

Nº71

S E R I E Q

Q3

EL HORMIGON DE CEMENTO PORTLAND EN LAS ESTRUCTURAS

MANUAL DE CALCULO DE ESTRUCTURAS

DE HORMIGON ARMADO

3º Edición

APLICACIONES DE LA NORMA DIN 1045

por el

Ingeniero Civil OSVALDO J. POZZI AZZARO

Jefe de la Sección
Estudios Especiales

INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO
San Martín 1137 Buenos Aires

Seccionales

Córdoba: Avda. Gral. Paz 70, Córdoba - Tucumán: 25 de Mayo 30, San Miguel de Tucumán - La Plata: Calle 48 Nº632, La Plata - Rosario: San Lorenzo 1047 - Rosario (Santa Fé) - Mendoza: San Lorenzo 170, Mendoza - San Juan: Av. Córdoba 577 (E), San Juan - Bahía Blanca: Luis María Drago 23, Bahía Blanca - Corrientes: Córdoba 1164, Corrientes - Neuquén: Av. Argentina 247 - Neuquén.

Departamento De Investigaciones

Ensayos Estructurales

Capitán Bermúdez 3958, frente Acceso Norte, Partido Vicente López

P R O L O G O

Ese polvo tan fino de apariencia simple y extraordinarias propiedades que denominamos cemento portland, es el constituyente fundamental del material constructivo más utilizado en el mundo: el hormigón. Su desarrollo ha sido tan grande que domina y caracteriza a la ingeniería y la arquitectura de este siglo y, ha de proseguir pues no existe ligante hidráulico de mejores características técnico - económicas.

Hace un siglo y medio el cemento dió origen, al asociarse con otros productos, al hormigón; y cuando hace poco más de una centuria logró combinarse en forma técnicamente compatible el hormigón con el acero, nació el hormigón armado, material estructural por excelencia que conjuga las cualidades de un material libre de formas o estructuras preconcebidas con una capacidad ilimitada para responder positivamente a la imaginación creadora de los proyectistas y a la fuerza ejecutora de los constructores.

La constante investigación de las propiedades y del comportamiento del hormigón dió nacimiento más adelante al hormigón pretensado en el cual la unión del material y de las fuerzas permitía a este nuevo producto tomar las formas más diversas en estructuras y elementos y aplicar nuevas técnicas en la construcción.

El uso de este noble producto, el hormigón armado, permitió al hombre avanzar espectacularmente en la ejecución de obras de ingeniería y, como consecuencia de este progreso ininterrumpido, los técnicos investigaron cuidadosamente la forma en que este material reaccionaba ante las nuevas exigencias que se le planteaban y fueron desarrollando la búsqueda de otras aplicaciones compatibles con las cualidades del producto. Paulatinamente se fue afinando la teoría del cálculo del hormigón para determinar no sólo la economía de su uso sino también la seguridad de su utilización.

El Instituto del Cemento Portland Argentino, dentro de su misión específica de promover "el perfeccionamiento y la difusión del uso del cemento portland", ha estado en la vanguardia en cuanto se refiere a la experimentación del cemento portland y del hormigón armado. En numerosas publicaciones difundió estudios e investigaciones sobre este material y sus utilidades.

Por ello siguió de cerca la aparición y desarrollo de la teoría del cálculo del hormigón armado en estados límites que dio origen, entre otras, a la nueva Norma DIN 1045. Dentro de aquel esquema y de la responsabilidad que le cabe, el Instituto del Cemento Portland Argentino entendió necesario aportar su contribución a los profesionales y técnicos de la construcción para que pudieran calcular el hormigón armado en sus realizaciones con sujeción a la nueva norma que adquiría plena vigencia en el mundo entero.

Por eso resolvió encomendar a su Jefe de la Sección Estudios Especiales, Ingeniero Civil Osvaldo J. Pozzi Azzaro, la realización de un trabajo que, reunido en un libro de consulta accesible, permitiera dar respuestas a las preguntas que el uso del hormigón armado ajustado a las reglas de la Norma DIN 1045 planteaban a los profesionales de la construcción.

Así fue puesto en marcha el proyecto que ahora culmina con la presentación de este "Manual de cálculo de estructuras de hormigón armado. Aplicaciones de la Norma DIN 1045" que el Instituto del Cemento Portland Argentino edita integrando su extenso catálogo de publicaciones técnicas, para uso de profesionales en actividad y también de estudiantes avanzados de la carrera de ingeniería y de arquitectura de nuestro país.

De esta manera el Instituto del Cemento Portland Argentino continúa su labor de difusión de la tecnología afín con su actividad específica y retribuye el constante interés de profesionales y técnicos por estos temas.

Deseamos agradecer a la Comisión Alemana de Hormigón Armado que nos ha permitido reproducir en este Manual parte de las tablas y ábacos

que integraron la publicación de aquel origen dedicada a la Norma DIN 1045.

Buenos Aires, diciembre de 1980.

Ingeniero Civil CARLOS ERNESTO DUVOY
Director Técnico
del
Instituto Del Cemento Portland Argentino

I N T R O D U C C I O N

La constante labor de investigación y la experiencia práctica acumulada en el uso del hormigón armado vienen confirmando las excelencias de ese material en la construcción moderna. La extensión generalizada de su utilización determinó la aparición, en la década del 60, del cálculo en estados límites lo que dió origen a la nueva Norma DIN 1045 que introdujo una metodología de dimensionamiento más racional y por ende un uso más económico de los materiales.

El propósito fundamental de este "Manual de cálculo de estructuras de hormigón armado. Aplicaciones de la Norma DIN 1045" es el de constituirse en instrumento de ayuda para los profesionales, técnicos y estudiantes de la construcción y no pretende ser un tratado analítico del hormigón armado. Para los interesados en profundizar en esa dirección, este Manual sugiere la bibliografía principal que podrá consultarse para desarrollar los aspectos teóricos de la cuestión.

La presente obra se ha dividido en dos partes que se entregan en otros tantos tomos separados. El primero expone el fundamento de la teoría de cálculo del hormigón armado utilizando la Norma DIN 1045 y su aplicación a los elementos estructurales; el segundo tomo recopila las tablas y ábacos que permiten a los profesionales utilizar este libro para el cálculo de estructuras en general. El manejo simultáneo de ambos tomos proveerá a los interesados una herramienta de uso inmediato respaldada por la teoría correspondiente. Cabe señalar que se ha respetado el cambio de nomenclatura que introdujo en 1978 la Comisión Alemana del Hormigón Armado en la Norma DIN 1045.

Deseamos expresar nuestro público reconocimiento al Ingeniero Civil Alberto H. Puppo, quién formuló útiles sugerencias durante la preparación de este trabajo; y al Ingeniero Civil Ricardo Colabraro, quien tuvo a su cargo la revisión general del manuscrito.

Buenos Aires, diciembre de 1980.

Ingeniero Civil OSVALDO J. POZZI AZZARO
Jefe de la Sección
Estudios Especiales

I N D I C E

CAPITULO	I.	<u>MATERIALES</u>	pág.
I.		Hormigón	
I.1.		Introducción	1
I.2.		Cemento Portland	2
I.3.		Agregados finos	3
I.4.		Agregados gruesos	4
I.5.		Agua de amasado	5
I.6.		Resistencia del hormigón. Factores in- fluyentes	6
I.7.		Trabajabilidad y resistencia del hormi- gón	9
I.8.		Dosificación de hormigones	10
I.9.		Análisis del diagrama tensión-deforma- ción del hormigón	11
I.10.		Definición de resistencia media y re- sistencia característica	12
I.11.		Algunos fenómenos en el hormigón	18
I.12.		Aceros para hormigón armado	20

CAPITULO	II.	<u>COMPORTAMIENTO DEL HORMICON ARMADO</u>	pág.
		<u>DIMENSIONAMIENTO</u>	
II.1.		Introducción	25
II.2.		Semejanzas y diferencias entre cálculo clásico y en estados límites	27
II.3.		Cálculo y dimensionamiento según Norma DIN 1045	31
II.3.1.		Ecuaciones generales de equilibrio	32
II.3.2.		Diagramas convencionales	34
II.3.3.		Diagramas de deformaciones específicas ...	37
II.4.		Dimensionamiento a flexión pura o flexión compuesta con gran excentricidad (sección rectangular)	40
II.5.		Dimensionamiento a compresión pura $N < 0$; $M=0$	44
II.6.		Dimensionamiento a flexo-tracción	46
II.7.		Dimensionamiento a flexión compuesta con pequeña excentricidad (sección rectangular)	47
II.8.		Dimensionamiento a flexión compuesta oblicua (sección rectangular)	49
II.9.		Dimensionamiento a flexión compuesta (sección circular y anular).....	52
CAPITULO	III	<u>LOSAS</u>	
III.1.		Introducción	55

			pág.
III.2.		Losas macizas	
III.2.1.		Clasificación: Losas armadas en 1 o 2 direcciones	56
III.2.2.		Cargas	59
III.2.3.		Luces de cálculo	59
III.2.4.		Espesor mínimo de losas	62
III.2.5.		Losas armadas en una dirección	63
III.2.6.		Losas armadas en dos direcciones ..	71
III.2.7.		Dimensionamiento y disposiciones de armado	78
III.2.8.		Aislación	82
III.2.9.		Reacciones de losas sobre sus apoyos	83
III.3.		Losas nervuradas de hormigón armado	92
III.3.1.		Placa	93
III.3.2.		Nervios longitudinales	94
III.3.3.		Nervios transversales	96
CAPITULO	IV.	<u>VIGAS</u>	
IV.1.		Introducción	99
IV.2.		Cargas	100
IV.3.		Luces de cálculo	100
IV.4.		Condiciones de apoyo	100
IV.5.		Relaciones altura útil - luz de cálculo	102

	pág.
IV.6. Determinación de los esfuerzos caracterís- ticos	103
IV.7. Reducción del momento flexor en el apoyo.	
IV.7.1. por ancho de apoyo	108
IV.7.2. por plastificación	111
IV.8. Dimensionamiento	114
IV.8.1. Dimensionamiento de secciones rectangula- res	115
IV.8.2. Dimensionamiento de vigas placas	115
IV.9. Verificación al corte	
IV.9.1. Introducción	121
IV.9.2. Desplazamiento o decalaje del diagrama de momentos	127
IV.9.3. Verificación de tensiones y dimensiona- miento de armaduras	129
IV.10. Torsión	140
IV.11. Disposiciones de armado	144
IV.12. Armadura adicional bajo cargas concentra- das	145
IV.13. Cálculo de solicitaciones y dimensiona- miento de vigas en zonas de pases u orifi- cios	148
CAPITULO V COLUMNAS Y TABIQUES PORTANTES	
V.1. Introducción	153

	pág.
V.2. Determinación de cargas	154
V.3. Dimensionamiento	158
V.4. Disposiciones de armado	162
V.5. Verificación de la seguridad al pan- deo	168
V.5.1. Determinación de la longitud de pan- deo y cálculo de λ	173
V.5.2. Determinación de λ lim (sistemas indesplazables)	176
V.5.3. Verificación de elementos con esbeltez moderada. Cálculo de coeficiente f ..	177
V.5.4. Cálculo de la deformación por fluen- cia lenta e_k	182
V.5.5. Dimensionamiento con los nomogramas .	185
V.5.6. Verificación a pandeo en dos direccio- nes	187
CAPITULO VI. FUNDACIONES	
VI.1. Introducción	193
VI.2. Zapatas aisladas	194
VI.2.1. Distribución de tensiones en el terre- no	195
VI.2.2. Zapata centrada	197

	pág.
VI.2.2.1. Acción en la base: N	198
VI.2.2.2. Acción en la base: N,M	206
VI.2.2.3. Acción en la base: N,M ₁ ,M ₂	217
VI.2.2.4. Verificación al volcamiento y desliza- miento	222
VI.2.2.5. Disposiciones generales	223
VI.2.3. Zapata excéntrica	227
VI.2.4. Zapata doblemente excéntrica	236
VI.2.5. Otra solución para zapata de columna me- dianera	242
VI.3. Zapatas combinadas	243
VI.4. Zapatas con viga cantilever	251
VI.5. Plateas de fundación	257
VI.6. Pilotes.	
VI.6.1. Introducción	258
VI.6.2. Capacidad de carga de un pilote	260
VI.6.3. Cálculo y dimensionamiento de pilotes y cabezal	262
CAPITULO VII <u>ELEMENTOS ESTRUCTURALES ESPECIALES</u>	
VII.1. Ménsula corta	273
VII.2. Vigas de gran altura o vigas pared	282
VII.3. Tensores	291
VII.4. Acciones horizontales sobre edificios ..	294

