o losas unidireccionales

Dependiendo de la relación L_y/L_x , las losas se pueden armar con armadura principal en una o dos direcciones. Cuando la relación de luces es mayor a 2, en general se puede considerar a la losa armada en la dirección de la menor luz. Sin embargo, siempre es colocada una armadura de repartición en dirección perpendicular a la armadura principal, para repartir las cargas y que trabaje de la misma forma toda la losa. El comportamiento de una losa unidireccional es como una viga ancha (se las estudia por 1 m. de ancho).

Estas losas tienen alturas mínimas que surgen de los Reglamentos (CIRSOC), dependiendo de las luces de cálculo y otros factores. Las limitaciones surgen teniendo en cuenta las deformaciones máximas permitidas. Puedo afirmar, que este tipo de losas resultan económicas hasta luces de 6 m x 6 m en losas cruzadas, o hasta 4m de luz libre en losas unidireccionales; para luces mayores se debería buscar otro tipo de solución.

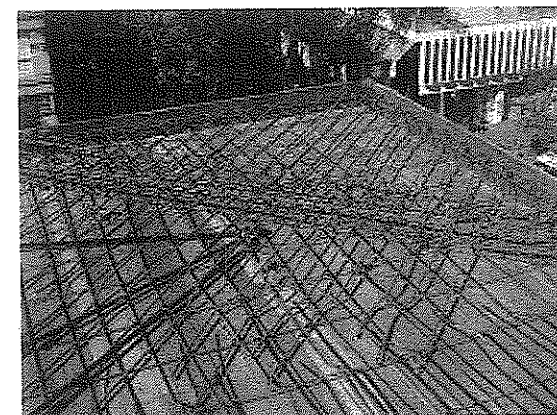
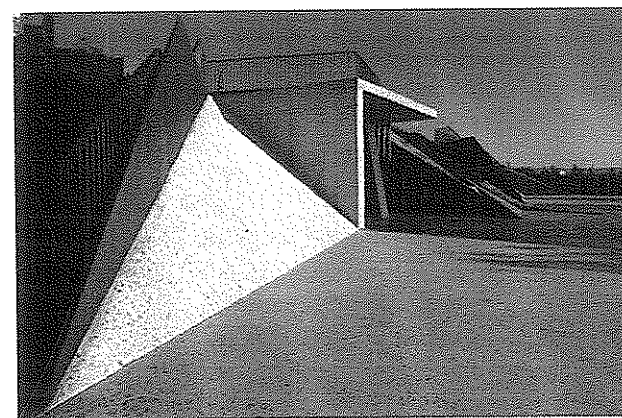
En losas pequeñas, cuando uno de los lados es de 2 m, en un edificio de viviendas, la armadura que va a utilizarse es la mínima, por lo cual en este caso, es lo mismo hacerla en una o dos direcciones, incluso puedo decir que convendría en una sola dirección, veamos un ejemplo: en una losa de 2m x 2m, si la hacemos cruzada, en ambas direcciones la armadura será la mínima, en cambio sí es en una dirección, en esa orientación va a verificar con la armadura mínima, y en la otra solo lleva una armadura de repartición que es menor a la anterior. Con esto quiero decir que, en losas pequeñas no es necesario armarlas en las dos direcciones y agregar vigas donde a veces no son requeridas. Recordemos que las losas en dos direcciones necesitan vigas en los 4 bordes, mientras que las unidireccionales solo llevan vigas en 2 bordes opuestos.

Para losas de 3 m. ya conviene hacerlas cruzadas, no sólo porque va a llevar menos armadura, sino que también va a tener menos espesor. Los espesores mínimos reglamentarios son ligeramente mayores para losas unidireccionales que en losas bidireccionales.

Para resumir, la elección si es armada en una o dos direcciones depende de la relación de luces, pero muchas veces dependerá de la posibilidad de existencia de vigas en los bordes. Cabe mencionar por ejemplo en las losas de escaleras que suelen armarse en el sentido más largo por la imposibilidad de colocar las vigas acompañando la inclinación de la escalera.

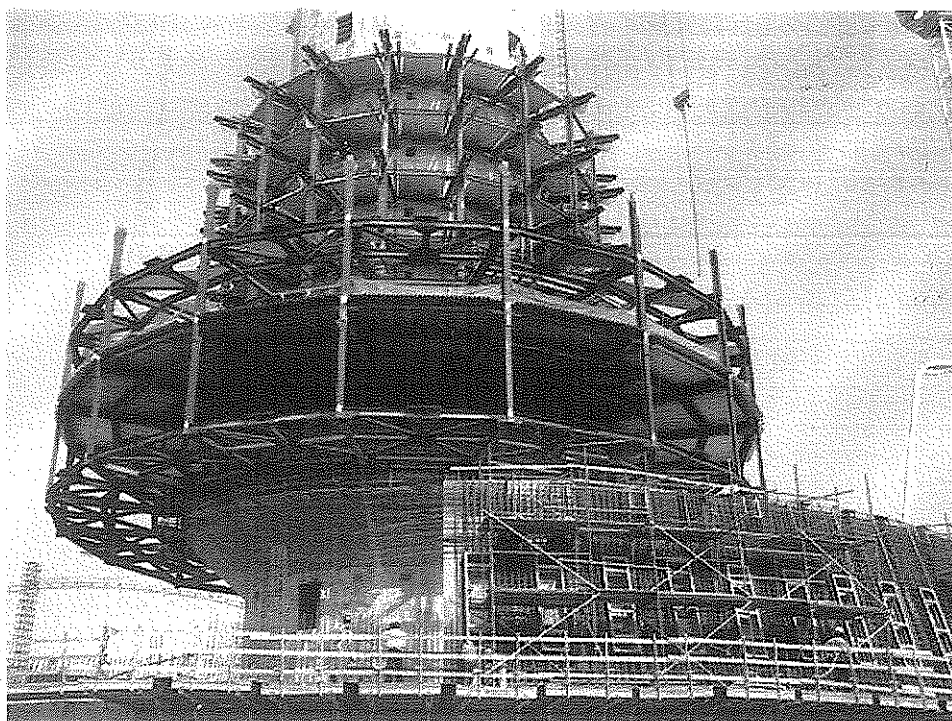
ELECCIÓN FORMA DE LOSAS

Hablemos de las formas de las losas: Obviamente las más económicas son las losas cuadradas, ya que reparten las cargas de la misma manera en ambos sentidos. Las losas rectangulares, no tienen mayor objeción, son siempre utilizadas.



Las losas triangulares funcionan bien, no son muy usadas por desconocimiento o por ser poco prácticas en el diseño total del edificio. La desventaja que tienen las losas triangulares es su dimensionado correcto por ser más dificultoso. Depende de los programas de cálculo con los que se cuente. En general, si se las dimensiona con planillas de cálculo, llevan mucho desperdicio, por calcularse como unidireccionales utilizando la luz más larga para toda la losa. Como comúnmente, para un edificio existen una o dos losas con este formato, se permite este desperdicio.

Con las losas circulares o de semicírculo, pasa algo similar que con las triangulares. Tanto en losas triangulares como en losas circulares se debe colocar una malla de hierros en la parte superior, por los grandes alabeos que se producen en las zonas cercanas a los bordes. En este tipo de losa el sistema de fajas se puede tomar en referencia a cualquiera de los lados. La deformada posee características totalmente análogas a las de las losas rectangulares apoyadas en todo el perímetro: concavidad hacia arriba en el centro, es decir cara inferior de la losa traccionada, y concavidad hacia abajo en la zona próxima a los vértices, inversión de tracciones generada por el alabeo. No se admite en este caso eliminar la armadura superior en los ángulos ya que dada la forma de la planta el alabeo de las fajas tiene especial relevancia en la capacidad resistente de la lámina. En los bordes debe considerarse la existencia de tracciones en la cara superior de las losas que, al igual que en los casos anteriores, son producidas por el condicionamiento al libre giro de los mismos, ya sea por la continuidad material con el apoyo (losa apoyada en vigas de hormigón armado) o por la existencia de cargas sobre los mismos, aunque no haya continuidad material con el apoyo. La deformación de una losa circular apoyada en todo su perímetro y con carga uniforme presenta todos los cortes diametrales idénticos, tomando dos ortogonales cualesquiera como representativos se ponen de manifiesto la deformación y las zonas traccionadas. Las armaduras se organizan como una malla ortogonal, en dos direcciones cualesquiera.



Para una losa rectangular, apoyada en tres de sus lados y con un borde libre, se estudian las deformaciones a partir de una faja sobre el borde libre y otra perpendicular en el centro del mismo, de lo cual surgen las siguientes observaciones:

- La faja que coincide con el borde libre es, por presentar la mayor flecha, la de mayor curvatura entre las que le son paralelas.
- La faja perpendicular al borde libre presenta curvatura hacia arriba.
- Todas las fajas en ambos sentidos salvo la perpendicular al borde libre en su punto medio resultan alabeadas, en consecuencia, el alabeo afecta a los cuatro vértices.

La losa rectangular apoyada en dos lados concurrentes impedidos de girar, tiene un comportamiento que sigue las reglas generales que se han visto para las placas y difiere del comportamiento de las losas en ménsula desde una única línea de apoyo. Para comprender la deformación de este caso se parte de que el vértice al que concurren los dos lados libres desciende y en consecuencia los dos bordes libres se curvan con concavidad hacia abajo. Sin embargo, no toda la placa queda traccionada solamente en su cara superior. Si se toman dos direcciones de análisis ortogonales, siendo una de ellas una diagonal se observa:

- La faja que llega al borde libre se comporta como una ménsula y además se alabea.
- En la faja que va de apoyo a apoyo se tiene que los puntos intermedios descienden, ya que acompañan la deformación de las ménsulas, por lo que en su centro presentan concavidad hacia arriba y en los apoyos hacia abajo dado que éste se encuentra impedido de girar.
- Presentan también alabeo. Si se estudian fajas paralelas a los bordes libres se aprecia que su curvatura y por lo tanto sus momentos disminuyen a medida que la faja se acerca al borde apoyado.

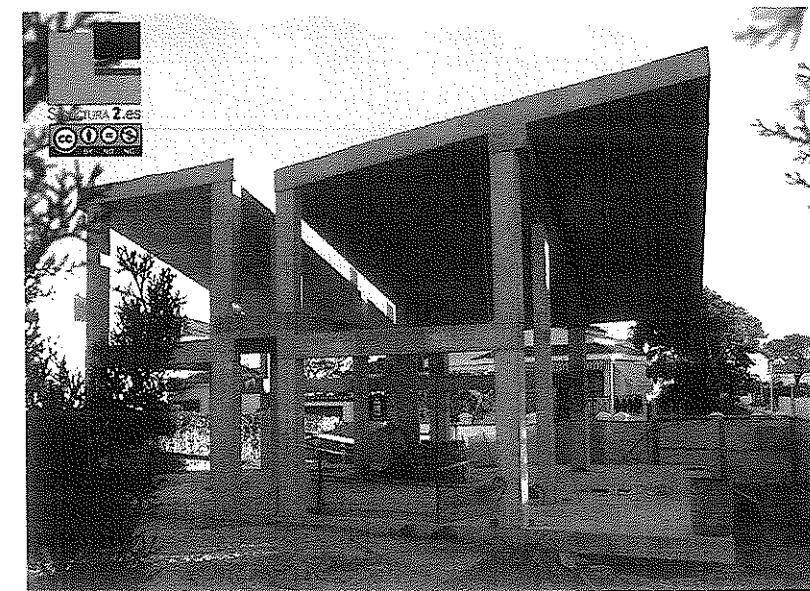
Este conjunto de observaciones permite establecer criterios para organizar las armaduras:

- Este tipo de losa exige la utilización de una doble malla, cada una en la proximidad de cada cara.
- La malla inferior será uniforme en toda la superficie.
- La malla superior, si las dimensiones de la losa lo justifican, se puede construir variando la separación de las barras o su diámetro de forma que tenga mayor capacidad a medida que esté más próxima al borde libre.

En el caso de losas de planta compleja (que se apartan de las losas rectangulares) apoyada en todo su perímetro podemos decir que, en el estado actual del conocimiento y del desarrollo del soporte tecnológico de medios auxiliares de cálculo, tienen la posibilidad de ser analizadas por la aplicación de programas informáticos basados en los **elementos finitos**, obteniéndose así la mejor aproximación posible a su comportamiento. No obstante, siguen siendo válidas, para casos no demasiado exigentes en cuanto al espesor de la lámina, las aproximaciones manuales. Una losa de planta trapezoidal puede ser estudiada como una losa rectangular con las luces promedio. Una losa con un hueco central puede descomponerse en cuatro losas apoyadas en tres lados, eligiéndose luego para las zonas de superposición las mayores armaduras. Una losa en forma de L puede requerir el estudio de más de una aproximación:

- Como una losa rectangular con las máximas dimensiones.
- Dos descomposiciones en una losa rectangular apoyada en todo el perímetro más una losa apoyada en tres lados que recibe en el borde libre la descarga que produciría la otra losa. Se elegirían luego las mayores armaduras en cada dirección.

Las losas en voladizos en hormigón tradicional, pueden llegar hasta los 2 metros de luz libre. Más de esa dimensión deben tener bastante espesor para evitar la deformación excesiva, por lo cual pasan a ser antieconómicas. Para luces mayores de 2 metros conviene hacer vigas en voladizo y que la losa apoye en esas vigas. No siempre es practicable.



ELECCION DE TIPO DE VIGAS Y DISTRIBUCIÓN

Entrelazado con el diseño de columnas y de losas, surge el diseño de las vigas. No se las puede considerar como un elemento aparte, incluso las vigas son parte de las losas, el hormigón lo comparten y muchas veces las vigas están dentro del espesor de las losas.

La distribución de las vigas responde a muchos conceptos, por lo cual lo dicho en este ítem debe ser complementado con lo comentado en los ítems de losas y de columnas.

Para diseñar adecuadamente tenemos que conocer el conjunto estructural; de nada sirve estudiarla como elemento independiente cuando la realidad es que la viga es monolítica con la losa y columna, a excepción del hormigón prefabricado. Si bien, es habitual estudiar una viga como simplemente apoyada por simplicidad de cálculo, la realidad es que ese caso no existe en la práctica.

Veamos las distintas posibilidades que tenemos a la hora de diseñar una estructura:

Viga aporticada con columnas

Este tipo de vigas solo tiene que ver con la forma de calcularla, ya que materialmente es similar a cualquier otra viga no aporticada, solo diferirá en el armado que surge obviamente de los cálculos. Para que en obra se respete lo analizado numéricamente, se debe crear esa unión entre columna y viga por medio de la armadura. Es una muy buena opción para vigas largas y con cargas importantes. Son las vigas que se las considera semiempotradas en las columnas, es decir les transmiten momentos a las columnas. Quiere decir que, el beneficio logrado en vigas al empotrar sus apoyos, es perjudicial para las columnas. En muchos casos es necesario, y a veces es la única opción construir la viga aporticada, por lo cual se debe tener en cuenta para los casos antes mencionados y también para cuando quiero vigas de poca altura.

Otro tema a tener en cuenta, para que funcione correctamente, es que la columna tenga la rigidez suficiente en la dirección de la viga. Si la viga tiene dimensiones de 20cmx60cm y apoya en columnas de 20cmx20cm, la poca rigidez de la columna, comparada con la de la viga, hace que el momento que pueda tomar la columna sea muy bajo. Por lo tanto, ese aporticamiento es muy poco útil. Convendría realizar la columna de 20cmx60cm, con los 60cm en la dirección del eje de la viga, así los dos elementos tienen la misma rigidez. Mi sugerencia de todos modos, es no tomar como un pórtico perfecto, ya que la columna sufre mucho. Por lo cual, considerando el ejemplo anterior, sería muy aceptable contar con una columna de dimensiones 20cmx40cm.

Esta solución es muy utilizada en los edificios cuando las columnas que vienen de las plantas superiores al llegar a la PB o a Subsuelo, zona de cocheras, deben desviarse o desaparecer, por lo cual una posibilidad es que apeen sobre vigas. Estas vigas deben ser aporticadas para poder soportar las cargas de esas columnas.

Viga invertida

Es una opción cuando no queremos que se vea desde abajo. Estructuralmente no presenta mayor desventaja. Se pierde la oportunidad de calcular la viga como placa en el tramo, pero realmente no es una desventaja apreciable. El mayor inconveniente es que aparece la viga por encima de las losas y en general entorpece la ubicación de puertas, ventanales, como así también la instalación de cañerías eléctricas. Todo lo mencionado es solucionable, pero hay que tenerlo en cuenta. Otro inconveniente a considerar es la parte constructiva,

ya que armar el encofrado para la viga invertida es un poco más complejo que para una viga colgada, dependerá de cada constructor. En resumen, es muy recomendable en situaciones donde no debe verse la viga colgada hacia abajo.

Viga cinta

En muchos casos es una solución muy necesaria. En principio, su pequeña altura tiene limitaciones reglamentarias. En el caso de cumplir con la altura mínima que pide el reglamento hay que tener en cuenta una serie de factores:

- No es posible utilizarla para luces grandes (mayores de 6m),
- no puede recibir apeos,
- tiene mucha deformación.

Si todo esto es tenido en cuenta y sus deformaciones son aceptables, debemos saber que es una viga más costosa que las vigas con mayor altura, pero utilizada con cuidado es una alternativa.

Seguramente estas vigas lleven armadura de compresión.

Se debe tener en cuenta que algunos diseñadores no las admiten porque en general deben sobresalir de la losa hacia arriba y ocupan parte del contrapiso, por lo cual a veces son un obstáculo para el paso de cañerías.

Postesadas

El tema postesado ya fue tratado en otro capítulo, debe quedar claro que es una buena alternativa en los casos que sean vigas muy solicitadas, ya sea por grandes cargas o por grandes luces. Tal vez el costo es alto por depender de una empresa especialista en el tema, pero siempre debe ser considerado su utilización.

Vigas continuas

Es importante poder estudiar las vigas como continuas para que el momento flector en el tramo disminuya, como contrapartida, aparece un momento negativo en los apoyos, donde también hay que agregar mayor armadura de acero. Cuando las vigas son estudiadas como continuas se logran menores dimensiones en las mismas. No es una buena opción cuando las vigas contiguas son de luces o cargas muy diferentes. Podemos tomar como beneficioso hacer vigas continuas cuando la relación de luces es mayor a 0,5 como ya se dijo en el capítulo de Losas.

Vigas ménsula

Las vigas ménsulas, al igual que las losas en voladizos, deben tener continuidad con una viga interna, es muy común colocar vigas en voladizos para los balcones, muchas veces estas vigas conviene hacerlas invertidas para que sirvan de parapeto del balcón, o que sirvan para el armado de la babeta; pero si se tiene una viga en voladizo y es invertida, también se debe mantener la viga invertida en la parte interna del edificio, para dar la continuidad. Recordemos que el momento flector máximo en la viga ménsula se produce en el apoyo, por lo tanto, en la viga interna también se produce un momento máximo en

ese apoyo, se concluye que no se puede, de ninguna manera, disminuir las dimensiones de la viga en la parte interna. En el caso que la ménsula no tenga continuidad con alguna viga interna, el momento flector de la ménsula lo debe tomar la columna, lo cual es muy contra productivo, pero puede ser una solución.

Existen ménsulas de poca longitud, que son llamadas ménsulas cortas, su armadura se calcula por medio de sistema de bielas. No es tema que trataremos en este texto.

Premoldeadas y pretesadas

En construcciones corrientes de edificios para viviendas, no suele utilizarse hormigón premoldeado, es más común en estructuras fabriles. Tienen un costo elevado si no son muy repetitivas, hay que incluir su transporte y su montaje, en edificios de altura el montaje también es una gran complicación. Su gran beneficio es la velocidad constructiva, por lo cual es un tema a analizar.

ELECCION DE TIPO DE FUNDACIÓN

La elección del sistema de fundación depende de varios factores:

- Tipo de suelos.
- Resistencia de Suelo.
- Profundidad de mantos de suelo resistentes.
- Tipo de estructura a apoyar.
- Cargas que llegan a fundación.
- Tecnología con la que cuenta la empresa que ejecute la fundación.

Veamos distintos sistemas:

Bases

Es el sistema más conocido, de ejecución y cálculo sencillo. Para casas pequeñas, cuando la profundidad que nos sugiere el estudio de suelos es hasta 2m. aproximadamente, es una buena solución.

Las bases pueden ser:

- Zapatas aisladas: ya fueron descriptas y se puede agregar que son las más económicas.
- Zapatas corridas: para soportar un muro.
- Zapatas combinadas: para soportar dos o más columnas.
- Bases excéntricas: Se utilizan cuando estamos al borde de línea oficial o línea medianera. Estas son bases más costosas que las centradas, pero cuando estas últimas no pueden utilizarse es la solución adecuada. Muchos profesionales desplazan columnas hacia el interior del terreno, alejándose de los ejes medianeros, para evitar este tipo de bases. Además, hay que tener en cuenta que las bases excéntricas que deben soportar cargas superiores a las 20 ton. hay que agregar un elemento resistente para tomar los momentos flectores que se le originan producto de la excentricidad. Estos elementos

son tensores o vigas de fundación que encarecen la construcción. En muchos casos, donde ya hay un edificio existente, es imposible construir estas vigas que deben cruzar la edificación existente, por lo tanto, es recomendable buscar otras soluciones.