CAPITULO	VIII	<u>VERIFICACION DE FLECHAS. LIMITACION</u>	
		<u>DE FISURAS. DISPOSICIONES DE ARMADO</u>	pág.
VIII.1.		Verificación de flechas	297
VIII.2.		Limitación de fisuras	
VIII.2.1.		Verificación general	306
VIII.2.2.		Verificación especial	308
VIII.3.		Disposiciones de armado	310
VIII.3.1.		Separación entre barras	311
VIII.3.2.		Diámetro mínimo del mandril de doblado	311
VIII.3.3.		Longitud básica de anclaje	312
VIII.3.4.		Longitud reducida de anclaje	315
VIII.3.5.		Anclaje de armaduras en elementos so- metidos a flexión y corte	317
VIII.3.5.1.		Anclaje de barras fuera de los apoyos	320
VIII.3.5.2.		Anclaje de barras en apoyos extremos.	321
VIII.3.5.3.		Anclaje de barras en apoyos interme- dios	323
VIII.3.6.		Empalmes de armadura	324
VIII.3.6.1.		Separación mínima entre las secciones de empalme y entre barras	325
VIII.3.6.2.		Longitud de empalme de barras traccio- nadas	326
VIII.3.6.3.		Longitud de empalme de barras compri- midas	327

CAPITULO	IX	<u>ENTREPISOS PREFABRICADOS</u>	pág.
	IX.1.	Consideraciones generales	329
	IX.2.	Detalles constructivos	333
CAPITULO	X	<u>EJEMPLOS DE CALCULO</u>	
	X.1	Losas armadas en una dirección	339
	X.2.	Losas armadas en dos direcciones ...	344
	X.3.	Viga simplemente apoyada	355
	X.4.	Viga continua	359
	X.5.	Columna a compresión pura	370
	X.6.	Columna a flexo-compresión	372
	X.7.	Base centrada	377
	X.8.	Base excéntrica	380
	X.9.	Pilotes	384
	X.10.	Ménsula corta	387
	X.11.	Viga pared continua	390
	X.12.	Flecha instantánea y total de una vi- ga simplemente apoyada	393
	X.13.	Esquema de cálculo de tanque de agua	396
BIBLIOGRAFIA			407

C A P I T U L O I

MATERIALES

I. - HORMIGÓN

I.1. - INTRODUCCIÓN

El hormigón está constituido por materiales inertes (agregados finos y gruesos) que se mantienen unidos entre sí mediante una pasta endurecida de cemento y agua.

Los agregados constituyen la parte pasiva de la mezcla, mientras la pasta de cemento y agua es el elemento activo o ligante que al endurecerse, confiere al conjunto una consistencia pétreas.

Esta propiedad ligante y endurecedora la desarrolla el cemento al entrar en contacto con el agua. Se producen entonces en el seno de la masa, reacciones químicas exotérmicas complejas que transforman la pasta en un sólido que adhiere y envuelve a las partículas de los agregados, manteniéndolos unidos y comunicando al conjunto, en mayor o menor grado, las propiedades características del hormigón: resistencia y durabilidad. Estas caracterís

Las propiedades del hormigón no son independientes entre sí, sino que están estrechamente y mutuamente ligadas, dependiendo fundamentalmente de la relación agua-cemento, de la calidad de los materiales utilizados, de sus proporciones relativas y de la forma como se ha efectuado su preparación, colocación y curado.

1.2. - CEMENTO PORTLAND

En las estructuras corrientes de hormigón armado, se utilizan fundamentalmente dos tipos de cemento:

- a) Cemento portland normal - Norma IRAM 1503
- b) Cemento de alta resistencia inicial - Norma IRAM 1646

Ambos tipos de cemento son de fraguado normal, diferenciándose en que el segundo, como su nombre lo indica, adquiere elevadas resistencias a edad temprana. Con el transcurso del tiempo, las resistencias de uno y otro tienden a igualarse siendo la resistencia final prácticamente la misma. Generalmente se expende en bolsas de 50 kg o a granel.

Cuando el almacenamiento es relativamente prolongado, suele ocurrir que en las bolsas ubicadas en la parte inferior de las estibas, por efecto de la gran compresión, el cemento aparezca apelmazado y como si hubiera sufrido un principio de fraguado.

Existen otros tipos de cementos como ser el cemento portland puzolánico, el cemento portland de alta resistencia a los sulfatos y otros cementos especiales.

1.3. - AGREGADOS FINOS

Los agregados finos los constituyen las arenas, que pueden ser naturales o artificiales.

Las arenas naturales, de origen silíceo, se encuentran en los lechos de los ríos o costas marítimas o en yacimientos terrestres, denominándose en tal caso arena de cantera. La arena artificial proviene de la trituración de rocas, generalmente de origen granítico, razón por la cual se la denomina arena granítica o de trituración.

Las arenas naturales poseen granos más bien redondeados, mientras que las artificiales presentan granos con aristas agudas. Las primeras conducen a hormigones más fácilmente trabajables que las segundas.

De acuerdo con su granulometría, las arenas se clasifican en finas, medianas y gruesas, utilizándose para su clasificación el "módulo de finura" que es un número obtenido sumando los porcentajes de arena retenidos por una serie preestablecida de tambores.

mices (IRAM), y dividiendo dicha suma por 100.

Las arenas se consideran finas cuando su módulo de finura es inferior a 2,6; si el mismo se encuentra comprendido entre 2,6 y 2,9 se las califica como medianas y si excede de este último valor, como arenas gruesas.

Para estructuras, el módulo de finura mas apropiado es 2,75 (que corresponde al tipo conocido comercialmente como "arena oriental gruesa") pero es posible obtener hormigones de buena calidad con arenas de cualquier módulo de finura, siempre que cumplan con los límites (curvas granulométricas) establecidas por la Norma IRAM 1627 y se utilice una dosificación correcta.

Las arenas deben ser limpias, libres de impurezas orgánicas y partículas de arcilla o limo, como así también de inclusiones salinas. En algunos casos es posible mejorar su calidad mediante el lavado.

I.4. - AGREGADOS GRUESOS

Los agregados gruesos pueden ser de origen natural (canto rodado) o artificial (piedra partida), provenientes estos últimos de la trituración de rocas, generalmente graníticas.

El agregado grueso debe ser sano, no friable, libre de limo e impurezas orgánicas y sus partículas no deben ser aplandadas, sino más bien, afectar formas poliédricas.

El tamaño máximo del agregado grueso queda limitado por el espesor de los distintos elementos que constituyen una estructura. En general, no deberá superar $1/3$ de la menor dimensión y si la armadura es muy densa, se limitará su tamaño a $1/4$ de dicha dimensión.

I.5. - AGUA DE AMASADO

El agua de amasado debe ser limpia y exenta de ácidos, álcalis o sustancias orgánicas en descomposición. En principio, toda agua potable es apta para el amasado del hormigón.

Cuando existan dudas acerca de la conveniencia de utilizar un tipo de agua determinado, conviene preparar probetas de mortero con el agua cuestionada y con agua de aptitud reconocida y comparar las correspondientes resistencias a la compresión. Si la resistencia del hormigón preparado con el agua de dudosa calidad no es inferior al 90% de la resistencia de la probeta testigo, el agua puede utilizarse sin mayor inconveniente.

I.5. - RESISTENCIA DEL HORMIGÓN, FACTORES INFLUYENTES

La resistencia a la compresión del hormigón, que define su calidad, depende de varios factores:

- a) edad;
- b) relación agua-cemento;
- c) dosificación;
- d) forma de curado;
- e) calidad de sus componentes;
- f) temperatura a la cual se ha producido el fraguado.

El aumento de resistencia con la edad se efectúa rápidamente al principio, crecimiento que se hace menor a partir de los 28 días. Prácticamente puede decirse que al cabo de un año el hormigón ha alcanzado su resistencia final. A efectos de establecer la calidad de un hormigón, los reglamentos exigen que se determine su resistencia a los 28 días. Los ensayos se efectúan en dos tipos de probetas: cúbicas y cilíndricas. Las probetas cúbicas tienen 20 cm de arista y las cilíndricas 15 cm de diámetro y 30 cm de altura. Los valores obtenidos con ambos tipos de probetas difieren entre sí, siendo mayor la resistencia denominada cúbica β_w que la cilíndrica β_c . La relación entre ambas resistencias es aproximadamente:

$$\beta_w \approx 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \beta_w = 1,25 \cdot \beta_c$$

$$\beta_w: 250 \text{ a } 550 \text{ kg/cm}^2 \quad \beta_w = 1,18 \cdot \beta_c$$

En nuestro país se utilizan las probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura.

La relación agua-cemento en peso es uno de los factores que influyen en la resistencia de los hormigones. En el gráfico de Figura I.1. puede apreciarse cómo varía esta última en función de la relación agua-cemento.

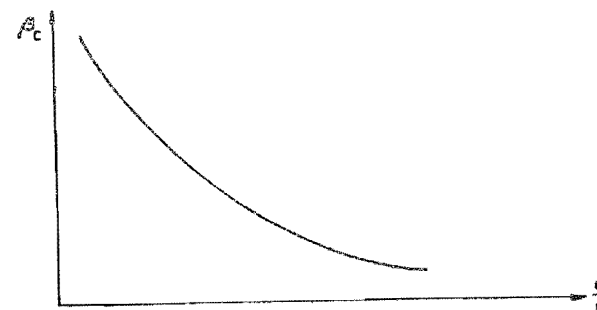


Figura I-1

La dosificación influye en el sentido que, si se utilizan proporciones de cemento y agregados que no corresponden a las características granulométricas de estos últimos, se obtienen hormigones poco compactos y porosos, de baja calidad.

El curado tiene una gran importancia, por cuanto durante el período inicial de endurecimiento (primeros 7 días), es imprescindible que el hormigón posea la humedad necesaria para que el proceso de endurecimiento se realice en condiciones óptimas. Por ello conviene mantener al hormigón, durante el período mencionado, al abrigo de la acción directa de los rayos solares y en lo posible constantemente húmedo.

La influencia de la calidad de los componentes es evidente por sí misma y no necesita mayores comentarios.

La temperatura a que tiene lugar el proceso de fraguado e inicial de endurecimiento, tiene su importancia. A medida que la misma disminuye, el fraguado se hace más lento, siendo el límite inferior de + 5°C, temperatura para la cual prácticamente el fraguado se detiene.

Aumentando la temperatura, el fraguado y endurecimiento inicial se aceleran, lo que permite obtener resistencias más elevadas a edad temprana, pero siempre que el aumento de temperatura no signifique una pérdida de humedad, por cuanto ello tendría efectos contraproducentes.

1.7. - TRABAJABILIDAD Y CONSISTENCIA DEL HORMIGÓN

Se entiende por trabajabilidad la mayor o menor facilidad de colocación y terminación del hormigón en una determinada estructura. Para cada tipo o característica de obra existe una trabajabilidad adecuada, que depende del tamaño y forma de los elementos que la constituyen, disposición y cantidad de la armadura y de los métodos de colocación y compactación que se emplean.

El término consistencia define el estado de fluidez de un hormigón fresco y comprende toda la escala posible, desde la mezcla más fluida a las más secas.

Se denomina consistencia plástica del hormigón aquella que hace que este último pueda ser fácilmente moldeado en una masa compacta y densa, pero que le permite cambiar lentamente de forma si se retira el molde. Las mezclas muy secas o muy fluidas no responden a ese concepto, pues las primeras no pueden ser compactadas adecuadamente con los medios ordinarios mientras las segundas segregan al manipularse, esto es: pierden su homogeneidad, por asentamiento de los agregados gruesos.

Una forma de apreciar la consistencia la constituye el ensayo del asentamiento mediante el cono de Abrams. Dicho ensayo no proporciona una medida absoluta de la trabajabilidad, pero para

hormigones con agregados y condiciones de obras similares permite apreciar el contenido de agua.

Es aconsejable, tanto desde el punto de vista de la calidad del hormigón como de su economía, proyectar las mezclas con el menor asentamiento compatible con su apropiada colocación. De esta manera se podrá alcanzar la mínima relación agua-cemento para un mismo contenido de cemento.

1.8. - DOSIFICACIÓN DE HORMIGONES

Las proporciones de la mezcla deben responder, por una parte, a la calidad del hormigón que se requiere en cada caso (resistencia a los distintos esfuerzos y a la acción de los agentes agresivos) y, por otra parte, a las condiciones de colocación en obra, que exigen una cierta trabajabilidad de la misma.

La dosificación es correcta cuando permite satisfacer ambos requisitos con la máxima economía de material.

Existen diversos métodos para la dosificación de hormigones cuya descripción y forma de aplicación escapan a los alcances de esta publicación (*)

(*) Véase por ej. el trabajo del Ing. Juan F. García Balado: "Método para la dosificación de hormigones", publicado por el I.C.P.A.

1.9. - ANÁLISIS DEL DIAGRAMA TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN

Del estudio de los diagramas $\sigma_b - \epsilon_b$ de la Figura I. 2. obtenidos al ensayar a compresión, probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, para hormigones de distinta calidad surgen las siguientes conclusiones:

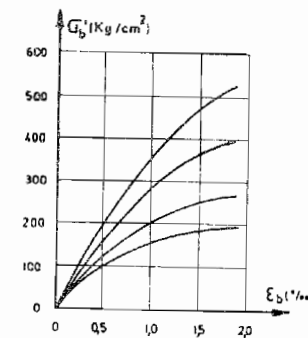


Figura I-2

σ'_b = tensión de compresión en el hormigón

ϵ_b = deformación específica del hormigón (acortamiento)

- 1) Los diagramas son aproximadamente lineales hasta valores de σ'_b del orden de la mitad del valor de rotura σ'_{br} ; vale decir para $\sigma'_b \leq 0,5 \sigma'_{br}$ la relación entre tensiones y deformaciones del hormigón se puede expresar

$$\sigma_b' = E_b \cdot \epsilon_b$$

E_b = módulo de elasticidad longitudinal del hormigón.

2) El valor de E_b , representado por la tangente del ángulo que forma la recta tangente a la curva $\sigma_b' - \epsilon_b$ en el origen con el eje de abscisas, es mayor para hormigones más resistentes.

3) Las deformaciones ϵ_b máximas alcanzan valores entre -1,5‰ y - 2‰, siendo en general independientes de la calidad del hormigón.

Dado que en esta publicación se adopta como norma de cálculo la NORMA DIN 1045 (ed. 1978), utilizaremos en adelante la nomenclatura alemana en todo el planteo y desarrollo de este capítulo y los siguientes.

1.10. - DEFINICIÓN DE RESISTENCIA MEDIA Y RESISTENCIA CARACTERÍSTICA.

Dado un conjunto de n probetas cilíndricas, hechas con hormigón de una cierta calidad, las cuales son ensayadas a compresión, se obtendrá un conjunto de n valores de la tensión de

rotura del material generalmente distintos entre sí. Se define como resistencia media de dicho hormigón al valor:

$$\beta_{cM} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \beta_{ci}$$

donde

β_{cM} = resistencia media

n = número de probetas ensayadas

β_{ci} = tensión de rotura para cada probeta

La resistencia media es un valor que representa mejor la calidad del hormigón que cualquiera de los resultados aislados de cada probeta, sin embargo no da una idea precisa de la homogeneidad de la calidad del hormigón.

Veamos estos ejemplos:

EJEMPLO 1 se hicieron 4 ensayos con los siguientes resultados.

$$\beta_{c1} = 230 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_{c2} = 280 \text{ "}$$

$$\beta_{c3} = 310 \text{ "}$$

$$\beta_{c4} = 340 \text{ "}$$

la resistencia media resulta:

$$\beta_{cM} = 290 \text{ kg/cm}^2$$

14.

15.

EJEMPLO 2

$$\begin{aligned} \beta_{c_1} &= 280 \text{ kg/cm}^2 \\ \beta_{c_2} &= 285 \text{ " } \\ \beta_{c_3} &= 290 \text{ " } \\ \beta_{c_4} &= 305 \text{ " } \end{aligned}$$

y la resistencia media resulta: $\beta_{c_M} = 290 \text{ kg/cm}^2$

En ambos ejemplos se obtuvo igual resistencia media pero el segundo hormigón es de mejor calidad que el primero, ya que a igualdad de resistencia media la dispersión de valores individuales es menor.

Con el propósito de tener en cuenta este problema se introdujo el concepto de resistencia característica del hormigón, que se define:

$$\beta_{c_N} = \beta_{c_M} (1 - k \cdot \delta)$$

donde:

β_{c_N} : resistencia característica del hormigón
 δ : desviación o variación

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left(\frac{\beta_{c_i}}{\beta_{c_M}} - 1 \right)^2} \quad \text{para} \quad n < 30$$

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{\beta_{c_i}}{\beta_{c_M}} - 1 \right)^2}$$

$n \geq 30$

este valor aumenta cuando mayor es la dispersión de los resultados β_{c_i} , dando una idea de la calidad del hormigón ejecutado; su valor debe oscilar entre 0,10 y 0,25 aproximadamente.

El factor k que aparece en la expresión de β_{c_N} surge de la teoría de probabilidades e implica que la resistencia característica del hormigón es un valor tal que es igualado o superado, como mínimo, por el 95% de las probetas ensayadas. El valor de k es función del número de probetas ensayadas, en la figura I.3. se indica los valores de k . El número de probetas a ensayar debe ser suficientemente grande, en general más de 30, para que los resultados sean representativos.

Veamos ahora, a través de los 2 ejemplos citados, el cálculo de la resistencia característica β_{c_N} :

Ejemplo 1

$$\beta_{c_M} = 290 \text{ kg/cm}^2 \quad \delta = 0,14$$

de la tabla de la Figura I.3. se obtiene para (4) cuatro probetas.

$$k = 2,35$$

NUMERO DE ENSAYOS MENOS UNO	k
1.....	6,31
2.....	2,92
3.....	2,35
4.....	2,13
5.....	2,02
6.....	1,94
7.....	1,90
8.....	1,86
9.....	1,83
10.....	1,81
11.....	1,80
12.....	1,78
13.....	1,77
14.....	1,76
15.....	1,75
16.....	1,75
17.....	1,74
18.....	1,73
19.....	1,73
20.....	1,72
21.....	1,72
22.....	1,72
23.....	1,71
24.....	1,71
25.....	1,71
26.....	1,71
27.....	1,70
28.....	1,70
29.....	1,70
30.....	1,70
Mayor de 30.....	1,64

Figura I-3

luego

$$\beta_{c_N} = 195 \text{ kg/cm}^2$$

Ejemplo 2

$$\beta_{c_M} = 290 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = 0,03$$

$$k = 2,35$$

resulta:

$$\beta_{c_N} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

como se observa el hormigón del segundo ejemplo es de mejor calidad, pues su resistencia característica es mayor debido a la baja dispersión de los β_{w_i}

En la tabla de la Figura I.4. se observan los valores de E_b -módulo de elasticidad longitudinal del hormigón- y los valores de β_{c_M} -resistencia media cilíndrica- correspondientes a distintos valores de desviación δ para los hormigones más utilizados.

		β_{cN}						
		110	130	170	210	300	380	470
E_b		215.000	240.000	275.000	300.000	340.000	370.000	390.000
β_{cm}	$\delta=0,25$	186	220	288	356	509	644	797
	$\delta=0,20$	164	193	253	313	446	566	699
	$\delta=0,15$	146	172	225	278	398	504	623
	$\delta=0,10$	132	155	203	251	359	454	562

UNIDADES: kg/cm^2 para $n \geq 30$ probetas

Figura I-4

I.11. - ALGUNOS FENÓMENOS EN EL HORMIGÓN

El hormigón es un material pseudosólido, en el cual se encuentran partículas en estado sólido, rodeadas por intersticios ocupados por aire y agua, vale decir que es un material formado por las tres fases, sólida, líquida y gaseosa. Señalaremos brevemente algunas de las deformaciones propias del hormigón.

a) Hinchamiento:

El hormigón, sumergido en agua, al endurecerse experimenta un hinchamiento creciente con el tiempo y que al cabo de 2 años se hace asintótico a un valor de 0,1 mm/m, aproximadamente.

b) Retracción del hormigón:

Si el hormigón endurece al aire se produce una disminución de su volumen que al cabo de 2 años alcanza valores de 0,2 a 0,5 mm/m. Cuanto más seca es la atmósfera que rodea al hormigón mayor será su contracción. No debe confundirse con la contracción de fragüe ya que es un fenómeno de capilaridad y no de fraguado.

c) Deformación diferida

Consideremos que en el instante t_c se aplica a una probeta hormigonada en el instante t_h , una tensión de compresión σ_b^* , que se mantiene constante en el tiempo. En el instante t_c , el hormigón sufre una deformación instantánea ϵ_{bc} , observemos el valor de ϵ_b en un instante t , pese a que σ_b^* se mantuvo constante, la deformación ϵ_b ha aumentado alcanzando un valor $\epsilon_{bt} = \epsilon_{bc} \cdot K$ donde K es la función de deformación diferida que depende de la edad del hormigón en el momento de empezar a aplicarse la carga $t_c - t_h$ y del tiempo de aplicación de la carga $t - t_c$.

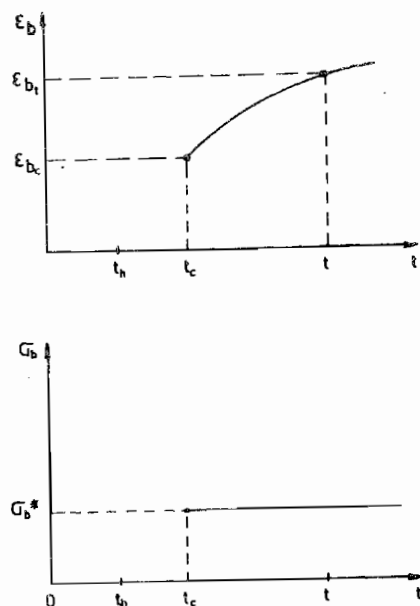


Figura I-5

1.12.-ACEROS PARA HORMIGÓN ARMADO

Ya se ha señalado que el hormigón posee una resistencia a la tracción relativamente reducida en comparación con su resistencia a la compresión. Como la mayoría de las estructuras que se

construyen con hormigón se encuentran solicitadas por flexión, para compensar dicho déficit de resistencia se disponen, en las partes de las secciones sometidas a tensiones de tracción, barras de acero cuya misión es absorber dichos esfuerzos.

Las barras que se utilizan comúnmente son de sección circular y los diámetros usuales son:

ϕ (mm) 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40

Con el fin de aumentar la adherencia entre hormigón y acero se utilizan barras conformadas de diversos tipos que se caracterizan por poseer su superficie nervurada. El módulo de elasticidad longitudinal del acero es $E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

Por su calidad y características, los aceros empleados en estructuras de hormigón armado se pueden clasificar como sigue:

1) Barras de acero, sección circular, laminadas en caliente

Es el denominado acero común, cuya designación es AL-22

Resistencia a la tracción característica: $\sigma_{T_k} \geq 3400 \text{ kg/cm}^2$

Límite de fluencia característico: $\sigma_{f_k} \geq 2200 \text{ kg/cm}^2$

Alargamiento de rotura característico: $A_{R_k} \geq 18 \%$

2) Barras de acero conformadas, de dureza natural

Su designación es ADN-42. Este acero posee un límite de fluencia mayor que el acero común debido a una variación que se introduce en su composición química.