Las vigas de fundación deben apoyar en la base excéntrica y en otra base. A veces, la otra base está muy lejos, o no existe esa otra base, entonces se realizan bases cercanas, que solo generan peso propio, y sirven para tomar a las vigas de fundación.

Plateas

Cuando las dimensiones de las bases son tal que ocupan más del 50% de la superficie del terreno, conviene utilizar otro tipo de sistema de fundación, como por ejemplo la platea. La misma tiene un elevado consumo de hormigón y acero, por lo cual son bastante más costosas que las bases.

Podemos decir que cuando el terreno es malo, de baja capacidad de carga, o conformado por arcillas expansibles, material de relleno o bien cuando existen napas freáticas, se debe recurrir a sistemas como ser pilotes o plateas.

Las plateas tienen ciertas ventajas:

- Poca excavación.
- No se requiere mano de obra especializada.
- Pueden reemplazar al contrapiso.

Podemos mencionar algunas desventajas:

- Deben ser bien calculadas ya que pueden llegar a tener descensos diferenciales sobre todo en zonas de rellenos.
- Consumen mucho hormigón y mucha armadura.

La construcción de la misma consiste en primer lugar hacer un desmonte, luego un relleno de tosca, sobre la misma se coloca un film de polietileno y arriba va la platea.

Las plateas muchas veces son copiadas de otras, lo cual es un gran error, ya que las mismas dependen de las cargas que reciben y obvio del terreno. No hay dos edificios que puedan tener las mismas condiciones.

Las plateas son aptas tanto para edificios de gran porte, como para edificios muy livianos. En el primer caso las plateas necesitan rigidizarse y son de considerable espesor, lo que conlleva a utilizar volúmenes de hormigón muy importantes.

Cuando sobre las plateas descargan columnas de mucha carga se provoca un efecto llamado Punzonado (tema ya comentado en bases y en entresijos sin vigas) en la zona que rodea las columnas sobre la platea. Este efecto se contrarresta aumentando el espesor de la platea en la zona de las columnas o bien reforzando la armadura. Las opciones son: cruzar vigas bajo las cargas concentradas, utilizar capiteles en la losa, aumentar el espesor de toda la losa, agregar armadura de punzonado calculada para tal fin. Los aumentos de espesor pueden ser hacia arriba o hacia abajo, dependiendo del proyecto.

En general conviene que la platea se realice cuando las cargas son lineales (por ejemplo, muros portantes) y no tanto para cargas puntuales (columnas), para evitar el efecto de punzonado. De todos modos, aunque las cargas sean lineales se requiere el estudio del efecto de punzonado, por lo cual mi preferencia es colocar siempre vigas bajo los muros

portantes. Asimismo, en los casos de que apoyen columnas sobre la platea, me inclino por colocar vigas que se crucen bajo esa carga puntual.

Entre las variantes de las plateas, a los fines prácticos, podemos encontrar: planas, planas con dados para el apoyo de las columnas, con vigas perimetrales, con vigas intermedias, nervuradas. En el caso de utilizar vigas, las mismas pueden ser hacia abajo o invertidas, en ambos casos la platea se estudia como losa con armadura cruzada.

Pilotines

Son pequeños pilotes, de 30 cm de diámetro aproximadamente y de 1,50m de profundidad (o la que surja según estudio de suelos, pero en general son de esta profundidad). Poseen una armadura mínima de 5 Ø 10 con estribos Ø 6 c/ 20cm. En caso que sirvan de apoyo para muros portantes, se utiliza como elemento de transición, vigas de fundación, en este caso, los pilotines se los suele colocar cada 1,50 mts. En los casos de tener que soportar cargas puntuales, se los puede colocar en conjunto 2 - 3 o los necesarios y utilizar como elemento de transición un cabezal, al igual que con los pilotes. La resistencia de los pilotines se obtiene por su resistencia lateral y por su resistencia de punta. Las tensiones del suelo las aporta el estudio de suelos. Para casas de 1 o 2 plantas funcionan correctamente, pero debo decir que, si bien se utilizan muchísimo, son antirreglamentarios ya que para su llenado se debería utilizar algún sistema que no sea volcando el hormigón desde arriba, ya que el CIRSOC establece que el hormigón no puede ser volcado a más de 0,50m de altura. Vuelvo a decir que es frecuentemente utilizado, pero no es correcto.

Pilotes

Se opta por pilotes cuando el estrato resistente está muy profundo o el suelo es de muy baja capacidad portante. La capacidad por fricción del pilote depende del perímetro del pilote y de su longitud y la capacidad por punta depende netamente del área.

Hay muchos tipos de pilotes, si nos orientamos a un edificio de pequeña envergadura se suelen realizar en hormigón, primero realizando la excavación, luego colocando armadura y luego se efectúa el llenado. Hay que tener en cuenta los posibles desprendimientos del terreno, por lo cual muchas veces, se hacen con agregado de lodos bentoníticos.

Son más costosos que otros sistemas de fundación, por el sistema constructivo, en general se requiere de contratación de una empresa especializada. Pero puede ser utilizado para cualquier tipo de edificación y para cualquier tipo de terreno ya que existen variantes de pilotes para cada situación.

Como ya he comentado en pilotines, para tomar la carga de una columna se requiere del elemento de transición que es el cabezal (gran dado de hormigón). La cantidad de pilotes que se necesitan para una columna dependerá de la profundidad y diámetro de los pilotes elegidos. Muchas veces la empresa constructora, dueña de la máquina perforadora, es la que determina diámetros para conseguir la mayor economía con sus equipos propios. Los cabezales deben cumplir algunas dimensiones mínimas para que no se produzcan esfuerzos cortantes excesivos.

Micropilotes

Los micropilotes son pilotes de pequeño diámetro (20cm) y se componen de una barra, tubo de acero o de armadura de acero que constituye el núcleo portante, el cual se recubre

normalmente de lechada inyectada a gran presión de cemento que forma el bulbo. Las características técnicas de los materiales y modo de ejecución de estos micropilotes permiten lograr altas capacidades de carga (30 a 150 toneladas), tanto a la tracción como a la compresión, con deformaciones mínimas. Transmiten las cargas al terreno mayormente por rozamiento por el fuste.

Los micropilotes inyectados constituyen una solución alternativa de fundación profunda en casos especiales, debido a que la maquinaria necesaria para su ejecución es de reducidas dimensiones, permitiendo su uso en zonas con accesos difíciles, espacio de trabajo reducido y gálibo limitado (trabajos a realizar bajo una estructura existente, etc).

Hoy están en pleno auge, ya que tiene algunas ventajas frente a pilotes:

- mayor velocidad de ejecución.
- poco volumen de excavación, por lo cual más fácil el retiro de suelos.
- baja posibilidad de desprendimientos
- maquinarias de menor tamaño lo hacen accesible hasta en lugares cubiertos.
- necesitan menor separación del eje medianero por lo cual las ménsulas que se forman en las vigas centradoras son mucho menores que en el caso de pilotes de mayor diámetro.

PAUTAS PARA DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS TRADICIONAL

Diseño de vigas tradicionales

Si tenemos que hablar de luces máximas a cubrir con una viga, la mayor limitación que tenemos es la altura que se le debe dar a la viga, teniendo en cuenta que una altura aconsejada y económica es el 10% de la luz.

Hagamos un ejemplo: si tenemos una luz de 10m, la altura sugerida para la viga sería de 1m, lo cual en muchas oportunidades es inviable. Se puede reducir esa altura a costa de un mayor agregado de hierro, provocando un costo mayor, pero además existiría una deformación mayor. Además, para reducir la altura se suele dar mayor ancho a la viga, lo cual sigue siendo antieconómico, aunque muchas veces resuelve la situación problemática.

Otra limitación con respecto a los largos máximos, es que para luces mayores de 12m hay que empalmar hierros, lo cual no solo provoca un cálculo adicional, sino que hay un desperdicio mayor de acero y se traduce en un mayor costo. Las luces aconsejadas son vigas de 3 a 6m. no presentan mayor inconveniente. En un edificio de entresijos para viviendas, luces hasta 6m permiten alturas de vigas de 50cm que, en general, no molestan a los ambientes, ya que pueden quedar dentro de los espesores de las mamposterías. Para luces mayores, si quisiéramos darle la altura correspondiente a la viga, tal vez las vigas comiencen a aparecer por debajo de la altura de dinteles y deberíamos buscar otra solución. Para luces mayores de 7 u 8m. conviene calcular las vigas aporricadas con las columnas. Para vigas mayores de 12m conviene utilizar vigas pretesadas o postesadas a las cuales ya hicimos referencia. Las vigas menores de 3m. son muy cortas, por lo cual cualquier solución es aceptable, incluso pueden resolverse como vigas cintas, a pesar que muchos colegas no las prefieren, yo insisto que a veces son una buena solución, teniendo en cuenta los comentarios ya realizados.

Los anchos de vigas sugeridos para realizar vigas económicas son de un tercio de la altura de la viga. Otras dimensiones las hacen antieconómicas, pero cuando la altura no puede ser la sugerida, se debe aumentar el ancho. Hay casos, por ejemplo, donde la altura de la viga es de 15cm y el ancho 100cm, este elemento estructural puede ser estudiado como viga o como losa unidireccional.

Quiero tomar como ejemplo un caso muy común en edificio entre medianeras cuando se quiere colocar vigas de medianera a medianera, para no colocar columnas intermedias. Si tomamos una separación entre ejes medianeros de 8,60m, hay muchas soluciones y dependerá de muchos factores. Quiero hacer algunos comentarios al respecto: En cualquier solución hacer vigas de 8m. de largo es más costoso que hacer dos vigas de 4m.; para luces de 8m se sugiere que la viga tenga 80cm de altura, pero para un edificio de viviendas u oficinas, por lo general no es factible esa altura, ya sea, para dejar alturas de pasos libres o por una cuestión arquitectónica, por lo cual sugiero que la altura de esta viga sea de 60cm, y el ancho de la misma de 20cm. Esta viga va a estar muy solicitada, quedará armada con bastante hierro, tal vez necesitará armadura de compresión. EL hecho de reducir la altura unos 20cm a lo sugerido mejora notablemente el tema de alturas de paso y estético, a mayor precio. En algunos casos, se puede reducir aún un poco más esa altura de viga, necesitando aumentar el ancho, con lo cual será el proyectista quien tendrá que tomar la decisión, a sabiendas de las ventajas y desventajas de cada dimensión.

Diseño de columnas

La primera fase para el proyecto de una estructura es colocar columnas donde sean posibles, luego borrar las que no son necesarias. Para ubicar y elegir las definitivas existen algunas premisas básicas, seguramente conocidas, pero viene bien recordarlas:

1. Distancia favorable entre ellas 3m a 5m.
2. Tratar de lograr continuidad vertical.
3. Priorizar columnas cuadradas, a pesar que arquitectónicamente es más favorable las columnas rectangulares
4. Utilizar tabiques para tomar principalmente la carga del viento
5. La ubicación y dimensión no deben afectar la propuesta arquitectónica

1. La separación entre columnas siempre surge de lo que permite el proyecto, de todos modos hay que considerar varias cuestiones:

Columnas ubicadas a menos de 3 metros provoca que las vigas que las unen sean muy cortas y deban tener una armadura casi mínima. Puede ser que la viga no tenga altura (viga cinta) y entonces esa luz de viga sea conveniente; pero en principio, debo decir que, si el proyecto lo permite, es preferible separar más las columnas y hacer una viga con la altura adecuada.

Se debe tener en cuenta que las columnas en los dos o tres últimos pisos superiores se construyen con dimensiones y armadura mínima, por lo que si tiene poca carga (por la pequeña separación) no serían aprovechadas.

Surge también otro inconveniente que es llegar a las fundaciones con dos columnas muy cercanas provocando una resolución con bases combinadas (en el caso de sistemas de fundaciones con bases), si bien estructuralmente no presentan ningún inconveniente, resultan un poco más onerosas.

Si la situación es colocar solo dos columnas próximas en todo el edificio, no hay ningún problema, ahora si todo el edificio tiene columnas muy cercanas, entiendo que existe un

problema arquitectónico principal, antieconómico desde cualquier punto de vista y complicando el sistema de fundaciones.

Cuando la separación entre columnas es superior a los 5m., analicemos que sucede con el dimensionado de las vigas. Para que el mismo sea óptimo, deberíamos cumplir con la relación $h = \text{luz}/10$ o algo aproximado según el criterio de cada calculista, la altura que nos estaría dando es de 50cm o mayor, lo cual obliga a tomarlas con precaución controlando las alturas de paso, o altura de aberturas. Si esa altura la debemos limitar y alejarnos entonces de la relación propuesta anteriormente, ya no tendríamos dimensiones óptimas con el consiguiente aumento de costo.

Si queremos respetar dimensiones más económicas, entonces tendríamos que tomar un ancho de viga respetando la siguiente relación ancho de viga = $1/3$ de la altura de la viga. Seguramente estas dimensiones estarían dejando mochetas en ciellorrasos ya que no caben en el espesor de la pared. Recordemos que las vigas que se alejan de sus dimensiones óptimas pueden funcionar correctamente, pero encarecen el producto.

Con buen criterio, **se podría tomar como parámetro una columna cada 12 m²** incluyendo las columnas de borde.

2. Creo que todos entendemos la ventaja de lograr la continuidad vertical. En las plantas superiores de un edificio, o en las plantas de una casa no es tan grave que existan apeos, obviamente hay que diseñar la viga para tomar dicha carga y eso encarece un poco la estructura, pero es despreciable en el costo total de la obra.

Lo que hay que tener en cuenta es que toda la columna que apea, debe apoyar en viga, quiero decir que si la columna es de 20x20cm, la viga tiene que tener un ancho mínimo de 20cm. Hay profesionales que opinan que por 2 cm que sobresalga no pasa nada, pero disiento de esa afirmación ya que, si aceptamos esa consideración, el ancho de apoyo de columna es 2 cm menor al ancho de columna, por lo tanto, es como si la columna tuviese 2 cm menos. Esa columna fue dimensionada para ser de 20x20 y la realidad es que trabaja como de 18x20. No coincido para nada con ese criterio, por más que en muchas obras se ve materializado.

Cuando estamos en plantas inferiores de un edificio, el apeo toma consideraciones muy importantes. En general, las PB son seguramente lugares para cocheras o de espacios libres grandes, por lo cual el apeo es esencial. No hay que asustarse, solo tenemos que entender que las vigas van a ser importantes y con mucha armadura. A veces los calculistas tratamos de estudiar el conjunto de vigas y columnas como pórticos, significa hacer trabajar a ambos elementos en conjunto, con esto logramos vigas con menor armadura, pero lo pagamos con columnas mucho más solicitadas. Esas columnas deberían tener un ancho importante en la dirección de la viga para tomar el momento producido por el aportamiento.

Obviamente la sugerencia es evitar apeos en la PB, si se puede. Caso contrario considerarlos con bastante esmero.

3. Estructuralmente las columnas cuadradas o redondas son las que mejor trabajan. Las redondas tienen un gran inconveniente que es su encofrado. Si se construyen muchas columnas iguales su costo tiene menor incidencia, dependiendo de cada empresa constructora. Las rectangulares, son las más utilizadas en nuestro medio, pero si se puede elegir la cuadrada funciona mejor ya que posee la misma inercia en todos los sentidos para afrontar al pandeo. En el caso que existan momentos a considerar en la cabeza o pie de columnas, ahí sí, las columnas funcionan mucho mejor con el lado más largo en la dirección que toma dicho momento.

Las columnas (tabiques) de 12x60 son muy requeridas porque en general no dejan mochetas. Caben muy bien en las medianeras o tabiques de 15cm, el inconveniente es su mayor costo. El mismo se debe a las dimensiones mínimas que debe tener, pero, sobre todo, al hecho de que queda muy desaprovechado un sentido. El sentido de menor dimensión aporta muy poca rigidez, necesaria para los efectos del viento o del pandeo.

4. Yo sugiero utilizar siempre tabiques contra viento dispuestos en la caja de ascensor y/o caja de escalera. Ahí no molestan, tal vez necesite realizarles pases para conductos, pero nada más. Pueden soportar ambas direcciones del viento. Solo agregaré sobre el tema viento que los tabiques convienen que estén en la parte central del edificio. Un caso particular a mencionar es el de las estructuras de edificios de más de 10 plantas, donde el denominado Efecto de Rototraslación causado por la Acción del Viento y/o la Acción Sísmica, imponen la resolución simétrica de la planta de estructura; resolución que se puede observar en muchos de las más altas torres que actualmente se exhiben en distintos lugares del mundo.

5. No afectar la arquitectura: fundamental, por eso ya fue mencionado en todos los puntos expuestos. Entiendo que el dueño del proyecto debe ser quien defina las prioridades en el trabajo a realizar. Como estructuralista me encanta que la estructura sea la prioridad en cada proyecto. Pero la realidad es que la mayoría de los arquitectos quieren esconder la estructura, lo cual se logra en base a un mayor costo.

Si se analizan los costos de una estructura perfectamente proyectada estructuralmente y otra proyectada con un criterio de esconderla según la arquitectura y que responde satisfactoriamente a los requerimientos de estabilidad y rigidez, la diferencia en precio puede ser de un 10% entre una y otra, lo cual traducido al costo total del edificio puede llegar a un 2%. En valor absoluto seguramente es mucho, pero una obra hay que estudiarla en valores relativos y considerar además el valor agregado que se da al proyecto de toda la obra.

Volviendo a las columnas de 12x60, su costo es el 1,5 veces el costo que las columnas cuadradas de 20cm de lado, pero ¿cuánto representa esto en el total de una obra?, si la estructura es el 20% del costo de todo el edificio y las columnas son un 15% del costo de toda la estructura, quiere decir que las columnas representan un 3% del costo total del edificio, gastar un poco más en esa proporción no es considerable, teniendo en cuenta que logramos mejores visuales en los ambientes, y luego tenemos los ahorros constructivos como ser la desaparición de aristas.

Para terminar, quiero dejar aclarado mi punto de vista sobre estas consideraciones en cuanto al diseño estructural. Estoy convencido que el proyecto arquitectónico tiene que prevalecer sobre el diseño estructural. Este último, en todo caso, es una cuestión económica. Como siempre digo, por ahora las columnas son necesarias, no podemos hacer el edificio volando; pero si las queremos ocultar, solo debemos evaluar su costo. El tema es siempre evaluar y tomar la mejor decisión conociendo los pro y los contras de cada tipología.

Con todo esto, espero haber dado una idea preliminar de pautas a tener en cuenta para proyectar la ubicación y dimensiones de columnas.

Utilización de tabiques

Llamamos tabiques a aquellos elementos verticales que toman carga y tienen una relación de 1:5 como mínimo. Pero este tipo de tabiques, ya fue mencionado en el apartado de columnas, ya que funcionan como tales. En esta ocasión nos referiremos a aquellos que también sirven como pared divisoria. Los tabiques son muy necesarios para tomar la

acción del viento, por lo cual en edificios de 4 o más pisos son muy necesarios. Si bien no es la única forma de tomar viento, yo los considero como una buena opción ya que además cumplen la función de cerramiento. En general se ubican en paredes que rodean al ascensor y/o paredes que rodean caja de escalera. En estos lugares es muy conveniente utilizarlos ya que por cuestiones reglamentarias de incendio esas paredes pueden ser ejecutadas o en hormigón o en ladrillos comunes, por lo cual la diferencia de costo no es tan pronunciada. En caja de ascensor aún contamos con una ventaja mayor que es que no se necesita revocar la parte interior, cuando es de hormigón y sí, es necesario cuando es de mampostería de ladrillo común. Se debe tener en cuenta que para tomar acción del viento se debe disponer de dos tabiques paralelos como mínimo en cada dirección.

Es para tener en cuenta que los tabiques no son recomendables rodeando algún baño o en alguna pared por la cual deban circular cañerías. Ya que las mismas no se pueden amurar dentro del tabique, las cañerías deben tener el espacio suficiente para hacer su recorrido.

Otra función de los tabiques, puede ser para tomar los empujes de tierras, o como submuración. Los laterales de subsuelos se suelen hacer de hormigón armado, hoy con una técnica llamada Gunitado, lo que favorece velocidad constructiva y evita todo el tema de encofrados de tabiques.

Diseño de fundaciones

Este tema es el que menos le puede interesar al proyectista arquitectónico, ya que las fundaciones no varían la arquitectura, pero su definición tiene mucha influencia en el costo de obra. Su ejecución es un alto porcentaje de obra, además lleva un tiempo importante su realización. En muchos casos es peligroso por trabajar en altura. O en bajo nivel de terreno donde pueden producirse desmoronamientos.