Resistencia a la tracción característica: $\sigma_{rk} \geq 5000 \text{ kg/cm}^2$

Límite de fluencia característico: $\sigma_{fk} \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$

Alargamiento de rotura característico: $A_{10K} \geq 12 \%$

3) Barras de acero conformadas, de dureza mecánica, laminadas en caliente y torsionadas o estiradas en frío.

Sus designaciones son ADM-42 y ADM-60 respectivamente; esta clasificación es función del límite de fluencia convencional de cada acero. A este acero se le efectúa un tratamiento de torsionado o estirado en frío de modo de aumentar su límite de fluencia, éste se adopta en forma convencional ya que estos aceros, al ser tratados, pierden su escalón de fluencia; el límite adoptado corresponde a una deformación permanente del 2%.

	ADM-42	ADM-60
Resist. de tracción característica: $\sigma_{rk} \geq$	5000 kg/cm^2	6600 kg/cm^2
Lím. convencional de fluencia caract. $\sigma_{0.2K} \geq$	4200 kg/cm^2	6000 kg/cm^2
Alargamiento de rotura característ.: A_{10K}	10 %	8 %

4) Mallas de acero

La malla es un material compuesto por barras de acero lisas o conformadas, dispuestas en dos capas formando ángulo recto, con todas sus uniones soldadas por el proceso de soldadura eléctrica, que se suministran en paneles o rollos.

En general se presentan mallas cuya disposición de barras forman cuadrados o rectángulos con separaciones que pueden ser de 50, 100, 150, 200, 250 y 300 mm.

Los diámetros de barras varían de 3 a 12 mm.

	AM-50	AM-60
Resist. a la tracción característ. $\sigma_{rk} \geq$	5500 kg/cm^2	6600 kg/cm^2
Lím. convencional de fluencia caract. $\sigma_{0.2K} \geq$	5000 kg/cm^2	6000 kg/cm^2
Alargamiento de rotura característ. A_{10K}	6 %	6 %

A los efectos del proceso de cálculo de acuerdo a la Norma DIN 1045 designaremos en lo sucesivo con β_s al límite de fluencia característico, sea convencional o no, o sea:

$\beta_s = \sigma_{rk}$ límite real de fluencia

$\beta_s = \sigma_{0.2K}$ límite convencional de fluencia

Como nomenclatura, para cálculos y tablas, se utilizará la siguiente:

24.

Acero BSt 22/34

Acero BSt 42/50

Acero BSt 50/55

los números entre barras indican el límite de fluencia y la resistencia a tracción característica, respectivamente.

C A P I T U L O II

COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN ARMADO. DIMENSIONAMIENTO

II.1. - INTRODUCCIÓN

El cálculo de una estructura comprende las siguientes etapas:

- Elección del esquema estructural
- Determinación de los estados de carga
- Cálculo de solicitaciones
- Comprobación o dimensionamiento de secciones

Primeramente es necesario elegir el esquema estructural que refleje lo más fielmente posible el comportamiento real de la estructura, adoptando luces de cálculo, forma de trabajo, dimensiones generales y relativas de las piezas, condiciones de apoyo, etc.

Luego se deben precisar las cargas permanentes y accidentales que actúan sobre la estructura, y las combinaciones de carga que provoquen los efectos más desfavorables sobre la misma.

El cálculo de solicitaciones se efectúa suponiendo un comportamiento elástico lineal de la estructura con proporcionalidad entre solicitaciones y deformaciones. En esta etapa, la consideración del comportamiento no lineal de los materiales es aún objeto de estudio, obteniéndose métodos de cálculo de solicitaciones muy engorrosos, que escapan a los alcances de esta publicación.

Para la comprobación o dimensionamiento de secciones se distinguen dos métodos de cálculo bien diferenciados.

- a) método clásico (tensiones admisibles)
- b) método de cálculo en estados límites (carga última)

Básicamente ambos métodos consisten en:

a) Método clásico: supone una relación lineal entre tensiones y deformaciones en el hormigón; el proceso de cálculo consiste en determinar las solicitaciones debidas a las cargas máximas de servicio y dimensionar la sección de modo tal que las máximas tensiones en el hormigón y el acero no superen una fracción de la resistencia de estos materiales, fracción que se denomina tensión admisible.

b) Método de cálculo en estados límites: la relación entre tensiones y deformaciones en el hormigón, se establece mediante una ley de variación no lineal, que sin representar la verdadera distri-

bución de tensiones, da valores de las solicitaciones últimas, satisfactorios y compatibles con los hallados experimentalmente. El proceso de cálculo consiste en determinar las solicitaciones máximas producidas por las cargas de servicio, mayoradas mediante un coeficiente de seguridad, para luego comparar dichas solicitaciones con las denominadas solicitaciones últimas, que son aquellas que producirían el agotamiento de la pieza, si los materiales tuvieran una resistencia igual a la resistencia real elegida como resistencia de cálculo.

II-2. - SEMEJANZAS Y DIFERENCIAS ENTRE CÁLCULO CLÁSICO Y EN ESTADOS LÍMITES.

a) - Hipótesis de Bernoulli

Ambos métodos presuponen la validez de la hipótesis de Bernoulli "las secciones planas antes de la solicitación permanecen también planas al ser sometidas a dicha solicitación". Esto implica diagramas de deformaciones específicas lineales y presupone una total adherencia entre acero y hormigón.

b) - Relación tensión-deformación

Supongamos la viga de la Figura II.1 de hormigón armado simplemente apoyada y sometida a un estado de carga crecien-

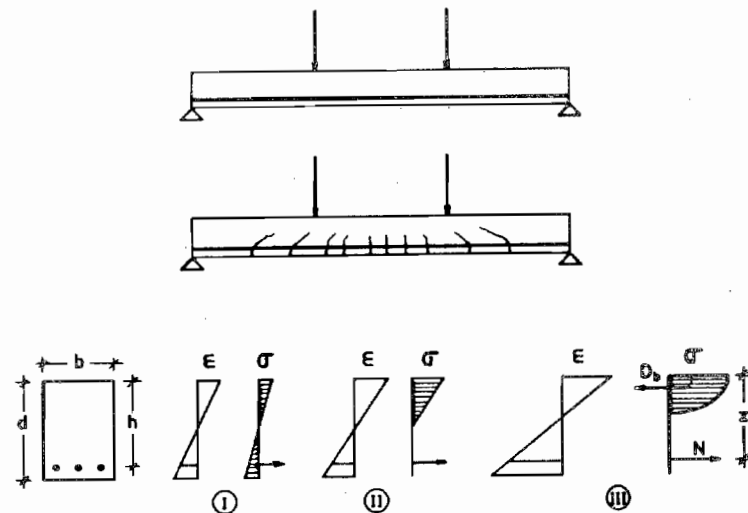


Figura II-1

te hasta llegar a la rotura por flexión.

Analicemos ahora una sección comprendida en el tercio central, donde se producen los máximos momentos flexores e iniciemos el proceso de carga. En un principio se producirán deformaciones específicas ϵ en la sección que provocarán un estado de tensión lineal en el hormigón, tanto de compresión como de tracción y un esfuerzo de tracción en el acero, este estado de

tensión se denomina Estado I y se mantiene para valores de las deformaciones específicas ϵ tales que provoquen tensiones de tracción en el hormigón no mayores que la admisible.

En este estado no aparecen fisuras en la pieza, pudiendo trabajar en conjunto hormigón y acero bajo esfuerzo de tracción.

Al aumentar las cargas aumentan las deformaciones produciendo fisuras en el hormigón en la zona traccionada de modo que, el par interno en la sección lo forman la resultante del diagrama lineal de tensiones de compresión en el hormigón y el esfuerzo de tracción en el acero. Este estado se denomina ESTADO II y es válido hasta valores de tensión de compresión en el hormigón de aproximadamente la mitad del valor de la tensión de rotura, límite hasta el cual es válida la relación lineal entre tensiones y deformaciones.

Es de observar que el eje neutro se ha acercado a las fibras comprimidas, respecto del ESTADO I, debido a la presencia de fisuras en la zona traccionada.

Si incrementamos nuevamente las cargas, las deformaciones específicas ϵ aumentan, con lo cual, si nos ubicamos en el diagrama σ, ϵ del hormigón veremos que la relación entre ambas magnitudes no es lineal, de modo que el diagrama de ten-

siones de compresión en el hormigón se incurva tomando cada fibra más carga de la que tomaría de existir una distribución lineal, aumentando el brazo elástico de la pieza Z y la fuerza normal N . Este estado se denomina ESTADO III.

El ESTADO II es el utilizado en el cálculo clásico y el ESTADO III en el cálculo en estados límites.

De este análisis surgen como conclusiones:

- Ambos métodos no admiten contribución del hormigón a la tracción, a diferencia del ESTADO I.
- La adopción de un diagrama σ, ϵ lineal en el hormigón no es válida, como puede apreciarse en el gráfico de la Figura I.2

c) - Seguridad

En el método de cálculo en estados límites se mayoran las sollicitaciones de servicio mediante coeficientes de seguridad. Estos dependen de que la estructura "avise" la rotura mediante fisuras bien visibles o que por el contrario se pueda producir rotura brusca, sin aviso. El coeficiente de seguridad debe aumentar cuando la posibilidad de "aviso" disminuye.

En el método clásico no es posible determinar la seguridad de la estructura ya que, al suponer un diagrama σ, ϵ li-

neal en el hormigón, que dista mucho de la realidad, el cociente entre la tensión de la rotura del material y la tensión de trabajo no refleja el coeficiente de seguridad con que trabaja la pieza.

d) - Determinación de las tensiones de cálculo de los materiales.

En el método clásico se establece la tensión admisible del hormigón a partir de la resistencia media obtenida en el ensayo a compresión de varias probetas y la tensión admisible del acero a partir de la tensión correspondiente al límite elástico garantizado.

En el cálculo a rotura, las resistencias de cálculo del hormigón y del acero se obtienen de las tensiones características de ambos materiales que se determinan tal cual lo explicado en el capítulo de materiales.

II-3. - CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO SEGÚN NORMA DIN 1045

En lo que sigue se aplicarán las bases generales de cálculo y dimensionamiento de la nueva NORMA DIN 1045.

Esta norma establece el cálculo de secciones en estados límites para flexión simple, flexión compuesta y esfuerzo axial, te

niendo en cuenta la relación no lineal entre tensiones y deformaciones en el hormigón

II.3.1. - ECUACIONES GENERALES DE EQUILIBRIO

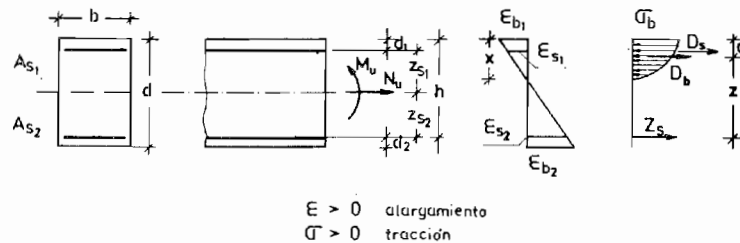


Figura II-2

NOMENCLATURA

- d: altura total de la sección
 b: ancho total de la sección
 h: altura útil de la sección, distancia entre la fibra más comprimida del hormigón y la armadura traccionada.
 d_1, d_2 : recubrimiento
 x: profundidad del eje neutro
 z: brazo elástico de la sección, distancia entre la re-

sultante de tensiones de compresión en el hormigón - D_b - y el esfuerzo en la armadura traccionada - Z_s -

D_s : esfuerzo en la armadura comprimida

$\epsilon_{b1}, \epsilon_{b2}$: deformaciones específicas en las fibras más y menos comprimida respectivamente.

$\epsilon_{s1}, \epsilon_{s2}$: deformaciones específicas en la armadura comprimida y traccionada respectivamente.

N_u, M_u : solicitaciones últimas.

$$N_u = D_s + D_b + Z_s \quad (1)$$

$$M_u = -D_b \left(\frac{d}{2} - a \right) - D_s \left(\frac{d}{2} - d_1 \right) + Z_s \left(\frac{d}{2} - d_2 \right) \quad (2)$$

$$M_{s2u} = M_u - N_u \cdot z_{s2} = -D_b \cdot z - D_s (h - d_1) \quad (3)$$

$$M_{s1u} = M_u + N_u \cdot z_{s1} = D_b (a - d_1) + Z_s (h - d_1) \quad (4)$$

- (1) ecuación de equilibrio de fuerzas.
 (2) ecuación de equilibrio de momentos, respecto del eje baricéntrico.
 (3) ecuación de equilibrio de momentos, respecto de la armadura traccionada.
 (4) ecuación de equilibrio de momentos, respecto de la armadura comprimida.

II.3.2. - DIAGRAMAS CONVENCIONALES

a) Hormigón

La NORMA DIN 1045 ha adoptado para el hormigón el diagrama σ, ϵ de la figura II.3, el cual no representa ninguna distribución real de tensiones, sino un diagrama idealizado cuyos resultados han sido comprobados satisfactoriamente.

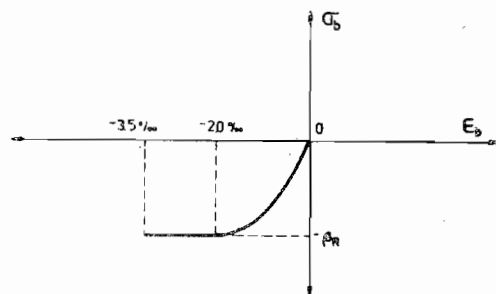


Figura II-3

la función $\sigma_b = f(\epsilon_b)$ queda definida de este modo:

$$\begin{aligned} 0 < \epsilon_b & : \sigma_b = 0 \\ -2\text{‰} < \epsilon_b < 0 & : \sigma_b = -\beta_R \left(1 - \left(1 + \frac{\epsilon_b}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right) \\ -3,5\text{‰} < \epsilon_b < -2\text{‰} & : \sigma_b = -\beta_R \end{aligned}$$

siendo β_R tensión de compresión de cálculo

β_{cn}	110	130	170	210	300	380	470
β_R	70	105	140	175	230	270	300

La máxima deformación específica admitida es de $-3,5\text{‰}$ (solicitaciones a flexión simple o compuesta de gran excentricidad) y de -2‰ para compresión pura o flexión compuesta de pequeña excentricidad.

b) Acero

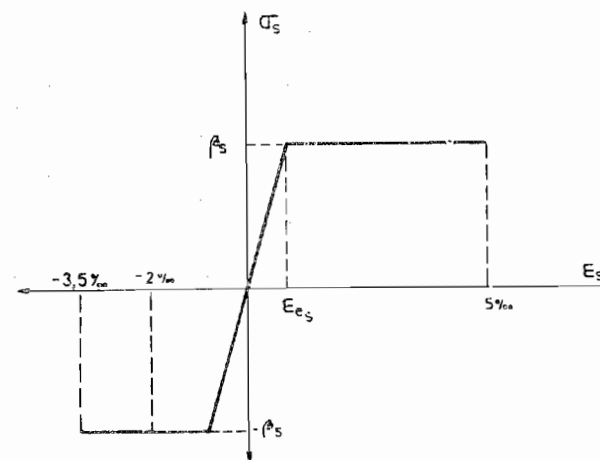


Figura II-4

Acero	22/34	42/50	50/55
E_{es}	1,05	2,00	2,38

Este diagrama ideal es aplicable para aceros de dureza natural como para aceros conformados en frío.

Como deformación específica máxima a tracción se admite un valor del 5‰, pues si bien pueden admitirse alargamientos mayores antes de producirse el agotamiento de la pieza, se adopta como límite funcional de la misma un espesor acumulado de fisuras de 5 mm por metro de longitud.

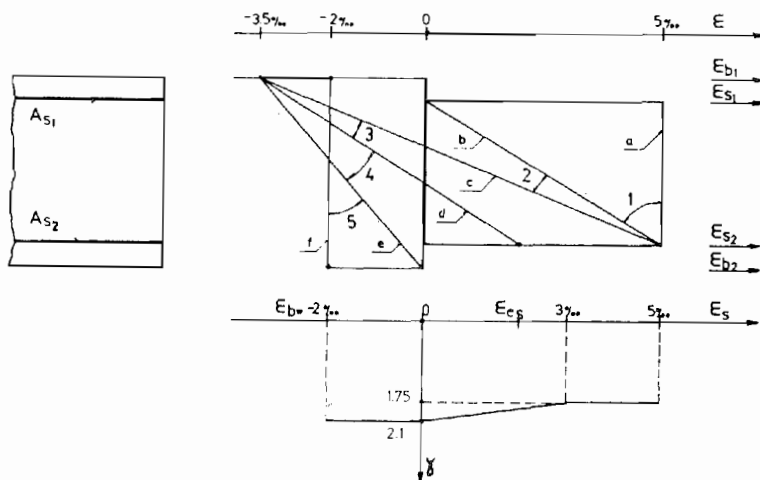


Figura II-5

II.3.3 - DIAGRAMAS DE DEFORMACIONES ESPECÍFICAS

En función de las deformaciones límites de ambos materiales hormigón y acero, establecidas por la norma DIN 1045, se obtienen los diagramas de deformaciones específicas de la Figura II.5. que contemplan toda la gama posible de sollicitaciones. Se representa también la variación del coeficiente de seguridad de la sección.

Descripción de los Dominios de Deformaciones

Dominio 1

Está comprendido entre las rectas a ($\epsilon_{S2} = \epsilon_{S1} = 5 \text{ ‰}$) y b ($\epsilon_{S2} = 5 \text{ ‰}$; $\epsilon_{S1} = 0$). La sollicitación varía desde una tracción pura hasta una flexo tracción con pequeña excentricidad, el hormigón prácticamente no colabora ya que está en su casi totalidad traccionado.

Siendo $\epsilon_{S2} = 5 \text{ ‰}$ la norma DIN 1045 asigna un coeficiente de seguridad $\gamma = 1.75$ ya que el tipo de rotura es dúctil, o sea con preaviso a través de fisuras claramente visibles.

Dominio 2

Está comprendido entre las rectas

$$b \quad \epsilon_{s2} = 5\text{‰} \quad ; \quad \epsilon_{s1} = 0$$

$$c \quad \epsilon_{s2} = 5\text{‰} \quad ; \quad \epsilon_{b1} = -3,5\text{‰}$$

La sollicitación oscila entre flexión pura o flexión compuesta,

1) si A_s es muy grande, al trabajar con un $\epsilon_{s2}=5\text{‰}$ la resultante de tracción Z_s en las armaduras es mayor que la resultante de compresión D_b en el hormigón, en consecuencia la sollicitación será de flexo tracción.

2) si A_s es muy pequeña estamos en el caso inverso, flexo compresión

3) si A_s es tal que $Z_s=D_b$, estamos en presencia de flexión pura.

Dominio 3

Está comprendido entre las rectas

$$c \quad \epsilon_{s2} = 5\text{‰} \quad ; \quad \epsilon_{b1} = -3,5\text{‰}$$

$$d \quad \epsilon_{s2} = \epsilon_{es} \quad ; \quad \epsilon_{b1} = -3,5\text{‰}$$

siendo ϵ_{es} la deformación específica del acero correspondiente al límite elástico del diagrama σ, ϵ convencional.

En este dominio se aprovechan el hormigón y el acero por completo ya que ambos materiales trabajan bajo deformaciones que corresponden a tensiones máximas.

El coeficiente de seguridad aumenta para valores de ϵ_s menores que 3‰ , hasta un valor igual a 2,1 cuando $\epsilon_s = 0$. El tipo de sollicitaciones es equivalente al visto en el dominio 2.

Dominio 4

Está comprendido entre las rectas

$$d \quad \epsilon_{s2} = \epsilon_{es} \quad ; \quad \epsilon_{b1} = -3,5\text{‰}$$

$$e \quad \epsilon_{b2} = 0 \quad ; \quad \epsilon_{b1} = -3,5\text{‰}$$

La recta d nos define el último diagrama de deformaciones específicas en el cual aprovechamos al máximo ambos materiales, de allí en más el acero trabaja con deformaciones menores que ϵ_{es} y en consecuencia a menor tensión. En el otro extremo la recta e nos define un diagrama de deformaciones en el que to-

da la sección está comprimida.

A este dominio corresponden solicitaciones de flexo-compresión con pequeña excentricidad.

Domio 5

Está comprendido entre las rectas:

$$e \quad \epsilon_{b2} = 0 \quad ; \quad \epsilon_{b1} = -3,5 \text{‰}$$

$$f \quad \epsilon_{b2} = -2 \text{‰} \quad ; \quad \epsilon_{b1} = -2 \text{‰}$$

La solicitación varía desde flexo-compresión con pequeña excentricidad a compresión pura, la deformación correspondiente a la rotura debido a este último tipo de solicitación es $\epsilon_{b1} = -2 \text{‰}$, en general podemos expresar:

$$\epsilon_{b1} = -3,5 \text{‰} - 0,75 \epsilon_{b2}$$

II.4. - DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN PURA O FLEXIÓN COMPUESTA CON GRAN EXCENTRICIDAD (SECCIÓN RECTANGULAR)

Para elementos sometidos preponderantemente a flexión, -losas, vigas, etc.- es conveniente la utilización de las tablas

T.1 a T.3 denominadas K_h , de fácil manejo y que permiten calcular las armaduras más adecuadas, tanto traccionadas como comprimidas, para este tipo de solicitación.

Utilización de la tabla K_h

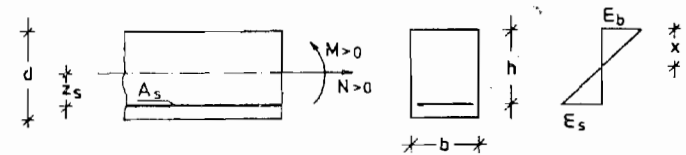


Figura II-6

Se determina primeramente el valor M_s , momento respecto de la armadura traccionada.

$$M_s = M - N \cdot z_s \quad (\text{tm.})$$

M ; z_s : deberán tomarse siempre con signos positivos.

N : deberá tomarse positivo si es de tracción y negativo si es de compresión.

Se calcula ahora el valor de K_h :

$$K_h = \frac{h \text{ (cm)}}{\sqrt{\frac{M_s \text{ (tm)}}{b \text{ (m)}}}}$$

Entrando en tablas en función del acero, en la columna correspondiente a la resistencia del hormigón de nuestra pieza y en el renglón del valor K_h inmediato inferior al K_h calculado se obtienen los siguientes valores:

ϵ_s : deformación en el acero

ϵ_{b1} : deformación en la fibra más comprimida del hormigón

$\frac{\sigma_{su}}{\gamma}$: tensión de servicio en el acero

k_x : factor que permite calcular la profundidad del eje neutro.

$$x = k_x \cdot h$$

k_z : factor que permite calcular el brazo elástico de la sección

$$z = k_z \cdot h$$

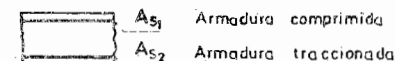
k_s : factor de cálculo de la armadura:

$$A_s(\text{cm}^2) = \frac{M_s(\text{tm})}{h(\text{m})} \cdot k_s + \frac{N(t)}{\frac{\sigma_{su}}{\gamma}(\text{t/cm}^2)}$$

Se denomina K_h^* , al valor de K_h correspondiente a $\epsilon_{b1} = -3,5\text{‰}$, $\epsilon_s = 3\text{‰}$ y $\gamma = 1,75$.