En estos párrafos quería comentarles algunas cuestiones que tienen que ver con la elección del sistema de fundación. Tal vez es la parte de la obra en que menos se fijan los arquitectos, por lo cual muchas veces queda a criterio del calculista o de la sugerencia del estudio de suelos. Entiendo que a igualdad de seguridad estructural se debe utilizar el sistema más económico, pero hay un factor muy importante que es la seguridad constructiva. Si la misma se pudiera ponderar, creo que muchas obras tenderían a cambiar su sistema de fundación y por eso decidí poner en consideración este tema. Por lo menos para que podamos pensarlo y evaluarlo, luego cada profesional tendrá sus razones para elegir uno u otro sistema. En estos párrafos solo volcaré lo que atañe a mi propia experiencia.

Últimamente me encontré con clientes que solicitaban trabajar con la menor excavación posible, algunos citando las complicaciones de realizarlas, o por sus propias limitaciones, o por sus miedos a derrumbes linderos. Para disminuir la excavación, hay que disminuir el tamaño de las bases, pero eso no depende del calculista, sino de las cargas y de la tensión admisible del suelo. Lo que puede hacer el estructuralista es distribuir las bases con el mejor criterio, por ejemplo, para excavar lo menos posible en las cercanías de las medianeras, pero el volumen a excavar siempre termina siendo el mismo. Si a esto, le agregamos que al haber bases excéntricas (medianeras) debemos realizar vigas cantiléver (vigas de fundación) ubicadas al nivel de fundación, las excavaciones son importantes.

Por lo tanto, me puse a evaluar distintas opciones, a pesar que la sugerencia del estudio de suelos sea el uso de bases aisladas.

Tomemos como ejemplo un edificio de 10 pisos en la Ciudad de Buenos Aires, por lo general los estudios de suelos sugieren la utilización de bases aisladas. Este sistema es el más conocido y por lo general el más económico. Por lo tanto ¿para qué cambiarlo?

Para dar respuesta a este interrogante comencé pidiendo presupuestos para la realización de pilotes, obviamente era más caro que realizar las bases aisladas, pero la sorpresa fue que la diferencia no era excesiva. En el caso del ejemplo, el presupuesto de pilotes dio un 10% más alto respecto a la realización con bases aisladas. Claro que es complicado generalizarlo, ya que los precios varían dependiendo del terreno y de cómo llegan las cargas.

Continuando con el análisis, tomé nota de ventajas y desventajas de un sistema y otro. Si la obra no posee subsuelo, con los pilotes tengo una gran ventaja que es lograr disminuir el riesgo de desmoronamientos al mínimo, y algo muy importante también es lo que gano en velocidad constructiva. Realizar bases, dependiendo de su envergadura y la climatología, puede llevar mínimo dos meses de trabajo; un sistema de pilotes puede llevar quince días como mucho. Posteriormente ya estamos en el nivel cero para construir las vigas centradoras (si fuesen necesarias) y los cabezales.

Recuerdo que, en oportunidades anteriores, cuando me planteaban realizar pilotes, la respuesta que otorgaba era la diferencia de precios, mucho más caro, sólo eran aconsejados los pilotes en suelos donde las bases abarcaban más del 50% del terreno o sino cuando el tipo de suelo o construcción no hacían posible otro tipo de fundación. Tal vez, en algunos casos, los pilotes competían con las plateas. Pero los tiempos cambian, las tecnologías también y por lo tanto los precios varían.

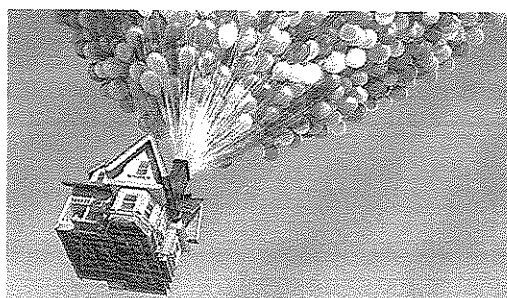
Creo que es el momento de empezar a evaluar distintas opciones y no solo quedarse con lo que venimos haciendo desde hace años.

Ahora, muy a título personal, entre los diferentes tipos de pilotes, me gustan los micropilotes, funcionan muy bien, son de pequeño diámetro, por lo tanto, menos riesgo, cabezales más pequeños. En medianeras las columnas poseen menos excentricidad que los pilotes normales, entonces las vigas centradoras poseen una menor sollicitación, su ejecución es más rápida, y el volumen de suelo a remover es mucho menor.

FACTORES A TENER EN CUENTA PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

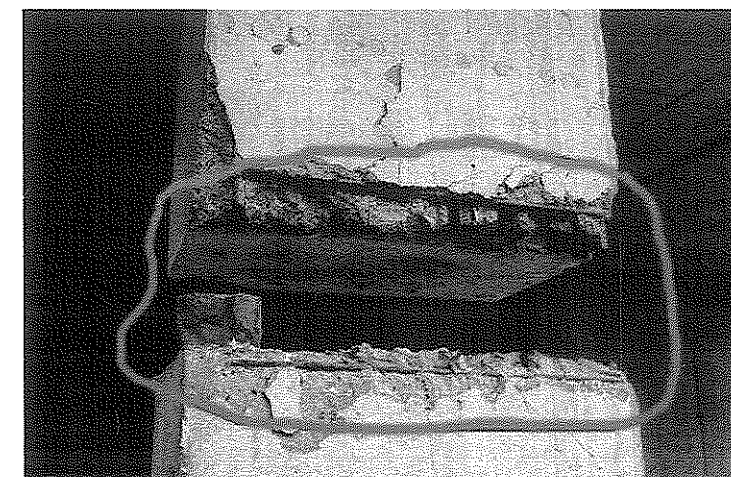
Funcionalidad estructural

La estructura debe responder a su función, que es la de sostener al edificio, soportar sus cargas y transmitir las al suelo. Hay situaciones inevitables en una estructura, como ser la existencia de columna y sus fundaciones por lo cual deben ser estudiadas en el conjunto arquitectónico respetando la función que cumplen. La foto siguiente muestra la aspiración de muchos arquitectos: una casa que no apoye en suelo, pero de todas maneras hay una estructura que debe cumplir la función de sostener esa vivienda.



Para cumplir con su función, una columna no puede ser atravesada en toda su dimensión transversal.

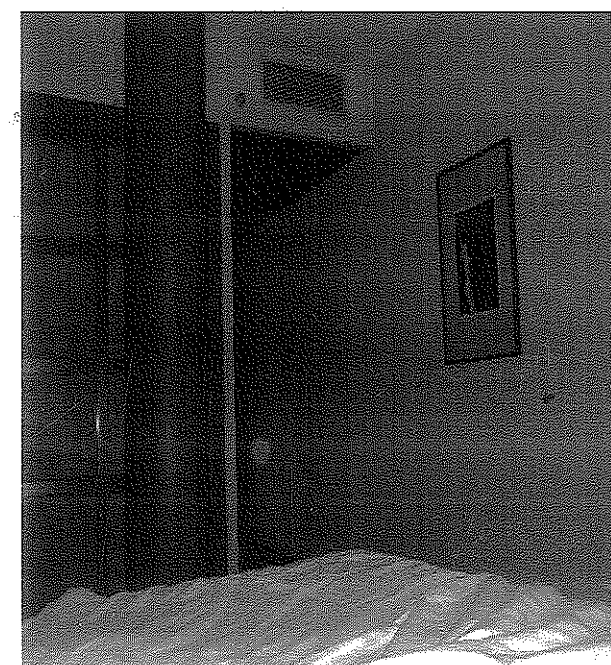
Este factor de funcionalidad es obvio, pero a veces es dejado de lado en la etapa de anteproyecto del edificio.



Coherencia con Arquitectura

La ubicación de columnas y vigas es fundamental para el diseño del edificio, es uno de los factores más importantes a tener en cuenta por el diseñador. Este factor no puede ser delegado a un calculista.

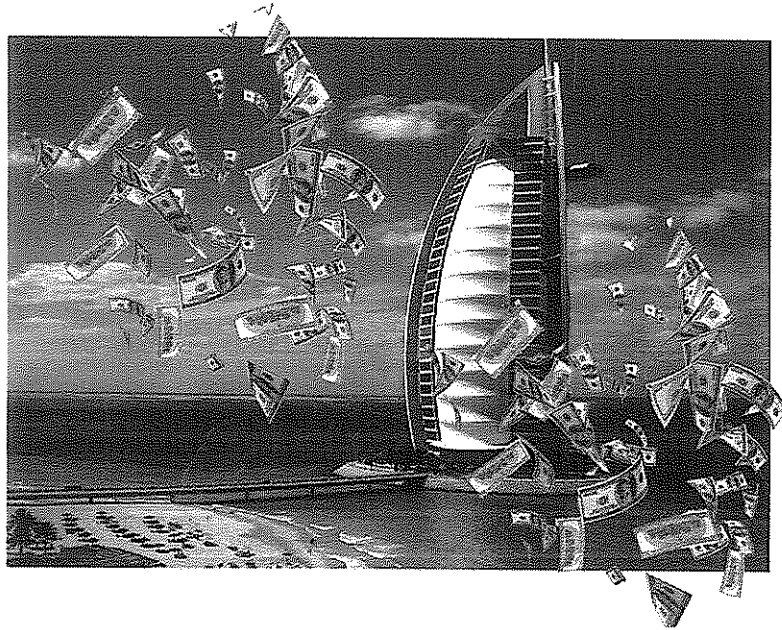
Por ejemplo, hay obviedades de no colocar una columna delante de una puerta.



Economía

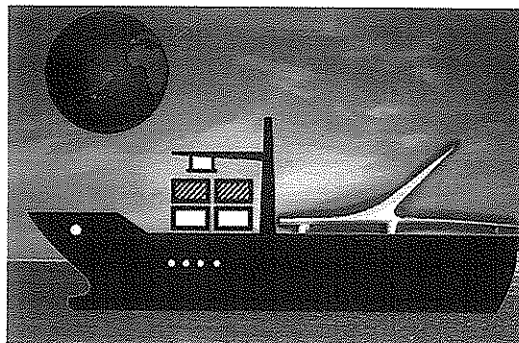
Siempre se debe buscar la economía por más que la premisa sea hacer una estructura voluminosa.

El proyectista determinará en que caso prevalece una cuestión arquitectónica sobre la economía, pero respetando dicha arquitectura siempre se debe buscar la opción más económica.



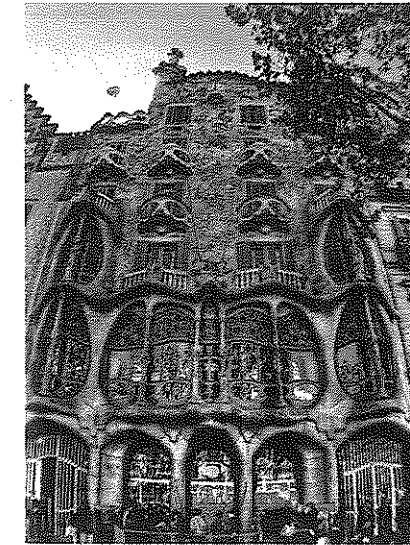
Materialización y disponibilidad

No se puede pensar en la obra si no sabemos si se puede materializar o conseguir los materiales. En algunas obras se cuenta con la posibilidad de traer materiales o partes de la estructura de otros países, pero se lo debe considerar desde la etapa de anteproyecto dicha posibilidad. Por ejemplo, el Puente de la Mujer que fué traído de España casi todo armado.



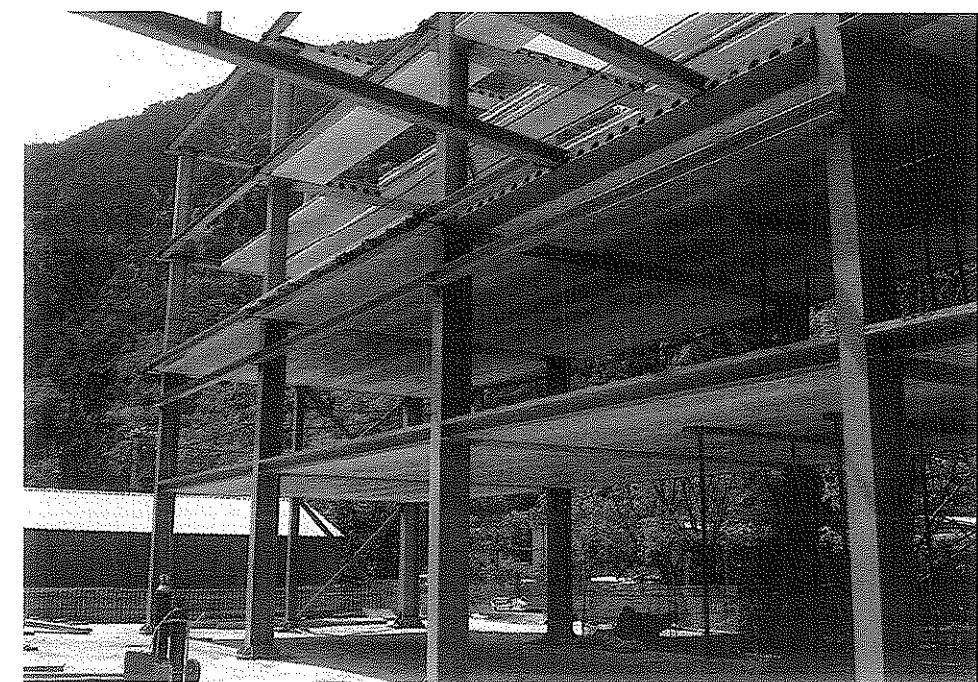
Estética

Es una obviedad que la estructura debe guardar los requerimientos estéticos del proyecto.



Velocidad constructiva

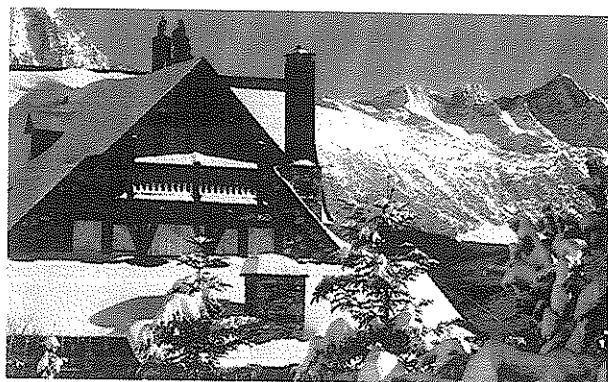
Es muy importante definir los tiempos de construcción necesarios o convenientes. Muchas veces el premoldeado tiene la ventaja insuperable de su rápido montaje.



Características del suelo y climatología

Es de suma importancia conocer las posibilidades que nos da el suelo en determinado lugar, ya que no solo depende del mismo la fundación sino también la altura a la que podrá llegar la edificación. No es lo mismo estar en la montaña que en la playa, los suelos determinarán tipologías de estructuras diferentes.

Lo mismo sucede con la climatología, así se deberá diseñar la estructura para tomar las cargas de nieve, de viento, de sismo. Para cada zona se dispondrán criterios diferentes.



ETAPAS EN EL PROCESO DE DISEÑO

Las fases para un diseño estructural son muy variadas y dependerán de cada diseñador. Es mi sugerencia que siempre se hagan en conjunto con el proyecto arquitectónico, es decir mientras se va pensando la arquitectura se vaya pensando donde estarán ubicadas las columnas y vigas. Esta situación no es la comúnmente utilizada por los diseñadores, quienes piensan la arquitectura y luego envían su proyecto a un calculista quien se encarga de ubicar columnas, vigas, etc. Insisto como ingeniero calculista, que un Ingeniero no está capacitado para interpretar fielmente la idea arquitectónica, al querer agregar la estructura seguramente no tenga en cuenta las prioridades reales del proyecto. Como ya comentara, las prioridades de los factores deben ser establecidos por el Arquitecto proyectista, y en base a esta decisión sabrá qué tipo de estructura se podrá plasmar. Por eso creo que el proyecto estructural y su predimensionado debe ser realizado por el arquitecto.

En el caso que esté avanzado la arquitectura y se quiera colocar una estructura los pasos a realizar propuestos por mi experiencia son los siguientes:

- Definir prioridades para el diseño estructural, elegir materiales y tipologías.
- Ubicación de probables columnas en la planta tipo o planta más importante.
- Copiar esas columnas en otras plantas, yendo para arriba y para abajo. Ver si es posible apeos o si se debe desplazar la columna propuesta.
- Dibujar losas y vigas en planta más importante. Ver si hay que agregar o quitar columnas.

- Volver al resto de las plantas para reubicar columnas que hayan sido desplazadas y completar el entramado de losas y vigas. Siempre es conveniente repetir el esquema estructural en todas las plantas, al menos lo que se pueda.
- Predimensionado formal de la primera propuesta estructural.
- Análisis y crítica de esta primera propuesta.
- Búsqueda de la propuesta definitiva o mejoradora.

Estas fases no son tan lineales y por eso no se han puesto numeradas, son fases que van y vuelven hasta llegar a la mejor opción. Es de hacer notar que en todas las etapas va incluido el predimensionado mental, ya que ubicar una columna en determinado punto del proyecto debe ser justificada desde sus dimensiones, lo mismo pasa con las vigas y los espesores de losas. Es de hacer notar que cada profesional resuelve estas etapas en el orden que priorice, en este caso es una sugerencia del autor.

INTERROGANTES PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Expondré algunas preguntas que no tienen una única respuesta, pero que, a la hora de diseñar una estructura, el arquitecto o ingeniero se las debe realizar y responder coherentemente.

¿Conviene utilizar calidades de hormigón alta o baja?

Actualmente la calidad del hormigón para edificios más comúnmente utilizada es H25, para edificios de hasta 10 pisos cumple la ecuación más económica-resistente, pero para mayor cantidad de pisos conviene utilizar calidades superiores ya que se va a lograr una mayor economía, pero lo más importante es que las columnas de pisos inferiores van a tener dimensiones inferiores cuanto mayor sea la calidad del hormigón. Recordemos que Según Reglamentos CIRSOC 05, las calidades van de 5 en 5 y una calidad H25 es similar a un H21 del reglamento CIRSOC 82, por lo tanto, lo más generalizado es el H25, y para edificios de más de 10 pisos, se suele utilizar ya un H35 o H40.

¿Conviene vigas que se vean o queden ocultas?

En principio es una decisión que surge según las prioridades del diseñador. Cuando no queremos ver vigas ni que dejen mochetas, tener en cuenta que en paredes de ladrillos huecos de 12 cm la viga puede ser de 12cm de ancho y no dejaría mocheta para ningún lado de la pared. Por eso cuando existe esa posibilidad hay que aprovecharla. También hay que aprovechar los cielorrasos suspendidos, pero en este caso tener en cuenta que las vigas no deberían ser muy altas; para un edificio de viviendas, esa viga no debería superar los 40cm de altura para que quede un espacio entre cielorraso y viga y así poder pasar alguna instalación. En general esos cielorrasos están en baños, por eso tener en cuenta que, si en la planta superior hay un local sanitario, se debe pensar en el proyecto de cañerías y sus diámetros para ver si se cruzan con las vigas. En general se debe tratar de ubicar las vigas coincidentes con mamposterías laterales al baño y no atravesándolo directamente.

¿Conviene grandes losas con espesores importantes o losas pequeñas?

Primero debemos definir qué significa grandes o pequeñas losas. Ejemplificaremos el caso de losas macizas, ya que son las más utilizadas por ahora. Podemos decir que losas normales son de 3m. ó 4m., a partir de los 5m. hablaremos de losas grandes, y en el caso de menos de 3m. las consideraremos como losas pequeñas.

Los espesores de losas dependen de las luces de cálculo y sin entrar en procesos de pre-dimensionado, para losas cruzadas de 4m. x 4m. el espesor que verifica bien para no presentar grandes deformaciones es de 10cm, más allá que las deformaciones dependen de la continuidad y de las dimensiones de las vigas en la que apoya. En losas unidireccionales el espesor de 10cm, surge para losas de 3m. de luz. Losas de 10cm de espesor macizas resultan de lo más económicas.

Entonces podemos decir que para luces por debajo de los 3m. dan espesores menores a los 10cm. Teniendo en cuenta que 8 cm es el mínimo permitido por reglamento, resulta que losas más pequeñas no tienen ninguna ventaja, solo darían como resultado el uso de muchas vigas innecesarias y tal vez de muchas columnas.

Si en cambio queremos utilizar losas más grandes, para evitar grandes deformaciones se debe aumentar el espesor y por lo tanto aumentaría el peso propio y si la losa resultara de espesor mayor de 15 cm, ya sería una losa antieconómica. Y en algunos casos serían impracticables.

Obviamente, ante el interés de tantos diseñadores en utilizar losas de mayores luces, se han creado alternativas, pero en todos los casos para evitar grandes deformaciones se debe dar altura importante al elemento estructural, es decir espesor a la losa. Así surgen losas aligeradas, losas nervuradas, losas casetonadas, en todos los casos se necesita una altura de nervios o de espesor de losa total de 30cm aproximadamente.