Cuando el K_h calculado resulta menor que K_h^* es conveniente colocar armadura comprimida, entrando en tablas se obtienen valores de k_s y k_{s1} con los cuales se calculan:

$$A_{s2}(\text{cm}^2) = \frac{M_s(\text{tm})}{h(\text{m})} \cdot k_s \cdot \rho + \frac{N(t)}{\frac{\sigma_{su}}{1,75}(\text{t/cm}^2)} ; \quad A_{s1}(\text{cm}^2) = \frac{M_s(\text{tm})}{h(\text{m})} \cdot k_{s1} \cdot \rho$$



Las tablas de K_h han sido preparadas para relaciones $\frac{d_1}{h} = 0,07$, los valores ρ y ρ_1 son factores de corrección a utilizar cuando $\frac{d_1}{h} > 0,07$; por el contrario si $\frac{d_1}{h} \leq 0,07$ se adopta $\rho = \rho_1 = 1$.

Al lado de la columna correspondiente a K_h se observa una columna de valores "ds", diámetros máximos de la barra de acero a colocar para que las fisuras a formarse sean admisibles.

Ocurre a menudo que el diámetro máximo "ds" que nos admite la norma, no es comercial o deseamos colocar otro mayor, en este caso es necesario aumentar la armadura y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_s = A_{s_{cal}} \sqrt[3]{\frac{d_i}{d_s}}$$

donde:

A_s (cm²): armadura necesaria para cumplir con la condición de fisuración admisible.

$A_{s_{cal}}$ (cm²): es la armadura calculada con la expresión general.

d_s : diámetro máximo que admite la norma para el K_h calculado.

d_i : diámetro de barra que deseamos colocar

II.5. - DIMENSIONAMIENTO A COMPRESIÓN PURA $N < 0$; $M = 0$

La ecuación de equilibrio de fuerzas resulta:

$$N = -\frac{1}{\gamma} (A_b \cdot \beta_R + A_s \cdot \sigma_{su})$$

$$N = -\frac{A_b}{\gamma} (\beta_R + \mu_o \cdot \sigma_{su})$$

γ : coeficiente de seguridad = 2,1

β_R : tensión de cálculo en el hormigón

σ_{su} : tensión en el acero para un acortamiento unitario del -2‰.

ACERO TIPO	σ_{su} (t/cm ²)
BSt 22/34	2,2
BSt 42/50	4,2
BSt 50/55	4,2

A_b : sección de hormigón $\mu_o = \frac{\text{cuantía geométrica total}}{\frac{A_s}{A_b}}$

A_s : sección de acero

Las siguientes expresiones permiten calcular A_b y A_s en forma general o en función de la cuantía geométrica total.

$$A_b = -\frac{1}{\beta_R} (\gamma \cdot N + A_s \cdot \sigma_{su})$$

$$A_b = -\frac{\gamma \cdot N}{\beta_R + \mu_o \cdot \sigma_{su}}$$

$$A_s = -\frac{1}{\sigma_{su}} (\gamma \cdot N + A_b \cdot \beta_R)$$

$$A_s = -\frac{\gamma \cdot N}{\left(\frac{\beta_R}{\mu_o} + \sigma_{su}\right)}$$

II.6. - DIMENSIONAMIENTO A FLEXO-TRACCIÓN

$$N > 0 \quad M_s = M - N \cdot z_{s2} < 0$$

En este caso el esfuerzo de tracción es muy grande frente a la flexión, haciendo que toda la sección esté traccionada, puesto que si: $M_s < 0$; $M - N \cdot z_{s2} = N(e - z_{s2}) < 0$

siendo $N > 0$ debe ser $e - z_{s2} < 0 \therefore e < z_{s2}$



Figura II-7

planteando una ecuación de momentos respecto de la armadura A_{s2} se obtiene la armadura A_{s1} y viceversa

$$A_{s1} = \frac{N}{\sigma_{su}/\gamma} \cdot \frac{(z_{s2} - e)}{(z_{s2} + z_{s1})}$$

$$A_{s2} = \frac{N}{\sigma_{su}/\gamma} \cdot \frac{(z_{s1} + e)}{(z_{s1} + z_{s2})}$$

donde $\frac{\sigma_{su}}{\gamma} = \frac{\beta_s}{1,75}$

ACERO TIPO	β_s/γ (t/cm^2)
BSt 22/34	1,26
BSt 42/50	2,4
BSt 50/55	2,85

II.7. - DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN COMPUESTA CON PEQUEÑA EXCENTRICIDAD (SECCIÓN RECTANGULAR)

Para este tipo de sollicitación, característico en columnas de borde o pie de pórtico, es conveniente colocar armadura simétrica, a tal efecto se utilizan los diagramas de interacción A4 a A12 que abarcan todo el campo de sollicitaciones posibles y permiten determinar la armadura necesaria.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

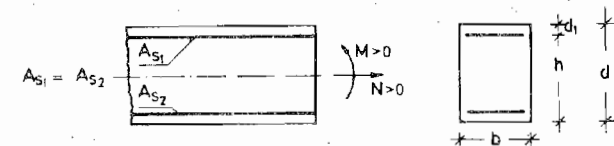


Figura II-8

a) se determinan los esfuerzos adimensionales:

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \sqrt{3} R} \quad m = \frac{M}{b \cdot d^2 \sqrt{3} R}$$

donde, es importante señalar que d no es el lado mayor, sino aquel que representa la altura de la sección cuando actúa el momento M , o sea $J = \frac{b \cdot d^3}{12}$

Utilizando ahora el diagrama de interacción que corresponde, en función del tipo de acero y del recubrimiento $\frac{d_1}{h}$ trazamos 2 rectas, una paralela al eje de abscisas por el punto n dato y otra paralela al eje de ordenadas por el punto m dato y en la intersección de ambas se obtendrá el valor de la cuantía mecánica $\omega_{O_1} = \omega_{O_2}$ de este modo podemos determinar la cuantía geométrica total ω_{O_0}

$$\omega_{O_0} = \omega_{O_1} + \omega_{O_2} \quad \text{siendo} \quad \omega_{O_1} = \omega_{O_2} = \frac{\omega_{O_1}}{\beta_s / \beta_R}$$

y la armadura

$$A_{s2} = A_{s1} = \omega_{O_1} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

a su vez en los diagramas de interacción están indicadas rectas de igual estado de deformación y rectas de igual coeficiente de seguridad.

II.8. - DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN COMPUESTA OBLICUA (SECCIÓN RECTANGULAR)

Este tipo de sollicitación se presenta por ejemplo, en columnas que trabajan como pie de 2 pórticos perpendiculares entre sí, o que soportan 2 ménsulas normales entre sí.

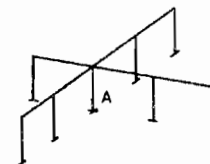


Figura II-9

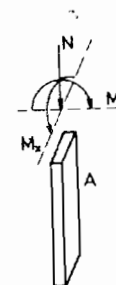


Figura II-10

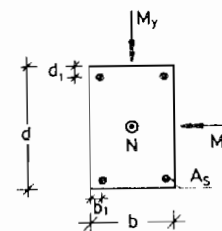


Figura II-11

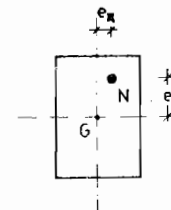


Figura II-12

En función de la posición del centro de presión, que ubicamos con

$$e_x = - \frac{M_y}{N}$$

$$e_y = - \frac{M_x}{N}$$

elegimos la disposición de la armadura en la sección; en la figura II.13 se observa en sombreado, las zonas donde se ubica el centro de presiones y la armadura más conveniente para cada caso.

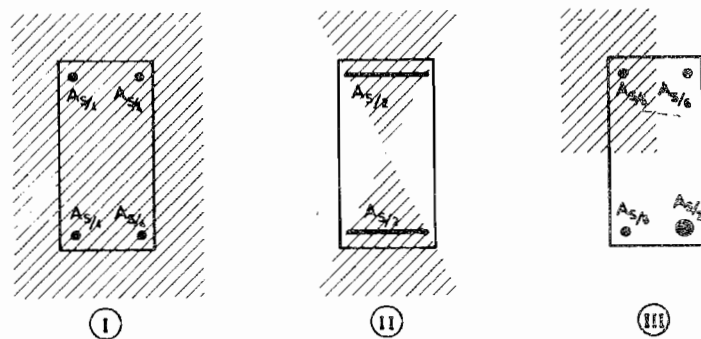


Figura II-13

La disposición I resulta apta para secciones en las cuales, el centro de presión puede ubicarse en diferentes posiciones debido a que los momentos pueden cambiar de signo y donde $M_x \neq M_y$

La disposición II es aceptable cuando $M_x > M_y$ y puede haber cambio de signo.

La disposición III es válida cuando resulta $M_x > M_y$ o $M_y > M_x$ pero los momentos no cambian de signo.

Luego determinamos

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta_R} ; m_x = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R} ; m_y = \frac{M_y}{b^2 \cdot d \cdot \beta_R}$$

utilizando los ábacos A.13. a A.17., con el valor n ubicamos el octante en el cual se debe trabajar y haciendo

$$\text{si } m_x > m_y : m_1 = m_x \quad m_2 = m_y$$

$$\text{si } m_y > m_x : m_1 = m_y \quad m_2 = m_x$$

se obtiene la cuantía mecánica total $\text{tot } \omega_0$

La cuantía geométrica resulta:

$$\text{tot } \omega_0 = \frac{\text{tot } \omega_0}{\beta_s / \beta_R}$$

y la armadura total

$$A_s = \text{tot} \mu_0 \cdot b \cdot d$$

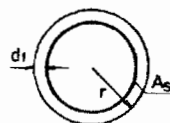
II.9.- DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN COMPUESTA (SECCIÓN CIRCULAR Y ANULAR).

a) sección circular

Describiremos ahora los pasos a seguir para dimensionar un elemento de sección circular sometido a flexión compuesta, a tal efecto se utilizan el diagrama de interacción A.16, de terminándose:

$$n = \frac{N}{r^2 \sqrt{3_R}}$$

$$m = \frac{M}{r^3 \sqrt{3_R}}$$



con n y m se obtienen del diagrama correspondiente, los siguientes valores:

$\epsilon_{d1}, \epsilon_{b2}$: deformaciones del hormigón en las fibras más alejadas.

ϵ_s : deformación en el acero.

$\text{tot} \omega_0$: cuantía mecánica, con la cual podemos determinar la cuantía geométrica.

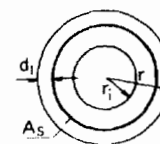
$$\text{tot} \mu_0 = \frac{\text{tot} \omega_0}{\sqrt{3_s} / \sqrt{3_R}}$$

y la armadura total

$$A_s = \text{tot} \mu_0 \cdot \pi \cdot r^2$$

b) sección anular

En este caso, se utilizan los ábacos A.17 o A.18 según resulten la relación entre radios y la relación $\frac{d_1}{r - r_1}$, siendo d_1 el recubrimiento de la armadura



Se determinan

$$n = \frac{N}{\alpha \cdot r^2 \sqrt{3_R}}$$

$$m = \frac{M}{\alpha \cdot r^3 \sqrt{3_R}}$$

r_i/r	α
0,70	0,51
0,90	0,19

la cuantía geométrica resulta

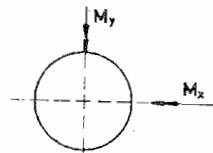
$$\mu_0 = \frac{\omega_0}{\beta_s / \beta_R}$$

y la armadura total

$$A_s = \mu_0 \cdot \alpha \cdot \pi \cdot r^2$$

En ambos tipos de sección (circular o anular), si la sollicitación es de flexión compuesta según 2 planos de flexión se dimensiona del mismo modo, sólo que haciendo:

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$



C A P I T U L O III

LOSAS

III.1. - INTRODUCCIÓN

Los entrepisos de hormigón más comunmente usados, están constituidos por losas y vigas, formando un todo monolítico. Las cargas que actúan sobre las primeras se transmiten a las segundas y éstas últimas las transfieren a las columnas, ya sea directamente o por intermedio de otras vigas.