Con la aparición de losas pretesadas se logró disminuir esos espesores, por lo cual son una buena alternativa y muy valorada en los casos de entrepisos sin vigas.

Recordemos que para entrepisos sin vigas el espesor mínimo es de 15cm. Para separación de columnas mayor a los 5m. ya los espesores comienzan a aumentar, con lo contraproducente de acrecentar el peso propio, por lo cual es muy ventajoso, para este tipo de entrepisos, utilizar losas alivianadas (colocar material liviano, reemplazando hormigón, donde no es necesario su resistencia, por ejemplo, en zonas traccionadas) o utilizar postesados. En general, termina siendo lo más económico, la combinación de losas postesadas y aligeradas, llegando a cubrir luces de 20m x 20m con un espesor de 30cm.

Volviendo al caso de **losas comunes entre vigas, sugiero que las luces máximas de las sean de 6m. x 6m. en losas cruzadas, y de 4m. en losas unidireccionales.**

Todo queda a criterio de cada calculista y diseñador.

¿Conviene agregar cielorrasos suspendidos?

Decisión que dependerá de muchos factores, debe ser elegido por el diseñador.

¿Conviene colocar columnas o tabiques?

Las dimensiones mínimas para tabique son 12x60 cm mientras que para columnas son de 20x20. Como ya comenté, los tabiques son más costosos, pero en el total de la obra es insignificante, además si tenemos en cuenta la economía que logramos al no tener mochetas, el precio total de la obra no se ve afectado por una u otra opción. Hacemos notar en

este apartado que en donde existen revestimientos cerámicos, incluso revestimientos de yeso y exista una mocheta, realizar la arista es sumamente costoso tanto por el material desperdiciado y por la mano de obra. También hay que tener en cuenta que las mochetas en baños, pueden afectar la colocación de la bañera u otros artefactos, cuando los espacios son muy ajustados.

¿Conviene realizar bajos losas?

Utilizar bajo losas fue una práctica utilizada en décadas pasadas. Hoy pierde practicidad para la reparación de cañerías, ya que es más fácil romper un cielorraso que romper un contrapiso y piso. Por otro lado, es mucho más fácil hacer una losa toda al mismo nivel, más fácil de pensar en el proyecto. Algunos, hoy en día, opinan que conviene el bajo losa, pero es una decisión de cada proyectista y su propia experiencia.

¿Conviene realizar vigas cintas?

Las vigas cintas son reglamentarias mientras cubran la altura mínima dada por el reglamento CIRSOC. Para entender de qué estamos hablando vamos a definir viga cinta aquella viga que se encuentra dentro del espesor de la losa; a veces la definen como una viga que tiene más ancho que altura, lo cual es cierto, ya que con la primera definición estamos diciendo que tiene poca altura, entonces esa viga necesita imperiosamente aumentar su ancho para recuperar la inercia que se pierde al ser de pequeña altura. El reglamento fija dicha altura de forma similar a las losas, por actuar ambos elementos a flexión, por lo cual la altura de las vigas cintas no es un impedimento para su realización.

Tomemos un ejemplo de una viga de 3m de longitud y de 10 cm de altura, la queremos verificar para cargas normales de un edificio de viviendas, vamos a darnos cuenta que por diferente procedimiento de cálculo que hagamos que esa viga no va a verificar. Ni siquiera aumentando el ancho. En cambio, si la haríamos de 14cm de altura, ya cambia bastante la situación y para la luz mencionada, una viga cinta de 14cm de altura con un ancho de 60 u 80cm verifica muy bien. Claro que esos 14 cm no entran en losas de 10 cm de espesor, por lo general se las hace sobresalir hacia arriba de la losa, ocupando parte del contrapiso.

Podemos decir que la altura dependerá de la luz de la viga, de las cargas de la viga, pero nunca menos de 12 cm. De ahí para arriba dependerá del proyecto. En losas grandes, de luces grandes, una viga cinta puede tener 18-20 cm de altura.

El ancho de la viga debe ser el suficiente para que verifique. Pero no debe superar el metro de ancho, ya que sino la forma de cálculo responde más a una losa que a una viga. Así que las vigas cintas pueden variar su ancho entre 60 cm y 100cm. Aproximadamente. Menos de 60 cm difícilmente verifiquen.

Veamos la gran ventaja que presentan estas vigas:

- Son vigas ocultas, ventaja tan buscada por muchos proyectistas.

Las desventajas son muchas más:

- Al tener muy poca altura, son muy deformables. Agregar más hierro no ayuda mucho a limitar la flecha, por lo cual se sugiere verificar siempre la flecha en este tipo de vigas.
- Son antieconómicas, ya que llevan mucho mayor armadura que una viga común. Por su poca altura, seguro llevan armadura de compresión. Pero son antieconómicas en

comparación de viga contra viga. En el presupuesto final de una obra, su incidencia es despreciable. En general uno opta por este tipo de vigas en algunas pocas situaciones. Realizarlo en todas las vigas, tiene algunas complicaciones, pero si esa fuese la idea, se debería estudiar el entrepiso como losas sin vigas.

- No resisten cargas concentradas. Gran limitación que presentan.
- Al ser bastante anchas, es difícil encontrar apoyos puntuales, lo ideal es que todo el ancho de una viga tenga apoyo. A veces se logra su apoyo teniendo una columna y vigas. No es buena opción apear viga cinta sobre viga cinta, por lo ya comentado en punto anterior.
- En los casos que ocupen parte del contrapiso, muchas veces dificulta el paso de instalaciones por esos contrapisos. Más allá de la complicación constructiva de armar un pequeño encofrado hacia arriba.

Hay estructuralistas que no las sugieren para nada este tipo de vigas, yo digo que existen y no por ello se producen fallas en la estructura. Las vigas se estudian para resistir las cargas y se debe verificar su deformación. Más allá de todas las desventajas son muy apreciadas en los casos que el diseñador quiere ocultar dicha viga. Por lo tanto, sugiero que su uso sea tenido en cuenta, a sabiendas de sus ventajas y desventajas.

¿Conviene proyectar vigas invertidas?

Las vigas invertidas no generan mayor inconveniente desde el punto de vista estructural. En zona de tramos, es decir entre apoyos, pierden la posibilidad de ser estudiadas como viga placa. Estudiar una viga como placa genera un ahorro de material, pero si la viga fue predimensionada con las dimensiones sugeridas (altura = 10% de la luz) este ahorro no es tan importante. En cambio, en vigas con poca altura, la ventaja de ser viga placa toma gran sentido. Puedo decir, que el costo de perder la posibilidad de realizar una viga placa no es motivo para descartar su uso. Seguramente la decisión de ser invertida pasara por cuestiones estéticas o constructivas y no económicas.

Continuando con el tema de aprovechar el estudio como vigas placas, se debe tener en cuenta que las vigas invertidas, pueden ser estudiadas como placa en casos de apoyos y voladizos, ya que el momento en esos casos tienen signo negativo lo que significa que las compresiones coinciden con la zona de losas.

Con lo expuesto desde el punto de vista estructural y económico no hay mayor ventaja en su utilización.

Ventajas:

- No se ven desde abajo
- No molestan al paso de cañerías que van por debajo de la losa.

Desventajas:

- En general, para la mayoría de los constructores son más dificultosas para su encofrado y posterior llenado de hormigón.
- Pueden molestar al paso de cañerías que van por tabiques y recorren contrapisos.
- No pueden utilizarse donde hay vanos que llegan al piso.
- Según altura de viga, a veces complica la colocación de tomas que van a nivel inferior de paredes.

¿Conviene apartarse de las dimensiones sugeridas?

En algunas situaciones conviene apartarse de las dimensiones sugeridas por cuestiones estéticas o por respetar otras cuestiones, lo que hay que saber es que las medidas sugeridas son siempre a favor de condiciones más económicas. Lo que sugerimos siempre es respetar dimensiones reglamentarias. A veces, parece no importante esta cuestión, pero cuando hay algún problema, siempre es preferible estar bajo normativa.

¿Conviene valerse de apeos?

Los apeos deberían tratar de evitarse, ejercen algún esfuerzo mayor sobre su apoyo debido a que son cargas concentradas. Se requieren refuerzos de estribos. También los apeos suelen generar mayores momentos por lo cual siempre es preferible evitarlos. Otra forma de ver este tema es que los apeos hacen que las cargas que deberían ir lo más rápido a las fundaciones son desviadas en alguna viga, por lo cual siempre existe una anti-economía. En caso de apeos de vigas, no son tan problemáticos, si bien es preferible que las vigas descarguen sobre columnas, el esfuerzo mayor que se genera en la viga de apoyo no es tan significativo. Apeos de columnas que traen carga de una o dos plantas, pueden existir sin mayor inconveniente, es común en los pisos superiores de un edificio que, al tener las plantas superiores más chicas por cuestiones municipales, las columnas del frente y contrafrente tienen desplazamientos respecto a las columnas que están sobre la Línea Oficial, y si el retiro es de 2m en general conviene que apeen sobre vigas y no colocar otra columna separada a 2 metros de la de la línea oficial. En caso que los apeos sean de 8 o 9 pisos, ya las vigas que soportan dichas columnas, deben tener una altura y ancho considerable, dependerá del largo de la viga y de la separación que tiene el apeo de alguna de las columnas. Recordemos que, conviene que esa viga no tenga más de 4mts., en este caso, se soluciona con una viga de 30cm. x 50cm. aproximadamente. Se puede mejorar esta situación, si el apeo cae cerca de uno de los apoyos, así el momento resultante no es tan grande, si bien el esfuerzo de corte no se logra disminuir, ese esfuerzo también es solo en una zona muy importante y se lo puede absorber con estribos y barras dobladas logrando así un buen funcionamiento. Cuando los apeos traen cargas de 8 o 9 pisos como propusimos anteriormente y las vigas que reciben esos apeos son de 8 o 9 mts. de largo, se debería aportar viga con columna, colocar dimensiones importantes en vigas y columna, altura de viga no menor a 80cm y ancho no menor de 50cm, y se debe tomar todos los recaudos en cuanto a deformación. Con todo esto, quiero decir que se debe tratar de evitar los apeos, pero tampoco hay que ser tan rígidos y tomarlos como un espanto. En toda obra hay apeos, muchas veces logran mejorar la estética. Lo que no estoy de acuerdo es cuando hay un apeo sobre una viga, y la misma apea en otra viga y luego esta apea sobre otra y así son tantos que las cargas terminan perdiendo el camino, si bien lo que digo es metafórico, tiene mucho de real basado en la experiencia, siempre es conveniente simplificar el camino de las cargas, cuando la carga tiene un recorrido más corto para llegar al suelo la estructura es más económica.

¿Conviene realizar losas o vigas en voladizo?

En el caso de balcones se suelen colocar las losas en voladizo. Cuando el balcón tiene hasta 2m. de ancho es eficiente esa losa, en el caso de tener mayor ancho es preferible tratar de salir con vigas en voladizo y que la losa del balcón apoye en las vigas en voladizo

o en vigas perimetrales. Si bien depende de cada proyecto en particular, lo comentado es lo más típico. Teniendo en cuenta que para que exista una losa en voladizo debe existir otra losa simplemente apoyada, en el caso de no existir esa continuidad entonces la única manera es de apoyar el balcón en vigas perimetrales. Las vigas en balcones a veces ayudan a los temas constructivos, ya que ayudan a armar babetas o son usadas como barandas. En algunos casos las vigas en voladizo no molestan porque llevan un cielorraso suspendido entonces esas vigas no se ven. En otros casos el diseñador quiere evitar ver vigas, por lo cual la única solución es la losa en voladizo.

En el caso de vigas en voladizo, se debe tener en cuenta también su continuidad con vigas simplemente apoyadas. Si las vigas son vigas colgadas, en general no hay problema con dicha continuidad; pero si las vigas en voladizo son invertidas, se debe tener en cuenta su continuidad a veces imposible de materializar, ya que se meten dentro de la vivienda y pueden molestar.

¿Conviene utilizar un puntal o un tensor?

Siempre es conveniente colocar un tensor antes que un puntal desde el punto de vista estructural ya que el tensor no sufre el efecto de pandeo, por lo cual se puede materializar con solo unos hierros, los que luego son recubiertos con concreto. Muchas veces, constructivamente, se los termina armando al igual que un puntal. Una desventaja para el tensor es que el mismo debería ser tensado antes de su puesta en servicio, porque hasta que el tensor no esté tensado no toma carga.

¿Conviene disponer losas cruzadas o unidireccionales?

Tema ya conversado en pregunta sobre espesores de losas.

¿Conviene unificar espesores de losas y dimensiones de vigas?

Decisión totalmente a criterio del diseñador. En general hay una conveniencia constructiva bastante importante por la unificación de dimensiones. Pero el diseñador tiene que evaluar costos por unificar, volúmenes, y luego tener en cuenta la estética y lo constructivo. Muchas veces también por condiciones estéticas se debe unificar dimensiones de columnas, más que nada cuando están a la vista. Otras por cuestiones constructivas, se trata de aprovechar el encofrado de columna en distintos pisos, más aún si son encofrados metálicos.

ALGUNOS TEMAS QUE SUELEN SURGIR EN PROYECTOS DE EDIFICIOS

- Tener en cuenta los ventanales que llegan de losa a losa, ya que no permiten vigas sobre el dintel, por lo cual puede realizarse una viga cinta sobre el mismo con las condiciones que ya hemos mencionado o puede estudiarse la losa apoyando en el otro sentido y no necesitar una viga. La gran contra que tenemos cuando no hay viga es la colocación de un voladizo, ya que, si la losa es la que trabaja como voladizo, necesita una viga sobre el ventanal. La viga cinta no sería lo ideal para esta condición, pero

estudiándola correctamente se puede subsanar este inconveniente, o tal vez se utilicen vigas que salen como voladizos, tema ya comentado.

- Tener en cuenta que donde en el proyecto se colocaron plenos, no pueden ser invadidos por columnas o vigas libremente. En este caso hay que estudiarlos muy bien y proyectar el recorrido de las cañerías para saber bien cuál es la dimensión del pleno mínimo necesario.

- Muchas veces cuando se utiliza aire acondicionado por conductos, los mismos tienen que atravesar los distintos locales por encima del cielorraso, suelen hacerse huecos en las vigas que se encuentran en el camino. Está totalmente prohibido hacer un hueco para pases de aire acondicionado sin previo estudio del mismo. Sugiero siempre pasar los conductos entre viga y cielorraso, en caso de ser imposible entonces prever el hueco haciendo los refuerzos necesarios en las vigas.

Con todo lo comentado creo haber puesto en valor las decisiones que debe tomar el diseñador del edificio. He comentado mis sugerencias que no dejan de ser sugerencias basadas en mis más de 20 años de experiencia tanto desde lo laboral como Constructor, y Calculista de Estructuras, como así también desde mi labor docente.

Todo lo dicho es opinable, pero entiendo que mi experiencia puede ser tomada como base de partida, cuando se quiera diseñar una estructura, que como ya dije queda incluida en el proyecto del edificio. **NO SE PUEDE PROYECTAR UNA CONSTRUCCIÓN SIN SU ESTRUCTURA.**

Anexo

TABLAS Y GRÁFICOS DE REFERENCIA

GRAFICO #2.1
DIMENSIONES MÍNIMAS Y MÁXIMAS PARA LOSAS NERVURADAS

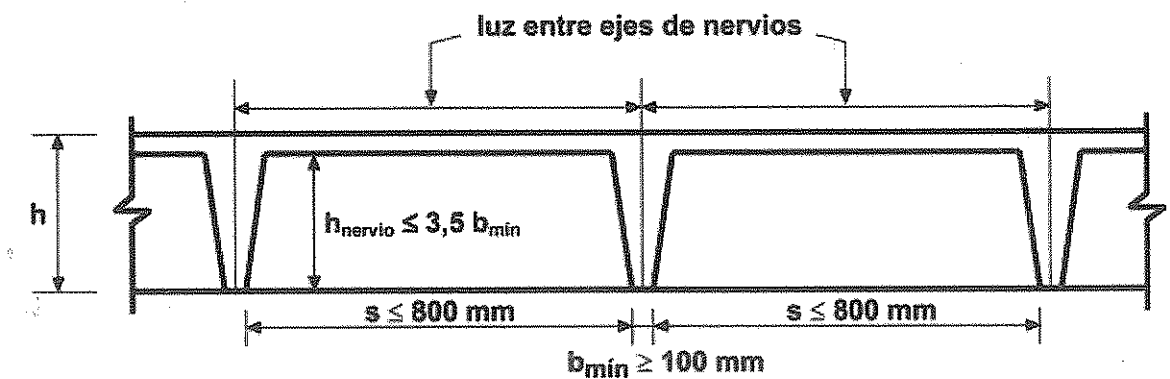


GRAFICO #2.2
TABLA DE COEFICIENTE M PARA PREDIMENSIONADO DE LOSAS

Losas unidireccionales		Losas Bidireccionales	
Posición	M	Posición	M
	12		50
	30		55
	35		
	40		60

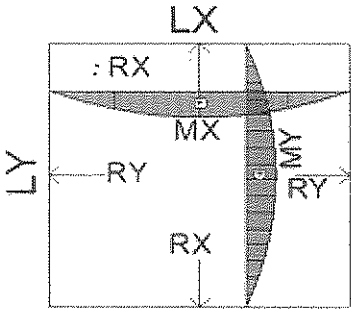
GRAFICO #2.3
TABLA DE SOLICITACIONES PARA BARRAS MÁS UTILIZADAS

	Mto: $M_{tramo} = \frac{q \cdot l^2}{8}$	Reacciones: $R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2}$
	Mto: $M_{Apo} = \frac{q \cdot l^2}{8}$ $M_{Tramo} = \frac{q \cdot l^2}{14,22}$	Reacciones: $R_A = \frac{5}{8} \cdot q \cdot l$ $R_B = \frac{3}{8} \cdot q \cdot l$
	Mto: $M_{Apo} = \frac{q \cdot l^2}{12}$ $M_{Tramo} = \frac{q \cdot l^2}{24}$	Reacciones: $R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2}$
	Mto: $M_{Apo} = \frac{q \cdot l^2}{2}$	Reacciones: $R_A = q \cdot l$

GRAFICO #2.4
TABLAS DE COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DE SOLICITACIONES EN LOSAS CRUZADAS

TABLA #2.4.1

$M_x = C_{Mx} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$
 $M_y = C_{My} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$
 $R_x = C_{Rx} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_x$
 $R_y = C_{Ry} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_y$



Lx/Ly	C _{Mx}	C _{My}	C _{Rx}	C _{Ry}
0.50	0.0965	0.0174	0.269	0.731
0.55	0.0892	0.0210	0.268	0.641
0.60	0.0820	0.0243	0.267	0.566
0.65	0.0750	0.0273	0.266	0.502
0.70	0.0683	0.0298	0.265	0.450
0.75	0.0619	0.0318	0.263	0.404
0.80	0.0560	0.0334	0.261	0.364
0.85	0.0506	0.0348	0.259	0.330
0.90	0.0456	0.0359	0.256	0.300
0.95	0.0410	0.0365	0.253	0.274
1.00	0.0368	0.0368	0.250	0.250
1.05	0.0365	0.0410	0.274	0.253
1.11	0.0359	0.0456	0.300	0.256
1.18	0.0348	0.0506	0.330	0.259
1.25	0.0334	0.0560	0.364	0.261
1.33	0.0318	0.0619	0.404	0.263
1.43	0.0298	0.0683	0.450	0.265
1.54	0.0273	0.0750	0.502	0.266
1.67	0.0243	0.0820	0.566	0.267
1.82	0.0210	0.0892	0.641	0.268
2.00	0.0174	0.0965	0.731	0.269

TABLA DE COEFICIENTES DE LOSAS CRUZADAS N°1

TABLA #2.4.2

$$M_{ex} = C_{Mex} * q * (L_{menor})^2$$

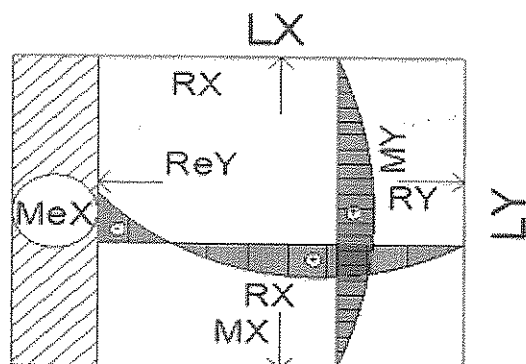
$$M_x = C_{Mx} * q * (L_{menor})^2$$

$$M_y = C_{My} * q * (L_{menor})^2$$

$$R_x = C_{Rx} * q * (L_{menor})^2 / L_x$$

$$R_{ey} = C_{Rey} * q * (L_{menor})^2 / L_y$$

$$R_y = C_{Ry} * q * (L_{menor})^2 / L_y$$



Lx/Ly	CMex	CMx	CMy	CRx	CRey	CRy
0.50	0.1214	0.0584	0.0060	0.169	1.049	0.613
0.55	0.1188	0.0562	0.0083	0.168	0.947	0.545
0.60	0.1159	0.0538	0.0105	0.167	0.845	0.487
0.65	0.1126	0.0512	0.0127	0.167	0.769	0.437
0.70	0.1089	0.0485	0.0149	0.166	0.702	0.394
0.75	0.105	0.0457	0.0168	0.166	0.643	0.360
0.80	0.1008	0.0428	0.0187	0.165	0.591	0.329
0.85	0.0965	0.0400	0.0205	0.165	0.545	0.302
0.90	0.0922	0.0372	0.0221	0.165	0.504	0.278
0.95	0.088	0.0345	0.0234	0.165	0.467	0.255
1.00	0.0839	0.0318	0.0243	0.166	0.433	0.235
1.05	0.0881	0.0327	0.0282	0.186	0.440	0.240
1.11	0.0924	0.0330	0.0323	0.209	0.449	0.245
1.18	0.0967	0.0328	0.0369	0.234	0.460	0.249
1.25	0.1011	0.0324	0.0423	0.263	0.471	0.253
1.33	0.1055	0.0319	0.0485	0.298	0.482	0.257
1.43	0.1096	0.0309	0.0553	0.339	0.492	0.260
1.54	0.1133	0.0292	0.0627	0.388	0.501	0.262
1.67	0.1165	0.0269	0.0707	0.447	0.508	0.264
1.82	0.1192	0.0240	0.0792	0.519	0.514	0.266
2.00	0.1215	0.0204	0.0880	0.606	0.520	0.268

TABLA DE COEFICIENTES DE LOSAS CRUZADAS N°2

TABLA #2.4.3

$$M_{ey} = C_{Mey} * q * (L_{menor})^2$$

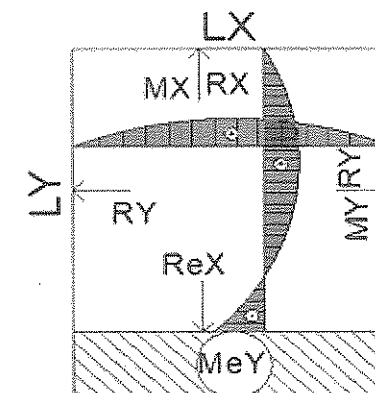
$$M_x = C_{Mx} * q * (L_{menor})^2$$

$$M_y = C_{My} * q * (L_{menor})^2$$

$$R_x = C_{Rx} * q * (L_{menor})^2 / L_x$$

$$R_{ex} = C_{Rex} * q * (L_{menor})^2 / L_x$$

$$R_y = C_{Ry} * q * (L_{menor})^2 / L_y$$



Lx/Ly	CMey	CMy	CMx	CRy	CReX	CRx
0.50	0.1215	0.0204	0.0880	0.606	0.520	0.268
0.55	0.1192	0.0240	0.0792	0.519	0.514	0.266
0.60	0.1165	0.0269	0.0707	0.447	0.508	0.264
0.65	0.1133	0.0292	0.0627	0.388	0.501	0.262
0.70	0.1096	0.0309	0.0553	0.339	0.492	0.260
0.75	0.1055	0.0319	0.0485	0.298	0.482	0.257
0.80	0.1011	0.0324	0.0423	0.263	0.471	0.253
0.85	0.0967	0.0328	0.0369	0.234	0.460	0.249
0.90	0.0924	0.0330	0.0323	0.209	0.449	0.245
0.95	0.0881	0.0327	0.0282	0.186	0.440	0.240
1.00	0.0839	0.0318	0.0243	0.166	0.433	0.235
1.05	0.088	0.0345	0.0234	0.165	0.467	0.255
1.11	0.0922	0.0372	0.0221	0.165	0.504	0.278
1.18	0.0965	0.0400	0.0205	0.165	0.545	0.302
1.25	0.1008	0.0428	0.0187	0.165	0.591	0.329
1.33	0.105	0.0457	0.0168	0.166	0.643	0.360
1.43	0.1089	0.0485	0.0149	0.166	0.702	0.394
1.54	0.1126	0.0512	0.0127	0.167	0.769	0.437
1.67	0.1159	0.0538	0.0105	0.167	0.845	0.487
1.82	0.1188	0.0562	0.0083	0.168	0.947	0.545
2.00	0.1214	0.0584	0.0060	0.169	1.049	0.613

TABLA DE COEFICIENTES DE LOSAS CRUZADAS N°3

TABLA #2.4.4

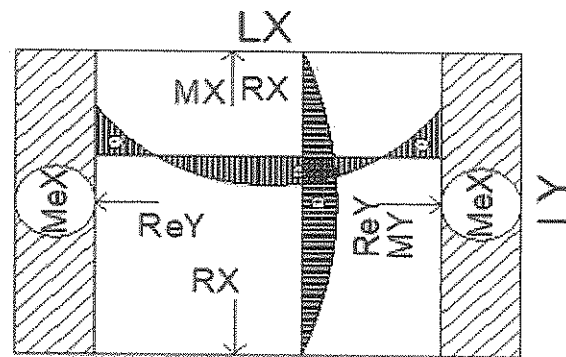
$$M_{ex} = C_{M_{ex}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$M_x = C_{M_x} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$M_y = C_{M_y} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$R_x = C_{R_x} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_x$$

$$R_{ey} = C_{R_{ey}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_y$$



Lx/Ly	C _{M_{ex}}	C _{M_x}	C _{M_y}	C _{R_x}	C _{R_{ey}}
0.50	0.0845	0.0414	0.0017	0.098	0.902
0.55	0.0843	0.0408	0.0029	0.097	0.812
0.60	0.0837	0.0400	0.0043	0.096	0.737
0.65	0.0828	0.0391	0.0058	0.097	0.673
0.70	0.0816	0.0380	0.0073	0.097	0.617
0.75	0.0801	0.0366	0.0088	0.098	0.569
0.80	0.0784	0.0350	0.0103	0.098	0.527
0.85	0.0765	0.0335	0.0119	0.099	0.490
0.90	0.0744	0.0319	0.0134	0.099	0.457
0.95	0.0722	0.0302	0.0147	0.100	0.427
1.00	0.0698	0.0285	0.0158	0.102	0.398
1.05	0.0745	0.0297	0.0189	0.115	0.412
1.11	0.0796	0.0307	0.0225	0.130	0.426
1.18	0.0849	0.0314	0.0267	0.148	0.441
1.25	0.0902	0.0318	0.0316	0.170	0.455
1.33	0.0957	0.0320	0.0374	0.198	0.469
1.43	0.1011	0.0319	0.0442	0.232	0.482
1.54	0.1063	0.0310	0.0519	0.274	0.495
1.67	0.1111	0.0292	0.0604	0.326	0.507
1.82	0.1154	0.0266	0.0697	0.391	0.518
2.00	0.1191	0.0234	0.0799	0.472	0.528

TABLA DE COEFICIENTES DE LOSAS CRUZADAS N°4

TABLA #2.4.5

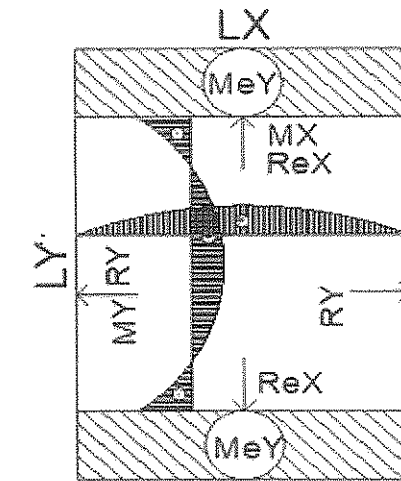
$$M_{ey} = C_{M_{ey}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$M_x = C_{M_x} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$M_y = C_{M_y} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$R_y = C_{R_y} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_y$$

$$R_{ex} = C_{R_{ex}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_x$$



Lx/Ly	C _{M_{ey}}	C _{M_y}	C _{M_x}	C _{R_y}	C _{R_{ex}}
0.50	0.1191	0.0234	0.0799	0.472	0.528
0.55	0.1154	0.0266	0.0697	0.391	0.518
0.60	0.1111	0.0292	0.0604	0.326	0.507
0.65	0.1063	0.0310	0.0519	0.274	0.495
0.70	0.1011	0.0319	0.0442	0.232	0.482
0.75	0.0957	0.0320	0.0374	0.198	0.469
0.80	0.0902	0.0318	0.0316	0.170	0.455
0.85	0.0849	0.0314	0.0267	0.148	0.441
0.90	0.0796	0.0307	0.0225	0.130	0.426
0.95	0.0745	0.0297	0.0189	0.115	0.412
1.00	0.0698	0.0285	0.0158	0.102	0.398
1.05	0.0722	0.0302	0.0147	0.100	0.427
1.11	0.0744	0.0319	0.0134	0.099	0.457
1.18	0.0765	0.0335	0.0119	0.099	0.490
1.25	0.0784	0.0350	0.0103	0.098	0.527
1.33	0.0801	0.0366	0.0088	0.098	0.569
1.43	0.0816	0.0380	0.0073	0.097	0.617
1.54	0.0828	0.0391	0.0058	0.097	0.673
1.67	0.0837	0.0400	0.0043	0.096	0.737
1.82	0.0843	0.0408	0.0029	0.097	0.812
2.00	0.0845	0.0414	0.0017	0.098	0.902

TABLA DE COEFICIENTES DE LOSAS CRUZADAS N°5

TABLA #2.4.6

$$M_{ex} = C_{M_{ex}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$M_{ey} = C_{M_{ey}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$M_x = C_{M_x} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

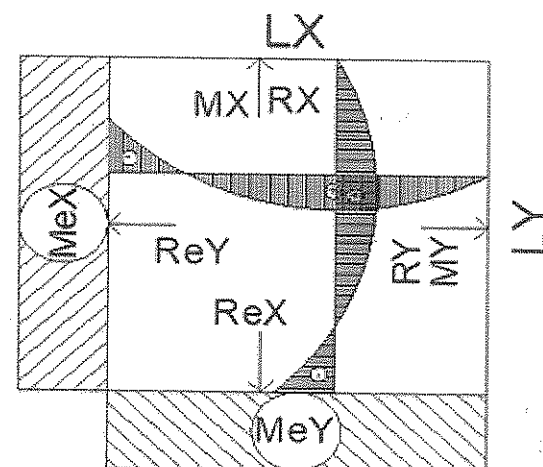
$$M_y = C_{M_y} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$R_x = C_{R_x} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_x$$

$$R_{ex} = C_{R_{ex}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_x$$

$$R_y = C_{R_y} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_y$$

$$R_{ey} = C_{R_{ey}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_y$$



Lx/Ly	C _{M_{ex}}	C _{M_{ey}}	C _{M_x}	C _{M_y}	C _{R_{ex}}	C _{R_x}	C _{R_{ey}}	C _{R_y}
0.50	0.1177	0.0782	0.0560	0.0079	0.350	0.157	0.967	0.526
0.55	0.1136	0.0779	0.0529	0.0105	0.350	0.158	0.849	0.458
0.60	0.1093	0.0776	0.0496	0.0130	0.350	0.158	0.756	0.403
0.65	0.1047	0.0773	0.0462	0.0153	0.350	0.159	0.670	0.356
0.70	0.0996	0.0768	0.0426	0.0171	0.350	0.159	0.604	0.315
0.75	0.094	0.0759	0.0390	0.0188	0.349	0.160	0.545	0.279
0.80	0.0882	0.0746	0.0355	0.0203	0.348	0.161	0.493	0.248
0.85	0.0825	0.0731	0.0322	0.0216	0.346	0.162	0.447	0.222
0.90	0.0773	0.0714	0.0291	0.0226	0.344	0.163	0.406	0.200
0.95	0.0724	0.0696	0.0262	0.0232	0.341	0.163	0.370	0.180
1.00	0.0677	0.0677	0.0234	0.0234	0.338	0.162	0.338	0.162
1.05	0.0696	0.0724	0.0232	0.0262	0.370	0.180	0.341	0.163
1.11	0.0714	0.0773	0.0226	0.0291	0.406	0.200	0.344	0.163
1.18	0.0731	0.0825	0.0216	0.0322	0.447	0.222	0.346	0.162
1.25	0.0746	0.0882	0.0203	0.0355	0.493	0.248	0.348	0.161
1.33	0.0759	0.094	0.0188	0.0390	0.545	0.279	0.349	0.160
1.43	0.0768	0.0996	0.0171	0.0426	0.604	0.315	0.350	0.159
1.54	0.0773	0.1047	0.0153	0.0462	0.670	0.356	0.350	0.159
1.67	0.0776	0.1093	0.0130	0.0496	0.756	0.403	0.350	0.158
1.82	0.0779	0.1136	0.0105	0.0529	0.849	0.458	0.350	0.158
2.00	0.0782	0.1177	0.0079	0.0560	0.967	0.526	0.350	0.157

TABLA DE COEFICIENTES DE LOSAS CRUZADAS N°6

TABLA #2.4.7

$$M_{ex} = C_{M_{ex}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$M_{ey} = C_{M_{ey}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

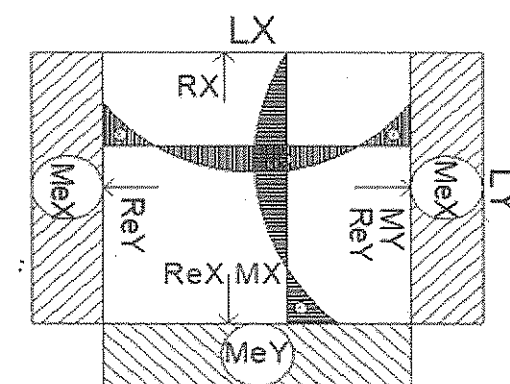
$$M_x = C_{M_x} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$M_y = C_{M_y} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$R_{ex} = C_{R_{ex}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_x$$

$$R_{ey} = C_{R_{ey}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_y$$

$$R_x = C_{R_x} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_x$$



Lx/Ly	C _{M_{ex}}	C _{M_{ey}}	C _{M_x}	C _{M_y}	C _{R_{ex}}	C _{R_x}	C _{R_{ey}}
0.50	0.0836	0.0563	0.0409	0.0028	0.254	0.100	0.823
0.55	0.0826	0.0564	0.0398	0.0041	0.254	0.100	0.736
0.60	0.0813	0.0566	0.0385	0.0059	0.255	0.099	0.657
0.65	0.0796	0.0569	0.0370	0.0075	0.257	0.099	0.591
0.70	0.0774	0.0572	0.0352	0.0091	0.259	0.100	0.535
0.75	0.0748	0.0571	0.0333	0.0107	0.260	0.100	0.487
0.80	0.072	0.0568	0.0313	0.0123	0.261	0.101	0.445
0.85	0.0691	0.0564	0.0292	0.0138	0.262	0.101	0.408
0.90	0.066	0.056	0.0270	0.0151	0.263	0.102	0.374
0.95	0.0628	0.0556	0.0249	0.0161	0.264	0.103	0.343
1.00	0.0596	0.0551	0.0228	0.0167	0.265	0.105	0.315
1.05	0.0626	0.0599	0.0230	0.0193	0.293	0.120	0.320
1.11	0.0655	0.0652	0.0231	0.0222	0.325	0.136	0.325
1.18	0.0682	0.071	0.0229	0.0254	0.362	0.154	0.330
1.25	0.0706	0.0773	0.0224	0.0289	0.405	0.175	0.334
1.33	0.0727	0.0839	0.0214	0.0327	0.456	0.202	0.337
1.43	0.0743	0.0907	0.0198	0.0368	0.515	0.235	0.340
1.54	0.0755	0.0978	0.0177	0.0411	0.584	0.274	0.342
1.67	0.0765	0.1046	0.0153	0.0452	0.662	0.320	0.343
1.82	0.0774	0.1101	0.0127	0.0492	0.752	0.375	0.344
2.00	0.0782	0.114	0.0098	0.0535	0.868	0.442	0.345

TABLA DE COEFICIENTES DE LOSAS CRUZADAS N°7

TABLA #2.4.8

$$M_{ex} = C_{M_{ex}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$M_{ey} = C_{M_{ey}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

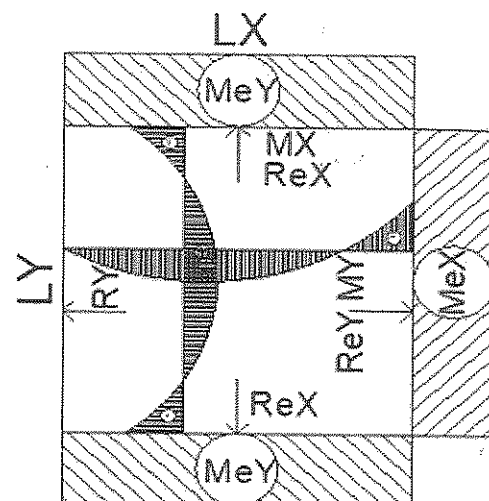
$$M_x = C_{M_x} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$M_y = C_{M_y} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$R_{ex} = C_{R_{ex}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_x$$

$$R_{ey} = C_{R_{ey}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_y$$

$$R_y = C_{R_y} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_y$$



Lx/Ly	C _{M_{ey}}	C _{M_{ex}}	C _{M_y}	C _{M_x}	C _{R_{ey}}	C _{R_y}	C _{R_{ex}}
0.50	0.0782	0.114	0.0098	0.0535	0.868	0.442	0.345
0.55	0.0774	0.1101	0.0127	0.0492	0.752	0.375	0.344
0.60	0.0765	0.1046	0.0153	0.0452	0.662	0.320	0.343
0.65	0.0755	0.0978	0.0177	0.0411	0.584	0.274	0.342
0.70	0.0743	0.0907	0.0198	0.0368	0.515	0.235	0.340
0.75	0.0727	0.0839	0.0214	0.0327	0.456	0.202	0.337
0.80	0.0706	0.0773	0.0224	0.0289	0.405	0.175	0.334
0.85	0.0682	0.071	0.0229	0.0254	0.362	0.154	0.330
0.90	0.0655	0.0652	0.0231	0.0222	0.325	0.136	0.325
0.95	0.0626	0.0599	0.0230	0.0193	0.293	0.120	0.320
1.00	0.0596	0.0551	0.0228	0.0167	0.265	0.105	0.315
1.05	0.0628	0.0556	0.0249	0.0161	0.264	0.103	0.343
1.11	0.066	0.056	0.0270	0.0151	0.263	0.102	0.374
1.18	0.0691	0.0564	0.0292	0.0138	0.262	0.101	0.408
1.25	0.072	0.0568	0.0313	0.0123	0.261	0.101	0.445
1.33	0.0748	0.0571	0.0333	0.0107	0.260	0.100	0.487
1.43	0.0774	0.0572	0.0352	0.0091	0.259	0.100	0.535
1.54	0.0796	0.0569	0.0370	0.0075	0.257	0.099	0.591
1.67	0.0813	0.0566	0.0385	0.0059	0.255	0.099	0.657
1.82	0.0826	0.0564	0.0398	0.0041	0.254	0.100	0.736
2.00	0.0836	0.0563	0.0409	0.0028	0.254	0.100	0.823

TABLA DE COEFICIENTES DE LOSAS CRUZADAS N°8

TABLA #2.4.9

$$M_{ex} = C_{M_{ex}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

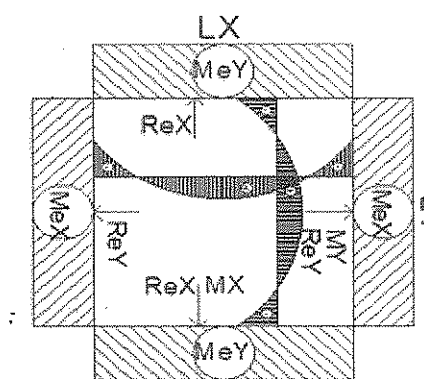
$$M_{ey} = C_{M_{ey}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$M_x = C_{M_x} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$M_y = C_{M_y} \cdot q \cdot (L_{menor})^2$$

$$R_{ex} = C_{R_{ex}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_x$$

$$R_{ey} = C_{R_{ey}} \cdot q \cdot (L_{menor})^2 / L_y$$



Lx/Ly	C _{M_{ex}}	C _{M_{ey}}	C _{M_x}	C _{M_y}	C _{R_{ex}}	C _{R_{ey}}
0.50	0.0826	0.056	0.0401	0.0038	0.241	0.759
0.55	0.0806	0.0561	0.0385	0.0055	0.242	0.667
0.60	0.0784	0.0562	0.0367	0.0076	0.244	0.589
0.65	0.0759	0.0565	0.0346	0.0096	0.247	0.522
0.70	0.0731	0.0568	0.0322	0.0114	0.249	0.466
0.75	0.0698	0.0564	0.0297	0.0129	0.250	0.417
0.80	0.0661	0.0558	0.0271	0.0143	0.251	0.374
0.85	0.062	0.055	0.0246	0.0156	0.251	0.337
0.90	0.058	0.054	0.0222	0.0167	0.251	0.305
0.95	0.0543	0.0527	0.0198	0.0173	0.251	0.276
1.00	0.0511	0.0511	0.0176	0.0176	0.250	0.250
1.05	0.0527	0.0543	0.0173	0.0198	0.276	0.251
1.11	0.054	0.058	0.0167	0.0222	0.305	0.251
1.18	0.055	0.062	0.0156	0.0246	0.337	0.251
1.25	0.0558	0.0661	0.0143	0.0271	0.374	0.251
1.33	0.0564	0.0698	0.0129	0.0297	0.417	0.250
1.43	0.0568	0.0731	0.0114	0.0322	0.466	0.249
1.54	0.0565	0.0759	0.0096	0.0346	0.522	0.247
1.67	0.0562	0.0784	0.0076	0.0367	0.589	0.244
1.82	0.0561	0.0806	0.0055	0.0385	0.667	0.242
2.00	0.056	0.0826	0.0038	0.0401	0.759	0.241