A su vez, las columnas transmiten al terreno de fundación, mediante sus respectivas bases, el total de las cargas actuantes.

Las losas de entrepiso pueden ser llenas o alivianadas, según que todo su espesor esté ocupado por hormigón o que se intercalen en el mismo, elementos huecos prefabricados, obteniéndose así estructuras más livianas y aislantes; otro tipo de losa muy utilizada es la losa nervurada constituida por nervios o vigas de escasa separación entre sí y losa superior o placa de poco espesor (7 cm), que los une a todos ellos. En estos casos

el molde de la losa se efectúa en obra conjuntamente con las vigas que le sirven de apoyo.

También pueden construirse losas de entrepiso con elementos resistentes premoldeados, los que permiten acelerar la construcción y, al mismo tiempo, eliminar o reducir a un mínimo el empleo de encofrados, con la consiguiente reducción de costos.

III.2. - LOSAS MACIZAS

III.2.1. - CLASIFICACIÓN: LOSAS ARMADAS EN 1 Ó 2 DIRECCIONES

Losa es todo aquel elemento estructural en el cual, dos de sus dimensiones prevalecen frente a la tercera y las cargas actúan en una dirección normal al plano medio de la losa.

Desde el punto de vista de su funcionamiento estructural podemos clasificar en dos tipos.

- a) armadas en 1 dirección
- b) armadas en 2 direcciones

del tipo a) tenemos:

- losa en voladizo
- losa con 2 lados opuestos apoyados y 2 libres
- y todas aquellas losas, que apoyadas en 3 ó 4 lados, se cumpla que la relación entre sus lados resulta: $\frac{l_y}{l_x} > 2$

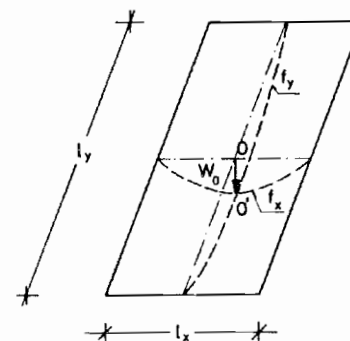


Figura III-1

Se explica esta clasificación por lo siguiente: supongamos la placa de la Fig. III.1., simplemente apoyada en sus cuatro bordes y con carga uniforme y repartida en toda su superficie, luego, siendo O el punto medio de la placa, w_0 será el descenso del mismo y la flecha máxima.

Si analizamos ahora las deformadas de dos fibras, pasantes por O de dirección x y dirección y , vemos que ambas deben concurrir a un mismo punto O' , posición final de O , pero los radios de curvaturas de las deformadas son diferentes.

Llamando ρ_x a la deformada en la dirección x y ρ_y a la deformada en la dirección y

vemos que $\rho_x < \rho_y$

ρ_x : radio de curvatura en la dirección x

ρ_y : radio de curvatura en la dirección y

siendo $W'' = \frac{1}{\rho}$ la curvatura de la deformada resulta:

$$W''_x > W''_y$$

y recordando que $M_i = -EJW''_i$

E : módulo de elasticidad del material

J : momento de inercia de la sección

resulta $M_x > M_y$

O sea que a menor longitud de lado, mayor curvatura y en consecuencia mayor momento correspondiente a esa dirección.

Si en el ejemplo de la Fig. III.1. resulta $\frac{l_y}{l_x} > 2$ se obtiene $M_x \gg M_y$ en consecuencia se calculará la losa como armada en una sola dirección.

del tipo b) tenemos

Todas aquellas losas, que apoyadas en 3 ó 4 lados se cumple que la relación entre sus lados resulta: $\frac{l_y}{l_x} < 2$ o las vinculadas en sus vértices mediante columnas.

III.2.2 - CARGAS

Sobre losas tendremos actuando 2 tipos de cargas:

- permanentes (peso propio, contrapiso, mortero de asiento, piso, cielorraso suspendido, muro de mampostería, etc.)
- ver Tabla T25.

- accidentales o sobrecargas (sobrecarga originada según destino del local, apoyos de máquinas, vehículos, etc.) - ver Tabla T25.

III.2.3. - LUCE DE CÁLCULO

a) Cuando se supone apoyo sin restricción al giro.

$$\left. \begin{aligned} l_c &= l_0 + \frac{a_1}{3} + \frac{a_2}{3} \\ l_c &= 1,05 l_0 \end{aligned} \right\} \text{ se adopta el menor valor}$$

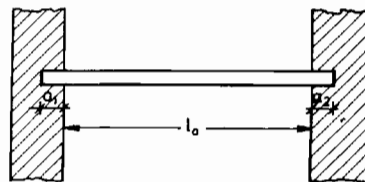


Figura III-2

b) Cuando se supone restricción parcial o total al giro.

$$\left. \begin{array}{l} l_c = l_1 \\ l_c = 1,05 l_0 \end{array} \right\} \text{se adopta el menor valor}$$

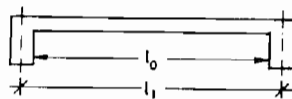


Figura III-3

c) en losas continuas

$$l_c = l_1$$

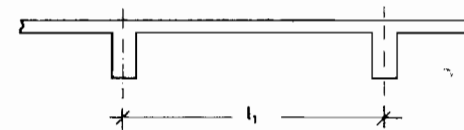


Figura III-4

d) en caso de voladizo.

$$l_c = 1,05 l_0$$

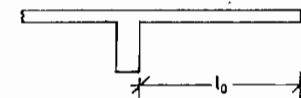


Figura III-5

III.2.4. - ESPESOR MÍNIMO DE LOSAS

Estos son valores mínimos del espesor total de losa:

en general	:	8 cm
nervuradas	:	7 cm
transitables para automóviles	:	10 cm
para camiones o vehículos pesados	:	12 cm

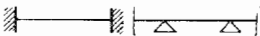
LOSAS ARMADAS en 1 dirección			LOSAS ARMADAS en 2 direcciones		
ESQUEMA	ESTRUCTURAL	m	ESQUEMA	ESTRUCTURAL	m
		12			50
		30			55
		35			
		40			60

Figura III-6

Los espesores de losas no deben ser inferiores a ciertos valores mínimos impuestos por razones de deformabilidad a fin de que las flechas que se produzcan en estado de servicio no superen determinados límites; para ello se define $h = \frac{l_c}{m}$; estos valores de m son válidos para losas de edificios de vivienda o con sobrecargas similares. (Figura III.6.)

III.2.5. - LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN

Como habíamos visto estas losas transmiten su carga esencialmente en la dirección de la luz menor, de modo que, la armadura principal se ubicará en dicha dirección, colocando una armadura mínima constructiva en la dirección normal.

Para la determinación de los esfuerzos característicos, se calculará una faja de 1 m como si estuviera aislada, bajo la acción de las cargas, resolviéndose como una viga de ancho unitario.

III.2.5.1. - DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS

a) Carga en toda la superficie de la losa

Llamaremos g : cargas permanentes

p : sobrecargas accidentales

q : carga total ($g + p$)

La carga total actuante en una faja unitaria será:

$$q = (g + p) \cdot lm \quad (t/m)$$

b) Cargas puntuales y lineales

Se pueden determinar los esfuerzos en losas determinando un ancho de distribución " b_m " normal a la luz de cálculo de la losa con los valores indicados en la Figura III.7.

La superficie de acción de la carga se determina mediante los valores t_x , t_y (paralelo y normal a la luz de cálculo de la losa, respectivamente).

De acuerdo a las figuras III.8. y III.9.

resulta: $t_i = b_0 + 2s + d \quad (i = x, y)$

donde: b_0 = ancho de la impronta de la carga

s = espesor de piso y contrapiso, o espesor de carpeta de distribución, etc.

d = espesor de la losa

Luego se calcula una viga de longitud de cálculo igual a la de la losa y con una carga distribuida de valor igual a

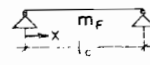
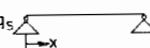
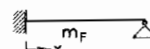
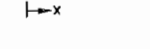
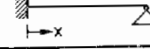
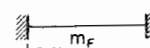
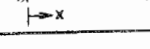
SISTEMA ESTÁTICO SOLICITACIONES	ANCHO DE DISTRIBUCION b_m	LIMITES DE APLICACION
	$b_m = t_y + 2,5 \cdot x \cdot (1 - \frac{x}{l_c})$	$0 < x < l_c \quad t_y \leq 0,8 l_c \quad t_x \leq l_c$
	$b_m = t_y + 0,5 \cdot x$	$0 < x < l_c \quad t_y \leq 0,8 l_c \quad t_x \leq l_c$
	$b_m = t_y + 1,5 \cdot x \cdot (1 - \frac{x}{l_c})$	$0 < x < l_c \quad t_y \leq 0,8 l_c \quad t_x \leq l_c$
	$b_m = t_y + 0,5 \cdot x \cdot (2 - \frac{x}{l_c})$	$0 < x < l_c \quad t_y \leq 0,8 l_c \quad t_x \leq l_c$
	$b_m = t_y + 0,3 \cdot x$	$0,2 l_c \leq x < l_c \quad t_y \leq 0,4 l_c \quad t_x \leq 0,2 l_c$
	$b_m = t_y + 0,4 \cdot (l_c - x)$	$0 < x < 0,8 l_c \quad t_y \leq 0,4 l_c \quad t_x \leq 0,2 l_c$
	$b_m = t_y + x \cdot (1 - \frac{x}{l_c})$	$0 < x < l_c \quad t_y \leq 0,8 l_c \quad t_x \leq l_c$
	$b_m = t_y + 0,5 \cdot x \cdot (2 - \frac{x}{l_c})$	$0 < x < l_c \quad t_y \leq 0,4 l_c \quad t_x \leq l_c$
	$b_m = t_y + 0,3 \cdot x$	$0,2 l_c \leq x < l_c \quad t_y \leq 0,4 l_c \quad t_x \leq 0,2 l_c$
	$b_m = t_y + 1,5 \cdot x$	$0 < x < l_v \quad t_y \leq 0,8 l_v \quad t_x \leq l_v$
	$b_m = t_y + 0,3 \cdot x$	$0,2 l_v \leq x < l_v \quad t_y \leq 0,4 l_v \quad t_x \leq 0,2 l_v$

Figura III-7

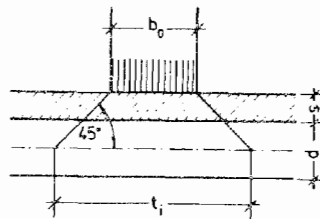


Figura III-8

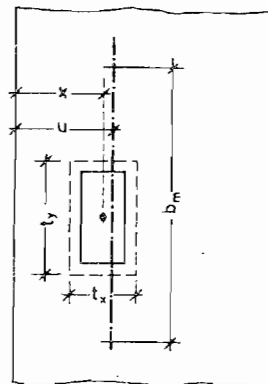


Figura III-9

$\frac{P}{t_y}$ extendida en una longitud t_x y cuyo baricentro está a una distancia x del apoyo izquierdo de la losa, siendo $P(t)$ el valor total de la carga concentrada lineal o rectangular según el caso.

Hemos determinado entonces los esfuerzos característicos en la viga:

M_F : máximo momento en el tramo

M_S : máximo momento en el apoyo

Q : esfuerzos de corte en los apoyos

luego determinando b_m de la Figura III.7, podemos calcular,

$$m_F = \frac{M_F}{b_m} : \text{momento de losa en el tramo por metro de ancho}$$

$$m_S = \frac{M_S}{b_m} : \text{momento de losa en el apoyo por metro de ancho}$$

$$q_i = \frac{Q_i}{b_m} : \text{esfuerzo de corte de losa en apoyos por metro de ancho con } i = \text{izq. o der.}$$

Asimismo se denomina:

u = abscisa del máximo momento de tramo

l_c = luz de cálculo de la losa

l_v = luz del voladizo

Es importante señalar que el ancho de distribución b_m no podrá adoptarse mayor que el ancho real posible, por ejemplo cuando la carga está ubicada cerca de los bordes.