TABLA DE COEFICIENTES DE LOSAS CRUZADAS N°9

TABLA #2.5
TABLA DE SECCIONES DE BARRAS DE ACERO DE SECCION CIRCULAR

Secciones de barra de sección circular (cm ² /m).							
Sep.	6	8	10	12	16	20	25
5	5.65	10.05	15.71	22.62	40.21	62.83	98.17
6	4.71	8.38	13.09	18.85	33.51	52.36	81.81
7	4.04	7.18	11.22	16.16	28.72	44.88	70.12
8	3.53	6.28	9.82	14.14	25.13	39.27	61.36
9	3.14	5.59	8.73	12.57	22.34	34.91	54.54
10	2.83	5.03	7.85	11.31	20.11	31.42	49.09
11	2.57	4.57	7.14	10.28	18.28	28.56	44.62
12	2.36	4.19	6.54	9.42	16.76	26.18	40.91
13	2.17	3.87	6.04	8.70	15.47	24.17	37.76
14	2.02	3.59	5.61	8.08	14.36	22.44	35.06
15	1.88	3.35	5.24	7.54	13.40	20.94	32.72
16	1.77	3.14	4.91	7.07	12.57	19.63	30.68
17	1.66	2.96	4.62	6.65	11.83	18.48	28.87
18	1.57	2.79	4.36	6.28	11.17	17.45	27.27
19	1.49	2.65	4.13	5.95	10.58	16.53	25.84
20	1.41	2.51	3.93	5.65	10.05	15.71	24.54
21	1.35	2.39	3.74	5.39	9.57	14.96	23.37
22	1.29	2.28	3.57	5.14	9.14	14.28	22.31
23	1.23	2.19	3.41	4.92	8.74	13.66	21.34
24	1.18	2.09	3.27	4.71	8.38	13.09	20.45
25	1.13	2.01	3.14	4.52	8.04	12.57	19.63
26	1.09	1.93	3.02	4.35	7.73	12.08	18.88
27	1.05	1.86	2.91	4.19	7.45	11.64	18.18
28	1.01	1.80	2.80	4.04	7.18	11.22	17.53
29	0.97	1.73	2.71	3.90	6.93	10.83	16.93
30	0.94	1.68	2.62	3.77	6.70	10.47	16.36

TABLA #2.6

Diámetro Nominal	Perímetro Nominal	Peso Nominal	Peso por barra 12m	Secciones nominales / Número de barras									
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	1.88	0.22	2.66	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83
8	2.51	0.40	4.74	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03
10	3.14	0.62	7.40	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85
12	3.77	0.89	10.66	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31
16	5.03	1.58	18.96	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11
20	6.28	2.47	29.64	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42
25	7.85	3.85	46.20	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
32	10.1	6.31	75.72	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42
40	12.6	9.86	118.32	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10	125.66

CARACTERÍSTICAS DE SECCIÓN DE BARRAS DE ACERO DE SECCIÓN CIRCULAR

TABLA #2.7
VALORES MÍNIMOS DE SOBRECARGAS PARA EDIFICIOS DE VIVIENDA Y OTROS

Destino	Uniforme (kN/m ²)	Concentrada (kN)
Archivos	7 (5)	
Azoteas y terrazas	5	
Balcones	5	
Baños viviendas	2	
Bibliotecas	3	4,5
Bowling, billar y áreas recreacionales similares	4	
Cielorrasos con posibilidad de almacenamiento áreas de almacenamiento liviano	(1)	1
Cocinas viviendas	(5)	
Comedores, restaurantes y confiterías	5	
Corredores (Circulación)	5	
Cuartos de máquinas y calderas	7,5 (5)	
Cubiertas inaccesibles	artículo 4.9.	
Comercio (Negocios)	5	4,5
Defensas para vehículos	artíc. 4.3.2. C	
Depósitos (serán diseñados para cargas más pesadas si el almacenamiento previsto lo requiere)	6	
Entrepiso liviano, sobre un área de 650 mm ²		1
Escuelas aulas	3	4,5
Estrados y tribunas	5 (artíc. 4.6.2.)	
Escaleras y caminos de salida	2	(2)
Escotillas y claraboyas		1
Fábricas	artículo 4.13.	9
Garajes (para automóviles solamente)	2,5 artículo	artículo 4.10.
Gimnasios, áreas principales y balcones	5 (3)	
Hospitales	3	4,5
Hoteles		
Instituciones carcelarias celdas	2	
Lavaderos viviendas	(5)	
Marquesinas y estructuras de entrada a edificios	3,5	
Oficinas,	5	9
Pasarelas y plataformas elevadas (que no corresponden a vías de escape)	3	
Patios y lugares de paseo	5	
Piso enrejado en sala de máquinas de ascensores		1,5
Salones de reunión, teatros y cines asientos fijos, sujetos al piso salones	3	
Salones de baile y fiesta	5	
Salidas de incendio	5	
Sistemas de piso flotante uso para oficina	2,5	9
Templos	5	
Usos Residenciales (casa habitación, departamentos)	2 (4)	(2)
Veredas, entradas vehiculares y patios sujetos a entradas de camiones	12	36
Vestuarios	2,5	

IMPORTANTE: Las cargas corresponden a una de varias especificaciones de uso de acuerdo al destino por lo que se aconseja revisar de manera detallada en la norma. Los artículos especificados corresponden al CIRSOC 101-105.

TABLA #2.8
TABLA AUXILIAR PARA EL ANALISIS DE CARGAS PERMANENTES

Descripción	KN/m ²	KN/m ³
Cielorraso		
Cielorraso suspendido de yeso o durlock	0,20	
Cielorraso aplicado yeso	0,15	
Cubiertas		
Chapa acanalada de perfil ondulado o trapezoidal de acero lincado o aluminizado (0.7mm de espesor).	0,07	
Teja ceramínatipo español incluye entablonado	0,90	
Hormigones		
Hormigon de cemento portland, Arena y canto rodado o piedra partida		
Sin armar		23,50
Armado		2,50
Hormigon de cemento portland, arena y cascote		18
Hormigon de cemento portland, arena y arcilla expandida		8 a 20
Hormigon con agregado de poliestireno de alta densidad		5 a 12
Ladrillos y Bloques		
Bloque hueco de hormigon		14
Ladrillo ceramico macizo comun		14
Mampostería - Con Revoque o Completa		
Ladrillo hueco ceramico portante, % huecos mayor a 60		10,50
Ladrillo ceramico macizo comun		17
Bloque hueco de hormigon		17
Morteros y Enlucidos		
Mortero cemento portland y arena		21
Pisos y Contrapisos		
Baldosa ceramica, 12 mm de espesor	0,28	
Parquet comun, hasta 14 mm de espesor (madera dura)	0,15	
Porcelanato	0,20	
Contrapiso de cal, arena, polvo de ladrillo y cascote		16
Contrapiso de cemento, arena y cascote		18
Contrapiso de piedra o canto rodado con mortero de cal		17

TABLA #2.9
FLEXIÓN SIMPLE: CUANTÍAS MECÁNICAS KA

Cuantía mínima	f _c	m ⁿ	k ^a
Si m _n es menor que el valor indicado para la resistencia de hormigón utilizada, adoptar cuantía mínima	[MPa]	Para valores menores m _n ~ k _a	
		60	0,037
		55	0,039
		50	0,041
		45	0,043
		40	0,045
		35	0,048
		30	0,053
			0,058
		25	0,064
			0,068
			0,077
		20	0,079
			0,086
			0,095
			0,104
			0,113
			0,122
Si m _n es mayor que el valor indicado para la resistencia de hormigón utilizada, adoptar doble armadura	[MPa]		0,130
			0,139
			0,147
			0,156
			0,164
			0,172
			0,180
			0,188
			0,196
			0,204
			0,211
			0,214
			0,220
			0,226
			0,230
			0,234
			0,240
			0,241
Doble armadura	[MPa]		0,248
			0,249
			0,255
			0,259
			0,262
			0,268
			0,279
			0,280

TABLA #3.0
ALTURA O ESPESOR MINIMO DE VIGAS NO PRETENSADAS O LOSAS
ARMADAS EN UNA DIRECCION, PARA EL CASO EN QUE NO SE REALICE UN
CÁLCULO DE FLECHAS

ELEMENTOS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén vinculados a tabiques divisorios u otro tipo de elementos susceptibles de sufrir daños por grandes flechas			
Losas macizas armadas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervuradas en una dirección	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$

☐ La luz l se expresa en mm.
☐ Los valores dados en esta tabla son para elementos de hormigón de peso normal ($w_c = 2500 \text{ kg/m}^3$) y armadura con $f_y = 420 \text{ MPa}$.
 Para otras condiciones, los valores se deben modificar como se indica a continuación:
 a) Para hormigón liviano estructural con w_c comprendido entre 1500 y 2000 kg/m^3 , los valores de la Tabla 9.5.a) se deben multiplicar por $(1,65 - 0,0003 w_c)$, valor que debe ser igual o mayor que 1,09.
 b) Para $f_y \neq 420 \text{ MPa}$, los valores de esta Tabla se deben multiplicar por la expresión $(0,4 + f_y / 700)$.

TABLA #3.1
VALORES DE f'_s EN FUNCIÓN DE f_y

f_y [MPa]	f'_s : Tensión de A'_s en [MPa] para $d'/d =$						
	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
220	220	220	220	220	200	120	40
420	420	420	360	280	200	120	40
500	500	440	360	280	200	120	40

TABLA #3.2
VALORES DE K PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS

f'_c [MPa]	20	25	30	35	40	50
k	1,26	1,26	1,23	1,14	1,06	0,95

TABLA #3.3
CANTIDAD MÁXIMA DE BARRAS EN ANCHO DE VIGA

Base (mm) / Diámetro ϕ (mm)	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$	/	$\phi 16$	$\phi 20$	$\phi 25$
12	3	2	2		2	2	1
14	3	3	3		2	2	2
15	4	3	3		3	2	2
16	4	4	3		3	3	2
18	5	4	4		4	3	3
20	5	5	5		4	4	3
22	6	6	5		5	4	3
24	7	6	6		5	5	4
25	7	7	6		5	5	4
28	8	7	7		6	5	4
26	8	8	7		6	6	5
30	9	8	8		7	6	5
32	10	9	8		7	7	5
34	10	10	9		8	7	6
35	11	10	9		8	7	6
36	11	10	10		9	8	6
38	12	11	10		9	8	7
40	13	12	11		10	9	7
45	14	13	13		11	10	8
50	16	15	14		12	11	9
55	18	17	16		14	12	10
60	20	18	17		15	14	11
65	21	20	19		17	15	12
70	23	22	20		18	16	13
75	25	23	22		19	17	14
80	27	25	23		21	19	15
85	29	27	25		22	20	16
90	30	28	27		24	21	17
95	32	30	28		25	22	18
100	34	32	30		26	24	19

TABLA #3.0
ALTURA O ESPESOR MINIMO DE VIGAS NO PRETENSADAS O LOSAS
ARMADAS EN UNA DIRECCION, PARA EL CASO EN QUE NO SE REALICE UN
CÁLCULO DE FLECHAS

ELEMENTOS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén vinculados a tabiques divisorios u otro tipo de elementos susceptibles de sufrir daños por grandes flechas			
Losas macizas armadas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervuradas en una dirección	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$

☐ La luz l se expresa en mm.
☐ Los valores dados en esta tabla son para elementos de hormigón de peso normal ($w_c = 2500 \text{ kg/m}^3$) y armadura con $f_y = 420 \text{ MPa}$.
 Para otras condiciones, los valores se deben modificar como se indica a continuación:
 a) Para hormigón liviano estructural con w_c comprendido entre 1500 y 2000 kg/m^3 , los valores de la Tabla 9.5.a) se deben multiplicar por $(1,65 - 0,0003 w_c)$, valor que debe ser igual o mayor que 1,09.
 b) Para $f_y \neq 420 \text{ MPa}$, los valores de esta Tabla se deben multiplicar por la expresión $(0,4 + f_y / 700)$.

TABLA #3.1
VALORES DE f's EN FUNCIÓN DE fy

fy [MPa]	f's : Tensión de A's en [MPa] para d' / d =						
	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
220	220	220	220	220	200	120	40
420	420	420	360	280	200	120	40
500	500	440	360	280	200	120	40

TABLA #3.2
VALORES DE K PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS

f'c [MPa]	20	25	30	35	40	50
k	1,26	1,26	1,23	1,14	1,06	0,95

TABLA #3.3
CANTIDAD MÁXIMA DE BARRAS EN ANCHO DE VIGA

Base (mm) / Diámetro Ø (mm)	Ø8	Ø10	Ø12	/	Ø16	Ø20	Ø25
12	3	2	2		2	2	1
14	3	3	3		2	2	2
15	4	3	3		3	2	2
16	4	4	3		3	3	2
18	5	4	4		4	3	3
20	5	5	5		4	4	3
22	6	6	5		5	4	3
24	7	6	6		5	5	4
25	7	7	6		5	5	4
28	8	7	7		6	5	4
26	8	8	7		6	6	5
30	9	8	8		7	6	5
32	10	9	8		7	7	5
34	10	10	9		8	7	6
35	11	10	9		8	7	6
36	11	10	10		9	8	6
38	12	11	10		9	8	7
40	13	12	11		10	9	7
45	14	13	13		11	10	8
50	16	15	14		12	11	9
55	18	17	16		14	12	10
60	20	18	17		15	14	11
65	21	20	19		17	15	12
70	23	22	20		18	16	13
75	25	23	22		19	17	14
80	27	25	23		21	19	15
85	29	27	25		22	20	16
90	30	28	27		24	21	17
95	32	30	28		25	22	18
100	34	32	30		26	24	19

GRAFICO #4.0
NOMOGRAMA PARA VALORES DE K

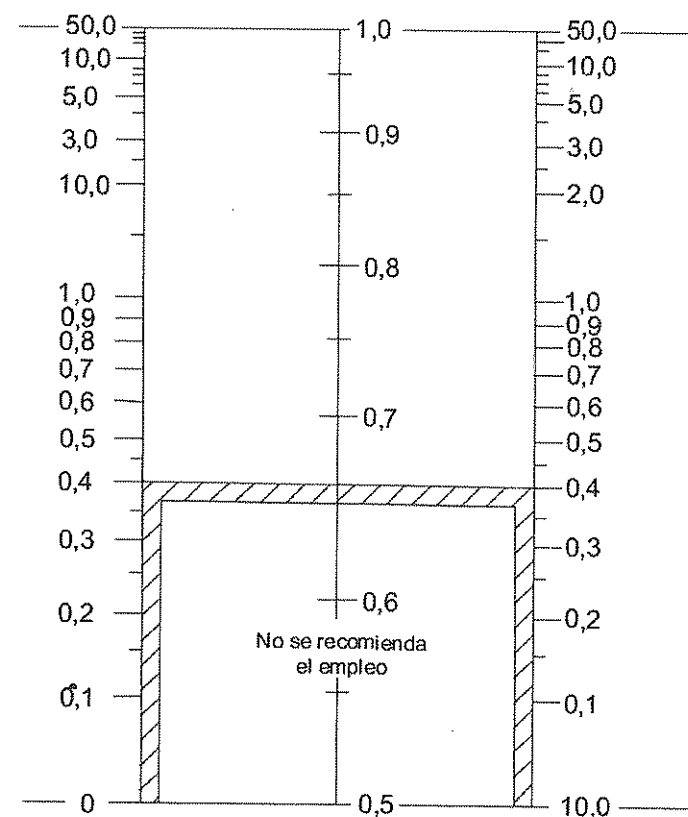


GRAFICO #4.1
VALORES DEL COEFICIENTE CM PARA COLUMNAS ESBELTAS EN PÓRTICOS DESPLAZABLES E INDESPLAZABLES

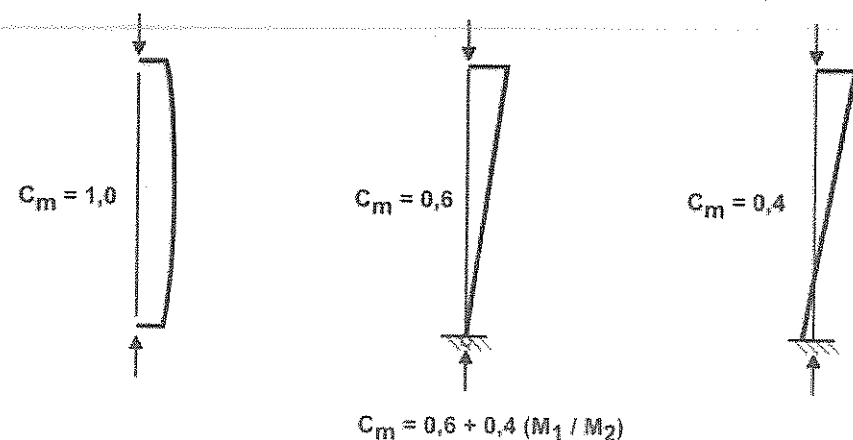
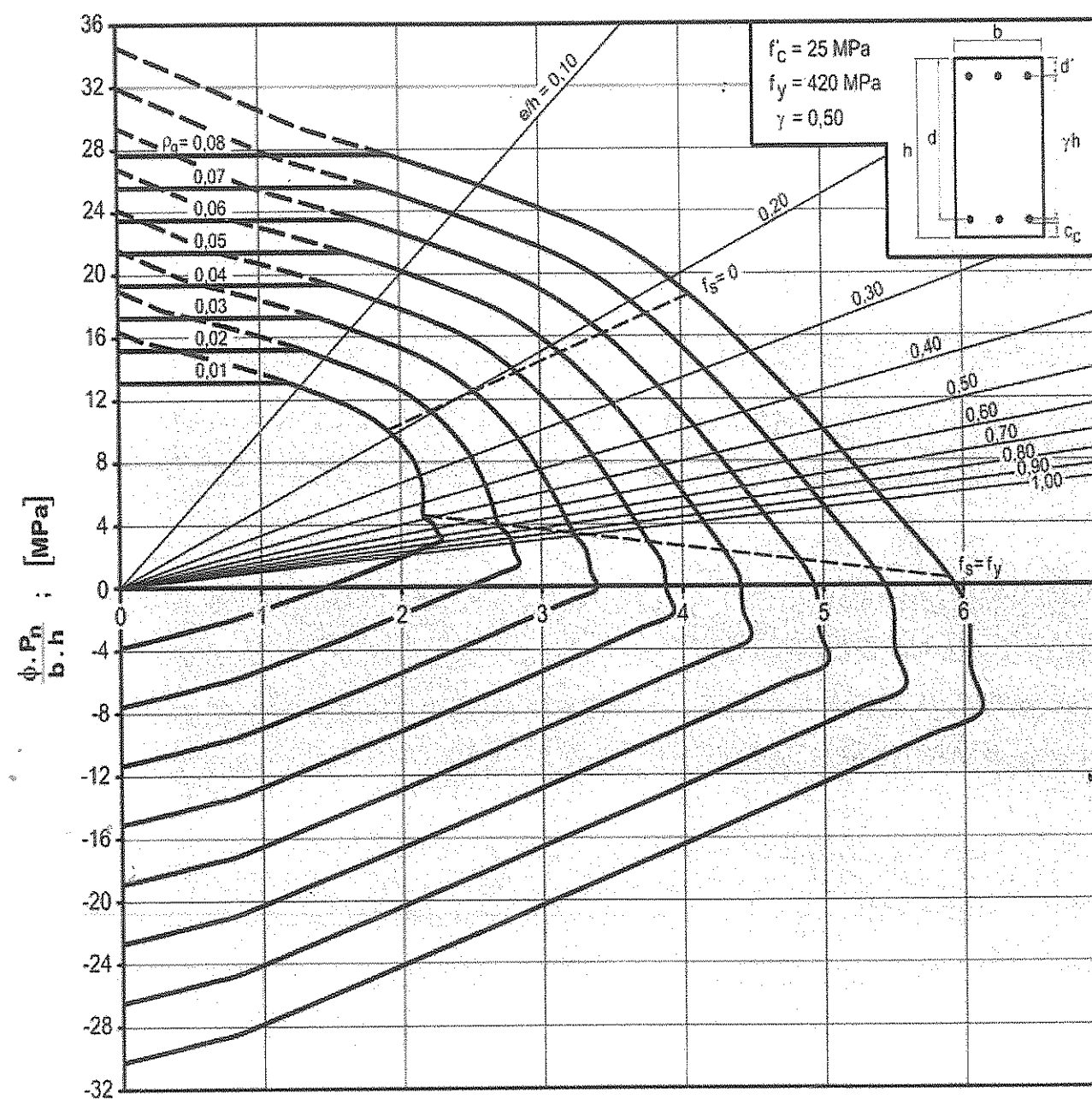


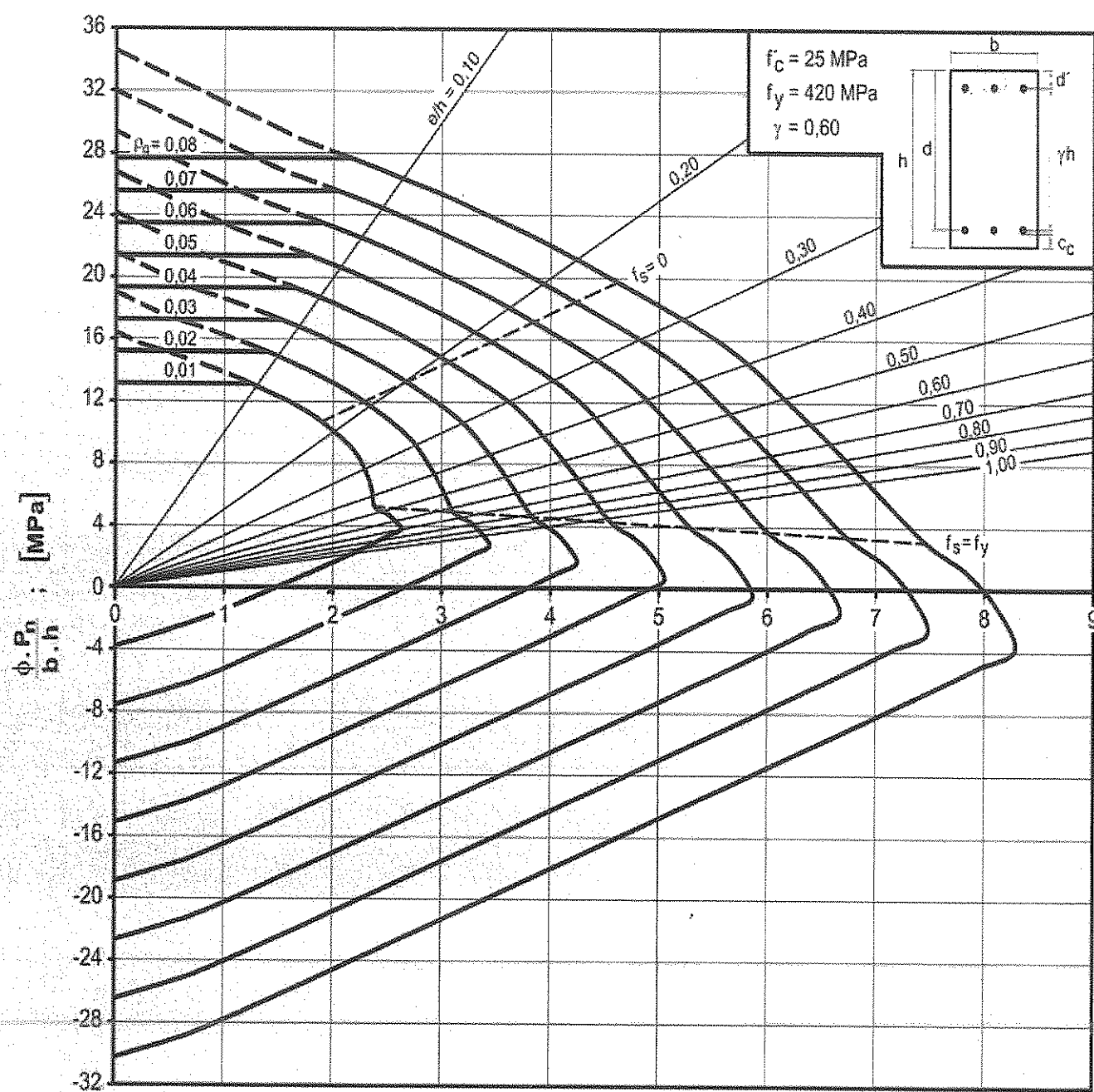
GRÁFICO #4.2
DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE RESISTENCIA DE SECCIONES RECTANGULARES

GRÁFICO #4.2.1 DIAGRAMA DE INTERACCION – F'c: 25 MPa – fy: 420 MPa – γ: 0.50



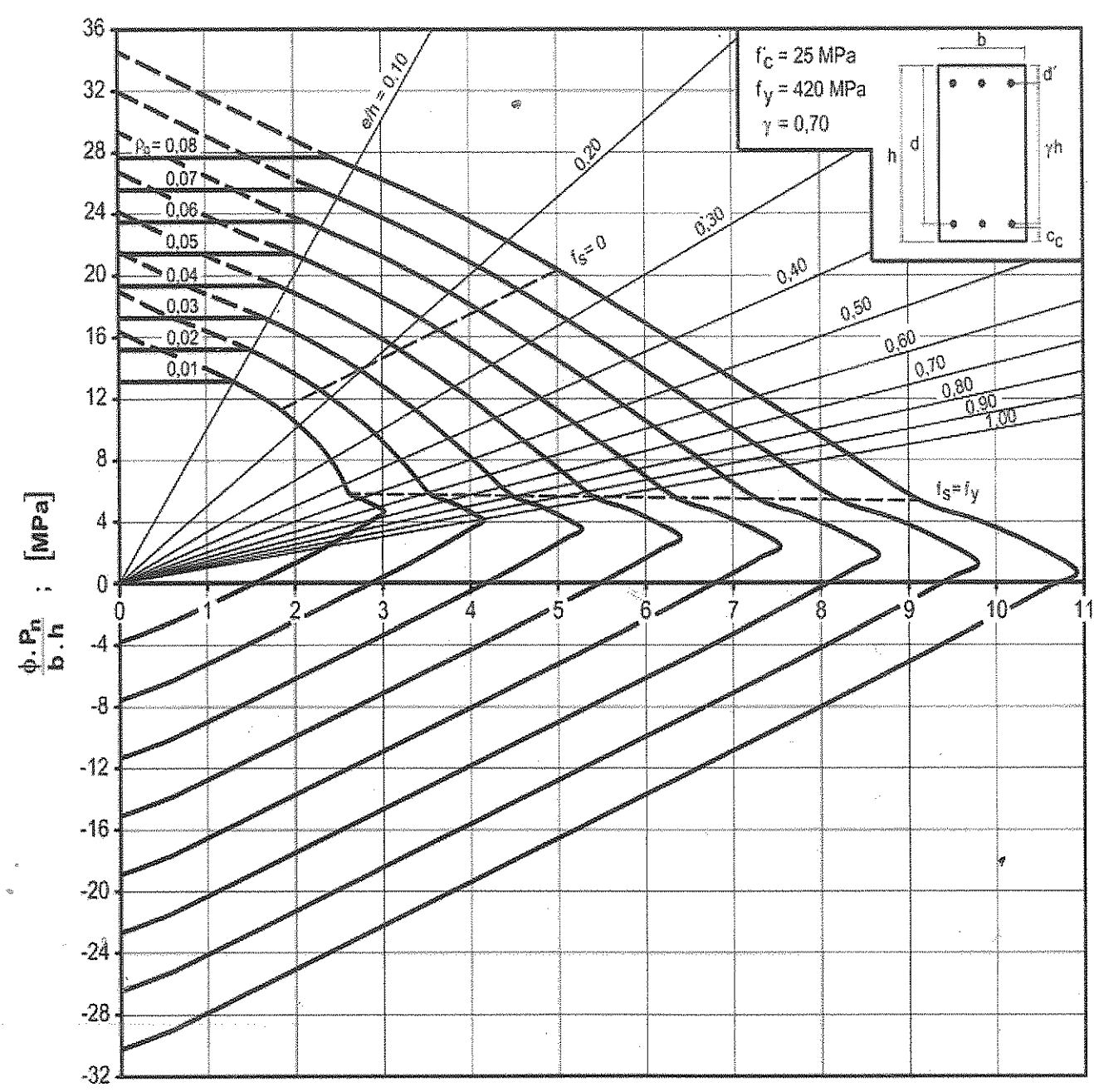
$$\frac{\phi \cdot P_n \cdot e}{A_g \cdot h} = \frac{\phi \cdot M_n}{b \cdot h^2} ; [\text{MPa}]$$

GRÁFICO #4.2.2 DIAGRAMA DE INTERACCION – F'c: 25 MPa – Fy: 420 MPa - γ: 0.60



$$\frac{\phi \cdot P_n}{A_g} \cdot \frac{e}{h} = \frac{\phi \cdot M_n}{b \cdot h^2} ; [\text{MPa}]$$

GRÁFICO #4.2.3 DIAGRAMA DE INTERACCION – F'c: 25 MPa – Fy: 420 MPa - γ: 0.70



$$\frac{\phi \cdot P_n}{A_g} \cdot \frac{e}{h} = \frac{\phi \cdot M_n}{b \cdot h^2} ; [\text{MPa}]$$

GRÁFICO #4.2.4 DIAGRAMA DE INTERACCION – F'C: 25 MPa – Fy: 420 MPa – γ: 0.80

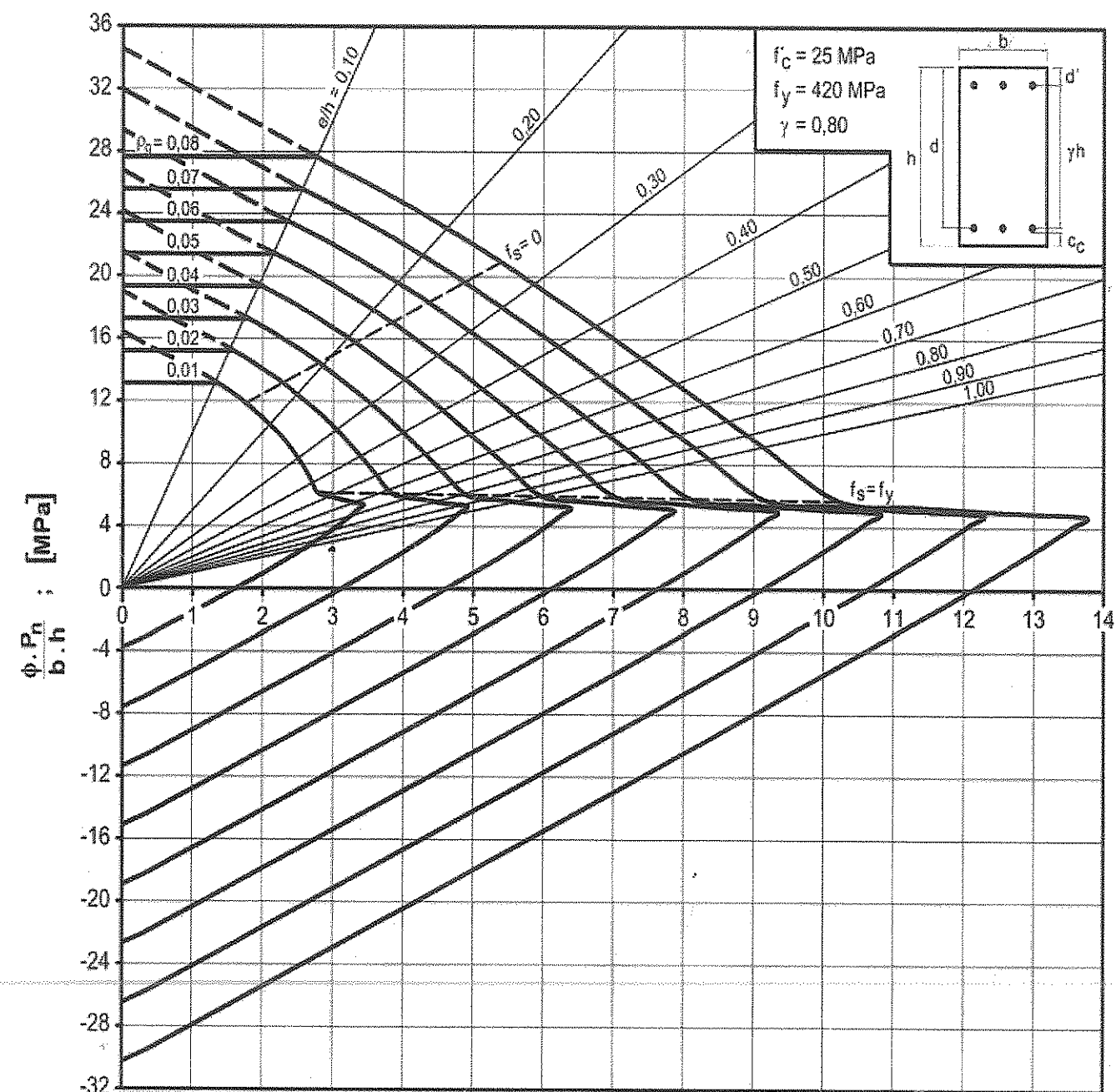


GRÁFICO #4.2.5 DIAGRAMA DE INTERACCION – F'C: 25 MPa – Fy: 420 MPa – γ: 0.90

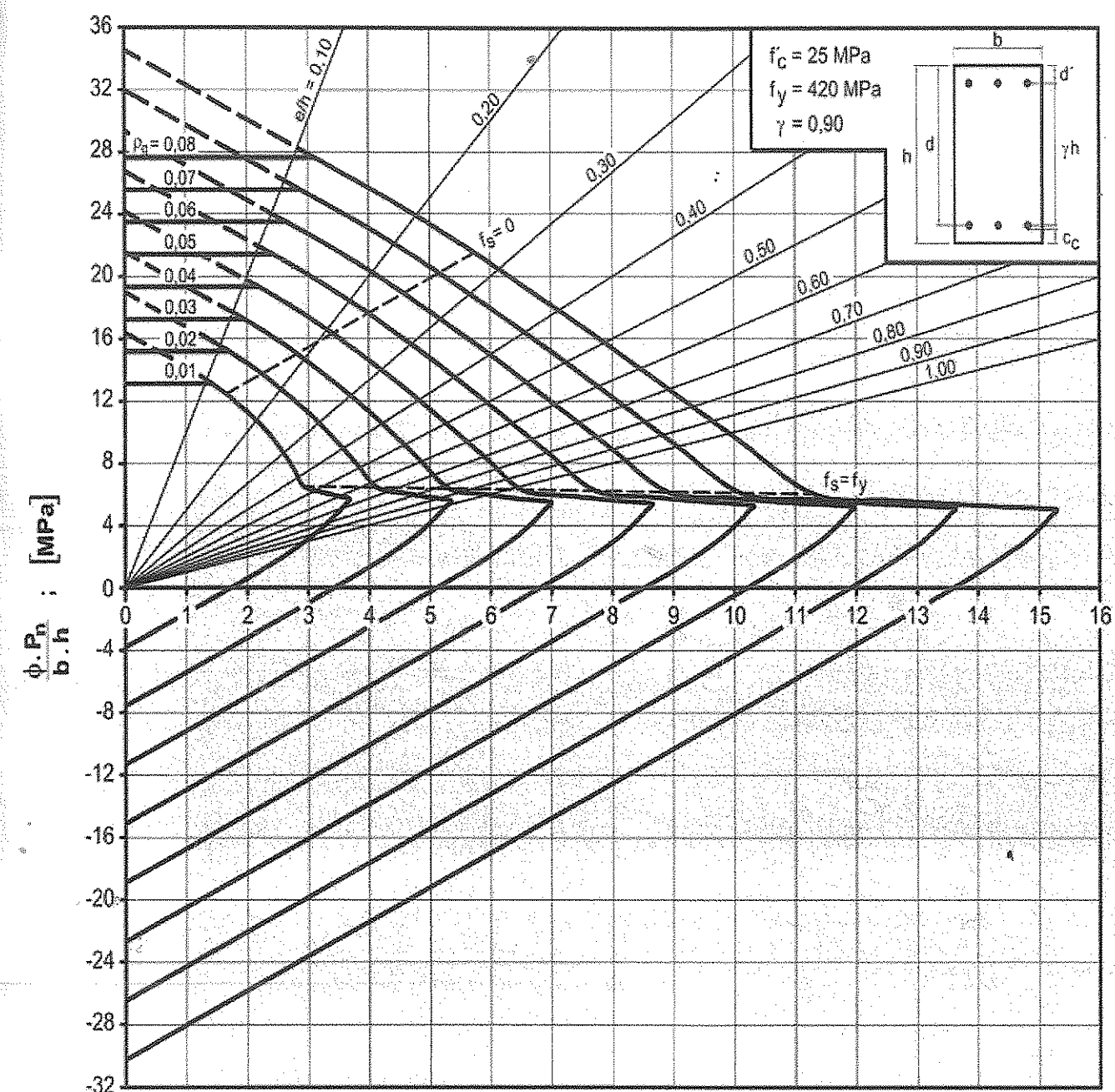


GRÁFICO #4.2.6 DIAGRAMA DE INTERACCION - f'_c : 30 MPa - f_y : 420 MPa - γ : 0.50

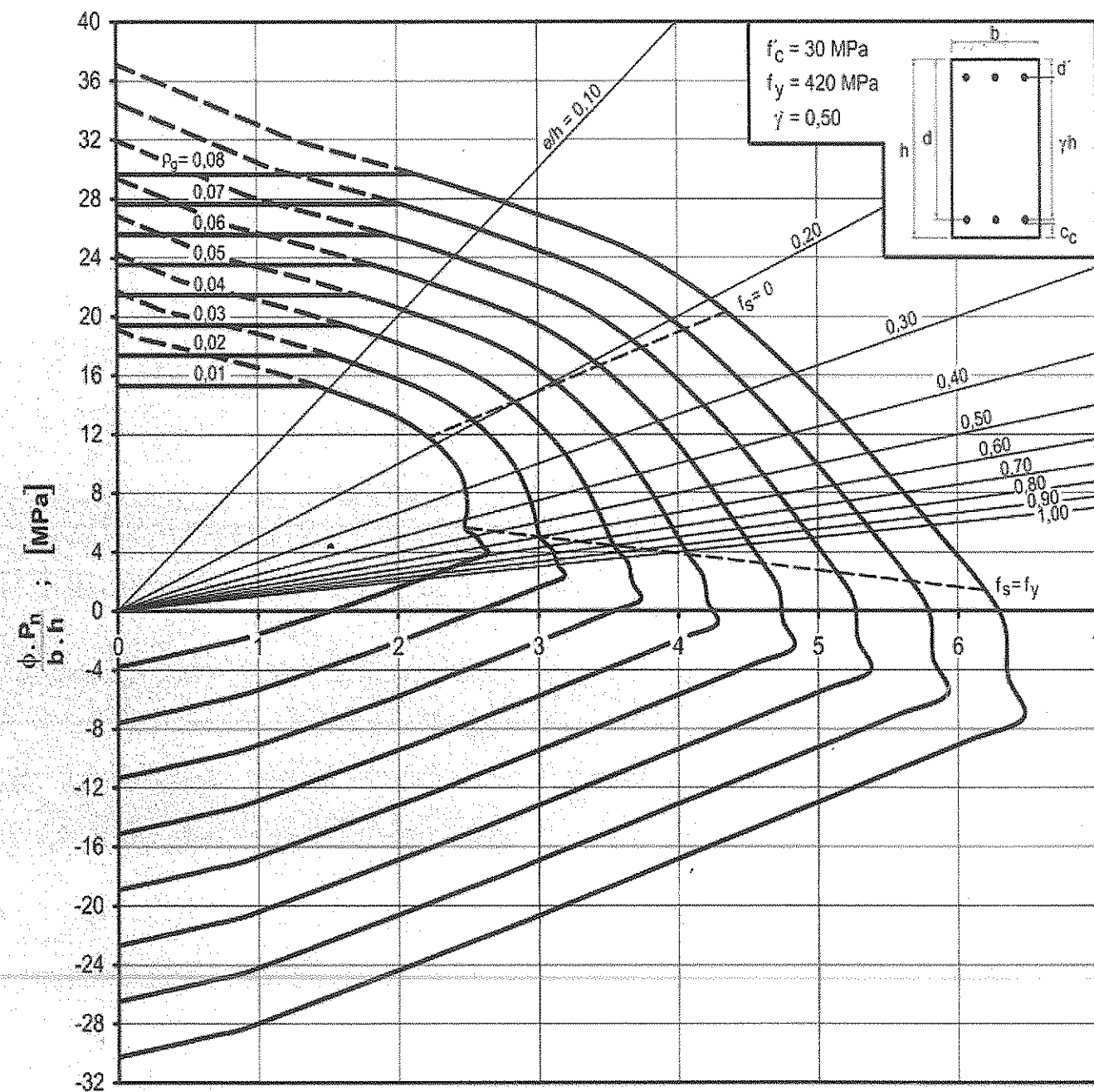


GRÁFICO #4.2.7 DIAGRAMA DE INTERACCION - f'_c : 30 MPa - f_y : 420 MPa - γ : 0.60

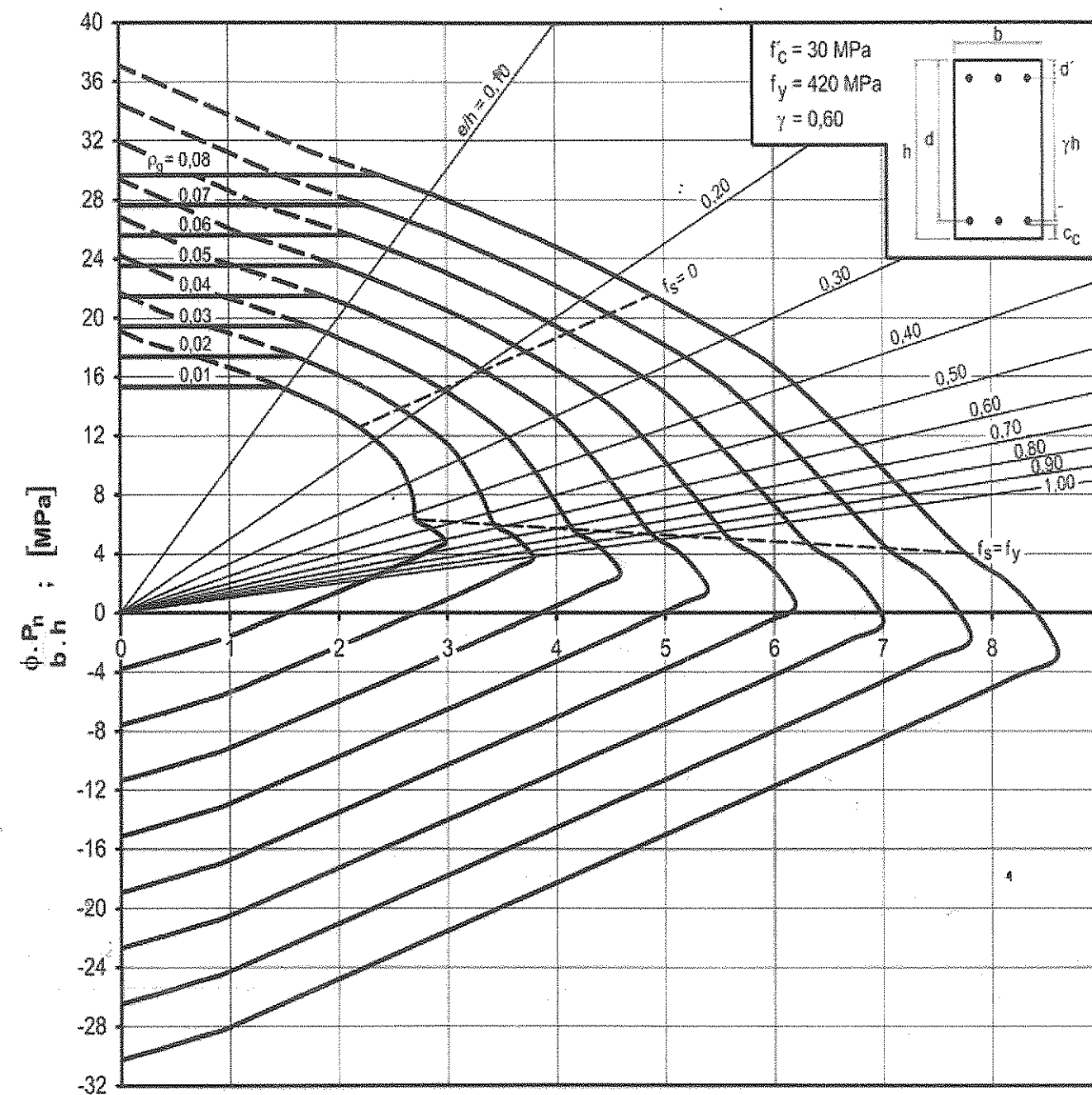


GRÁFICO #4.2.8 DIAGRAMA DE INTERACCION – F'c: 30 MPa – Fy: 420 MPa – γ: 0.70

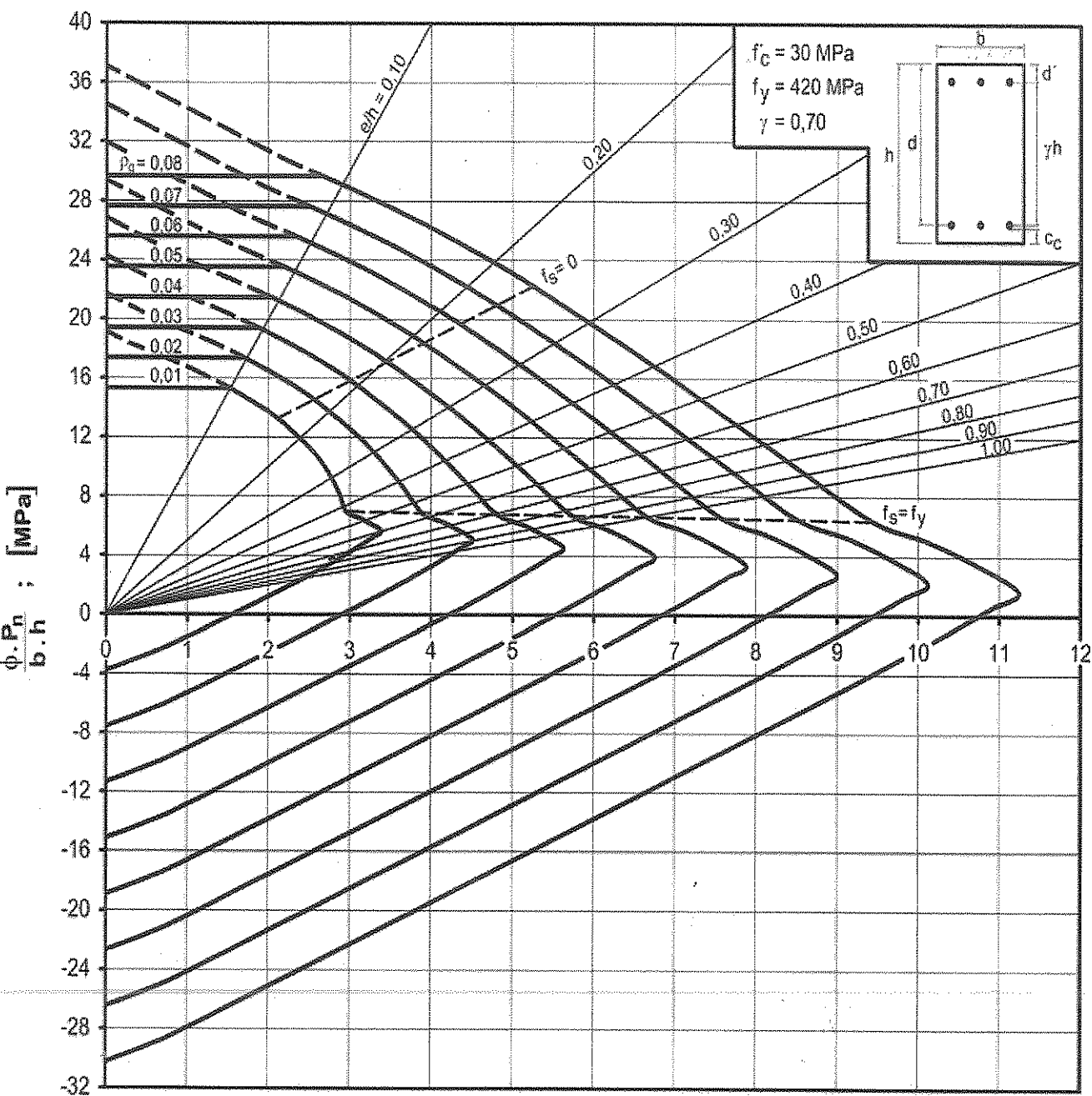


GRÁFICO #4.2.9 DIAGRAMA DE INTERACCION – F'c: 30 MPa – Fy: 420 MPa – γ: 0.80

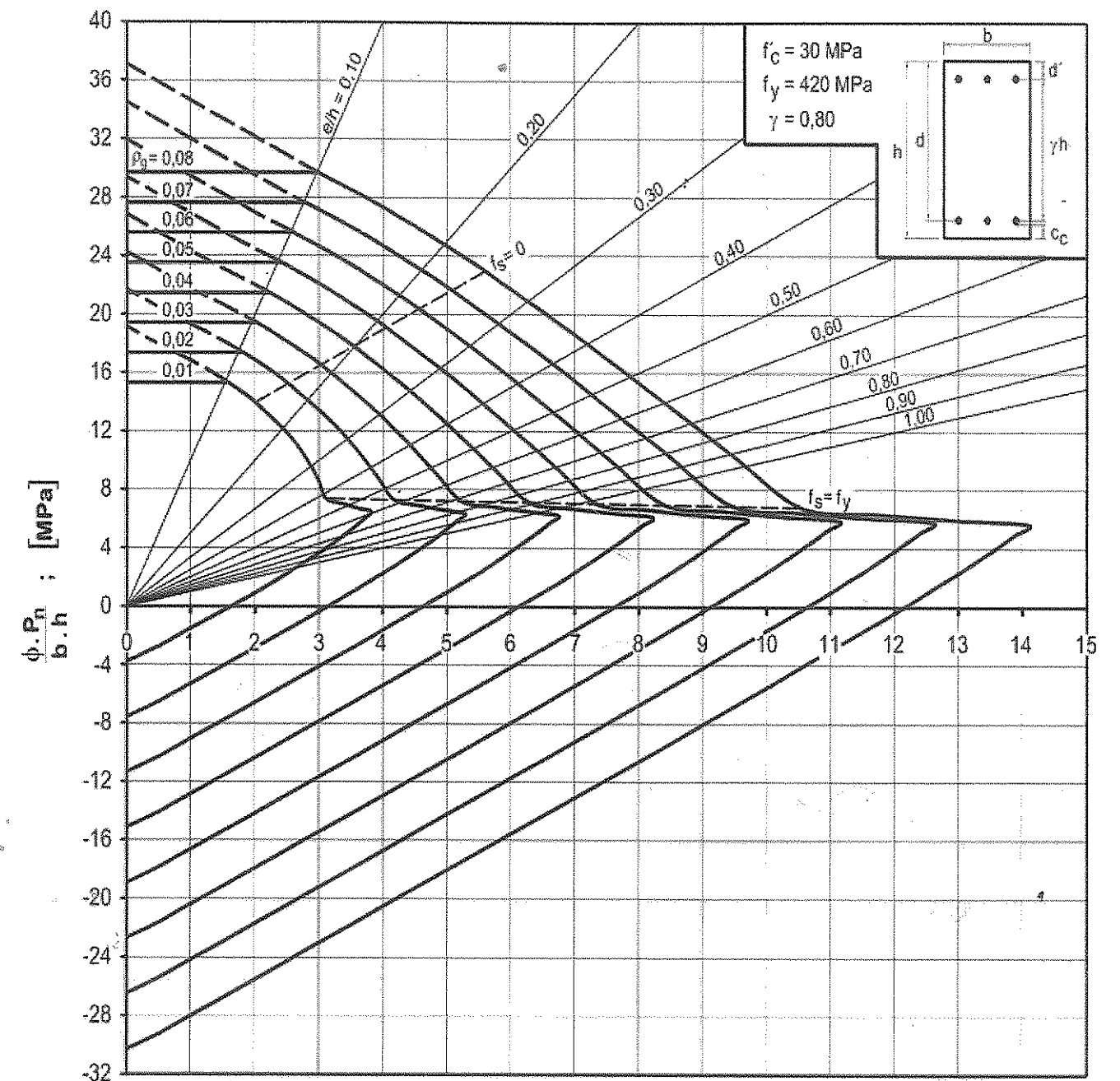
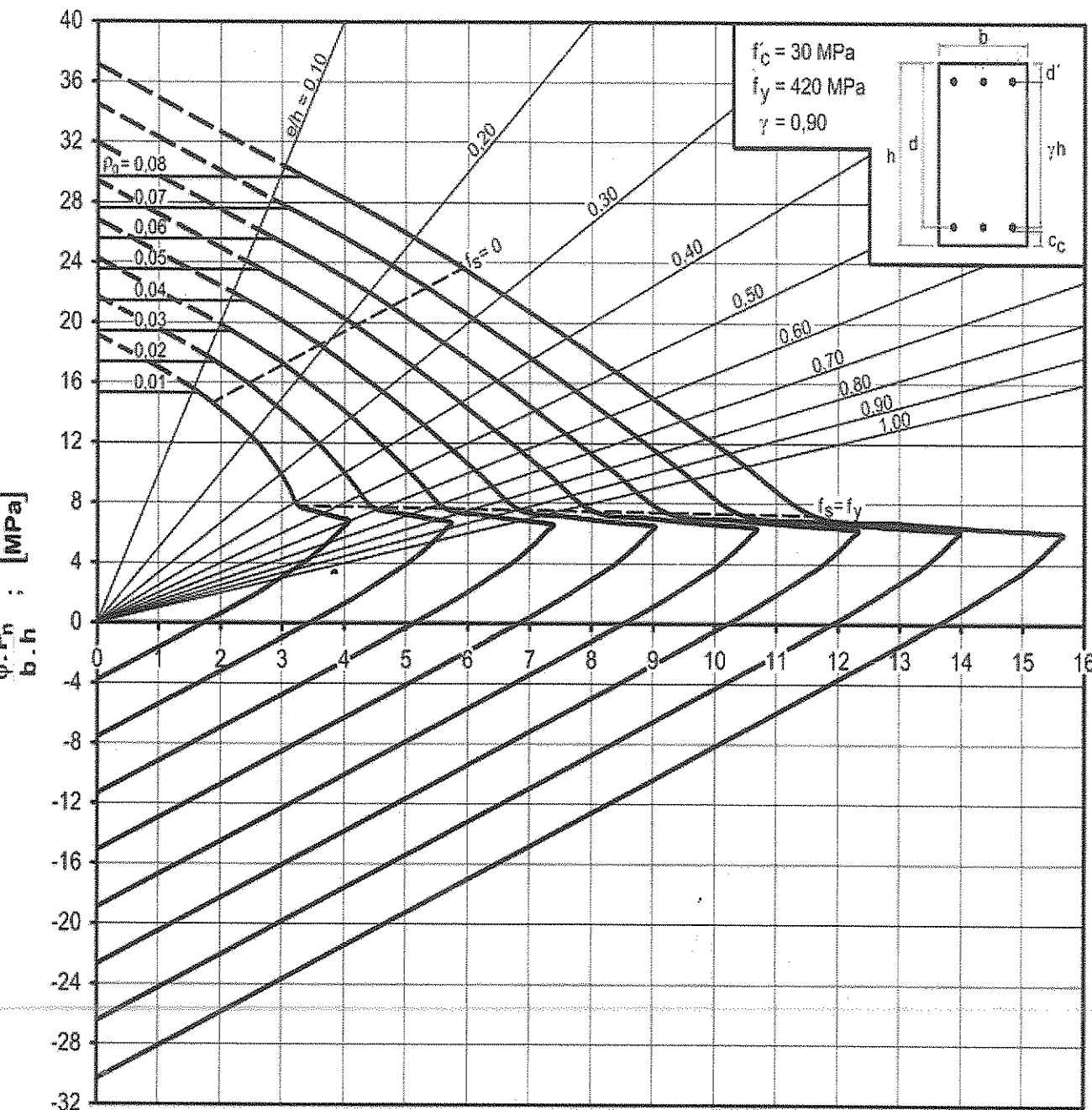


GRÁFICO #6.0
FÓRMULAS PARA PREDIMENSIONADO DE BASES AISLADAS

GRÁFICO #4.2.10 DIAGRAMA DE INTERACCION – F'c: 30 MPa – fy: 420 MPa – γ: 0.90



$$\frac{\phi \cdot P_n}{A_g} ; \frac{e}{h} = \frac{\phi \cdot M_n}{b \cdot h^2} ; [\text{MPa}]$$

	Centrada	Medianera (a)	Medianera (b)	Esquina
α_s	40	30	30	20
Y	1	0,75	0,75	0,50
b_x [m]	$c_x + 0,05 \text{ m } (*)$	$c_x + 0,025 \text{ m } (*)$	$c_x + 0,05 \text{ m } (*)$	$c_x + 0,025 \text{ m } (*)$
b_y [m]	$c_y + 0,05 \text{ m } (*)$	$c_y + 0,05 \text{ m } (*)$	$c_y + 0,025 \text{ m } (*)$	$c_y + 0,025 \text{ m } (*)$
b_{wx} [m]	$(5 \cdot b_x + 3 \cdot L_x) / 8$			
b_{wy} [m]	$(5 \cdot b_y + 3 \cdot L_y) / 8$			
k_x [m]	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$
k_y [m]	$(L_y - c_y) / 2$	$(L_y - c_y) / 2$	$L_y - c_y$	$L_y - c_y$
b_o [m]	$2 \cdot (c_x + c_y) + 4 \cdot d$	$2 \cdot c_x + c_y + 2 \cdot d$	$c_x + 2 \cdot c_y + 2 \cdot d$	$c_x + c_y + d$
A_o [m ²]	$(c_x + d) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d) \cdot (c_y + d/2)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d/2)$

* Los valores 0,025 y 0,05 m no son reglamentarios y dependen de cada proyectista

GRAFICO #6.1
DETERMINACIÓN DE CUANTÍA Y MOMENTOS DE DISEÑO

Cuantía mínima voladizos		$K_a \text{ mín} = 2,8 \text{ MPa} / (0,85 \cdot f'c)$
Si en cualquier caso $m_n \leq m_{n \text{ mín}} = K_a \text{ mín} \cdot (1 - K_a \text{ mín} / 2)$		
adoptar: $A_s \text{ mín} = 2,8 \text{ MPa} \cdot b \cdot d \cdot \gamma / f_y$ y $A's = 0$		
Momento solicitante	$M_{ux} = q_u \cdot L_y \cdot k_x^2 / 2$	$M_{uy} = q_u \cdot L_x \cdot k_y^2 / 2$
Momento nominal necesario	$M_{nx} = M_{ux} / 0,90$	$M_{ny} = M_{uy} / 0,90$
Momento reducido	$m_{nx} = M_{nx} / (0,85 \cdot b_y \cdot d^2 \cdot f'c)$	$m_{ny} = M_{ny} / (0,85 \cdot b_x \cdot d^2 \cdot f'c)$
Si en cualquier caso, $m_{nB} > 0,268$ corresponderá adoptar doble armadura, situación que no se contempla en esta secuencia de cálculo recomendándose aumentar la altura por resultar una solución más racional.		

GRAFICO #6.2
CUANTIA MINIMA EN BASES

F'c (Mpa)	20	25	30	35	40	45	50	60
pmin (%)	0.53	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.74	0.92

BIBLIOGRAFÍA

- *Diseño de Concreto Reforzado*. Autor: Jack C. McCormac, Russell H. Brown. Ed: AlfaOmega.
- *Diseño de Estructuras de Concreto*. Autor: Arthur Nilson. Ed: Mc Graw- Hill.
- *Introducción al cálculo de Hormigón Estructural*. Autor: Ing. Rodolfo Orler - Ing. Hugo Donini. Ed: Nobuko.
- *Temas de Hormigón Armado*. Autor: Marcelo Romo Proaño. Ed: Escuela Politécnica del Ejército - Ecuador.
- *Hormigón Armado*. Autor: Ing. B Loser. Ed: El Ateneo.
- *Estructuras de Hormigón Armado*. Autor: Ing. Fritz Leonhart.
- *Reglamento CIRSOC 101-201*. Versión 05, sus comentarios y sus ejemplos.
- *Recomendaciones del American Concrete Institute*. ACI 318.
- *Curso de Hormigón Armado*. Autor: Oreste Moretto. Ed: El Ateneo.
- *Manual para cálculo de placas*. Autor: A. Kalmanok. Ed: Interciencia.
- *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica*. Autor: Karl Terzaghi - Ralph Peck. Ed: El Ateneo.
- *Cimentaciones*. Autor: Schulze - Simmer. Ed: Blume.
- *La Estructura en la Arquitectura Moderna*. Autor: Attilio Arcangeli. Ed: Eudeba.
- *Hormigón Armado*. Autor: P. Jimenez Montoya. Ed: Gustavo Gili.
- *Diseño Estructural en Arquitectura*. Autor: Arqta. Gloria Diez. Ed. Nobuko.