III.2.5.2. - DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS CARACTERÍSTICOS

Una losa se la considera simplemente apoyada cuando sus extremos pueden girar libremente, por ejemplo cuando apoya sobre mampostería.

Por el contrario, si la losa posee continuidad con elementos de gran rigidez, por ejemplo, losa armada en 2 direcciones de espesor mucho mayor, viga de gran rigidez a la torsión, etc., se dice que la losa está empotrada en ese borde.

Normalmente estos empotramientos no son perfectos teniendo una situación intermedia, asimismo no es recomendable su poner la losa empotrada en las vigas, pues de hacerlo habría que asegurar mediante dimensiones y armadura adecuadas que la misma sea suficientemente rígida a torsión frente a la rigidez a flexión de la losa.

En la Figura III.10 vemos que, en el caso (I), las vigas al no tener rigidez a torsión permiten el libre giro de la losa sobre sus apoyos, contrario a lo que ocurre en el caso (II), en el que suponemos, que la rigidez a torsión de las vigas es tan grande que anula los giros en los bordes de losa.

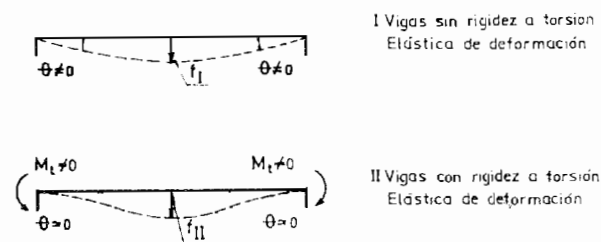


Figura III-10

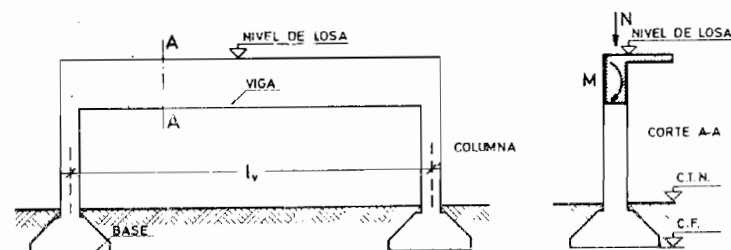


Figura III-11

Para impedir los giros, aparecen momentos flexores en la losa (o sea aquéllos que producen tracción en las fibras superiores y compresión en las inferiores), que se traducen en momentos torsores en la viga repartidos a lo largo de la misma.

Las vigas apoyan, por ejemplo, sobre 2 columnas (ver Figura III.11.), estas recibirán entonces 2 tipos de carga, N esfuerzo normal debido a la reacción vertical de la viga y un momento flexor M , reacción producida por los momentos torsores distribuidos. Estos esfuerzos N y M más el peso propio de la columna se transmiten en definitiva a la base.

Vemos entonces que, al comprobar en primera instancia que la rigidez a torsión de las vigas es muy grande frente a la rigidez a flexión de la losa, podíamos asegurar que en los bordes de la misma $\phi \approx 0$, pero a costa de aumentar la armadura en vigas, columnas y bases pues soportan nuevas solicitaciones, sin por ello, haber logrado disminuir la armadura en la losa, obteniendo como única ventaja que la flecha de la misma resulte menor (Figura III.12.).

Para losas de un tramo, los esfuerzos máximos M, Q deben obtenerse para carga total $g + p$, utilizando la tabla T49. Por el contrario en losas de varios tramos, es necesario ubicar convenientemente la sobrecarga para obtener las máximas solicitaciones. A tal efecto se pueden utilizar las tablas T50

ELEMENTO ESTRUCTURAL	SOLICITACIONES		
	Viga sin rigidez a torsion	Viga con rigidez a torsion	
VIGA	M Q	M	Q M_t
COLUMNA	N	N	M
BASE	N	N	M

Figura III-12

y T 51 que se explican en el punto IV.6. del capítulo IV; o en su defecto resolver el sistema hiperestático utilizando los métodos dados por la teoría de las estructuras.

III.2.6. - LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES

Este tipo de losa transmite los esfuerzos en ambas direcciones, de modo que, será necesario colocar armaduras principales perpendiculares entre sí, para absorber dichas solicitaciones.

1 - Determinación de las cargas

a) repartida en toda la superficie de la losa

g	cargas permanentes	(t/m^2)
p	sobrecargas	(t/m^2)

$$q = g + p$$

b) cargas puntuales y lineales

Conocido el valor de la carga y su extensión o su proyección en planta es necesario recurrir a gráficos de superficies de influencia que nos permiten hallar para cada tipo de carga y condiciones de borde, las sollicitaciones máximas.

2 - Determinación de esfuerzos característicos

a) losa aislada

Se calculan las sollicitaciones a carga máxima $g+p$, para ello se utilizan las Tablas T.26 a T.47.

Se elige la tabla en función del tipo de vinculación y en función de la relación de lados, y se obtienen los momentos de tramo en ambas direcciones, los momentos en los empotramientos y la resultante de las reacciones sobre cada lado.

La tabla fue confeccionada en base a la teoría de la elasticidad para valores de μ (coeficiente de Poisson) = 0;

dado que para el hormigón armado se recomienda un valor de $\mu = 0,2$ se pueden corregir los valores obtenidos en tablas mediante las siguientes ecuaciones:

$$M_x = \frac{1}{(1-\mu^2)} (M_x^* + \mu M_y^*)$$

$$M_y = \frac{1}{(1-\mu^2)} (M_y^* + \mu M_x^*)$$

siendo : M_x, M_y : los valores de momentos corregidos
 M_x^*, M_y^* : los valores de momento obtenidos de tablas $\mu = 0$.

El cálculo de una losa armada en dos direcciones, mediante la teoría de la elasticidad, supone la existencia de rigidez a torsión en la misma, esto no es válido cuando las losas:

- no están aseguradas contra el despegue en las esquinas.
- en el encuentro de dos bordes simplemente apoyados no existe armadura de esquina.
- presentan huecos considerables en las zonas de esquinas.

En estos casos, para lograr la seguridad necesaria a rotura, se deben aumentar los momentos de tramo calculados con las tablas.

A tal efecto se ha confeccionado la Tabla T.48 con la cual se pueden obtener M_x , M_y ya corregidos.

b) losas continuas:

Cuando la losa consta de varios paños continuos, los momentos flexores deben determinarse teniendo en cuenta la continuidad y considerando para cada sección los estados de carga más desfavorables.

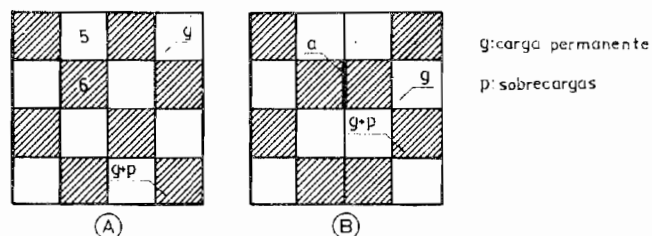


Figura III-13

La distribución de cargas se hará del siguiente modo: para obtener el máximo momento flexor positivo en el paño 6 (Figura III.13.A) se cargará dicho paño con $g + p$ y los restantes alternativamente con g y $g + p$ como los cuadros blancos y negros de un damero. Para el apoyo 0 ver Figura III.13.B.

b.1) Cálculo de momentos en el tramo

- 1) Se supone primeramente que todos los paños están sometidos a una carga ficticia de valor

$$q' = g + \frac{p}{2}$$

y se admite que en este estado parcial de carga no se produce rotación en los apoyos lindantes con otras losas. De esta forma cada paño se comporta como una losa empotrada en uno o varios bordes, según sea su posición relativa (paño esquinero, marginal, interior, etc.)

- 2) Luego se consideran los paños cargados alternativamente (Figura III.13.A.) con cargas ficticias de valor:

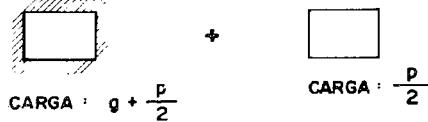
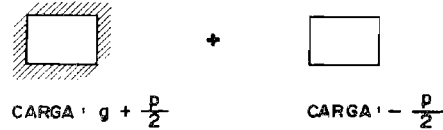
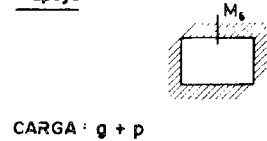
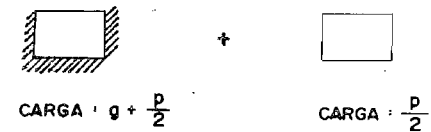
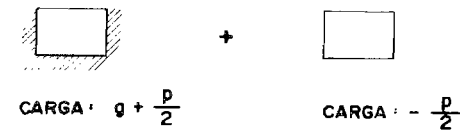
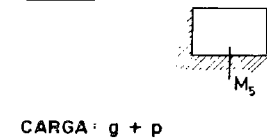
$$q'' = \pm \frac{p}{2}$$

que se supondrán dirigidas hacia abajo en los paños rayados y hacia arriba en los restantes; en este nuevo estado parcial de carga se admite que cada losa es simplemente apoyada en sus cuatro bordes.

Sumando ambos estados de carga se obtienen los momentos máximos y mínimos de tramo.

b.2) Cálculo de momentos de empotramiento

Se cargan ambas losas contiguas con $g + p$ y se calculan cada una de ellas con sus verdaderas condiciones de borde y considerándolas empotradas en los bordes contiguos. Como momento de dimensionamiento puede adoptarse el pro medio de los momentos de empotramiento de ambas losas.

Ejemplos - Cálculo losas 5 y 6LOSA 6 $M_{\max}$ tramo $M_{\min}$ tramo M_{apoyo} LOSA 5 $M_{\max}$ tramo $M_{\min}$ tramo M_{apoyo} 

Momento de dimensionamiento en apoyo

$$M_{5,6} = \frac{M_6 + M_5}{2}$$

III.2.7. - DIMENSIONAMIENTO Y DISPOSICIONES DE ARMADO

2.7.1. - DIMENSIONAMIENTO

Como hemos visto, las losas están sometidas a sollicitaciones de flexión; para calcular las armaduras se utilizan las tablas " K_h " descritas en el capítulo II, dimensionando como una viga de ancho $b_0 = 1$ m.

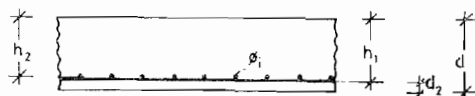


Figura III-14

$$K_h = \sqrt{\frac{h}{\frac{M}{b_0}}}$$

donde:

M = momento flexor de cálculo

$h = d - d_2$

d_2 = recubrimiento

b_0 = ancho de dimensionamiento

h_1 = altura útil a adoptar en la dirección de mayor momento

h_2 = Altura útil a adoptar en la dirección de menor momento

Una vez determinada la armadura, en cm^2/m de losa, se puede determinar el diámetro y separación de las barras mediante la tabla T.55.

III.2.7.2. - DISPOSICIONES DE ARMADO

Armadura mínima

$$\phi 6 \text{ } ^c/25 \text{ cm} \quad \text{o} \quad \phi 6 \text{ } ^c/2 d$$

Separación máxima entre barras

a) en la dirección más solicitada

$$a = 15 + \frac{d}{10} \quad (\text{cm})$$

b) En la dirección menos solicitada

$$a = 25 \text{ cm} \quad \delta \quad a = 2d \quad (\text{cm})$$

En losas armadas en una dirección se colocará en la dirección secundaria, (la de mayor longitud) una armadura cuya sección es:

$$A_s \gg \frac{1}{5} A_{s \text{ principal}} \quad \text{y como mínimo} \quad \phi 6^C/25 \text{ cm}$$

En losas simplemente apoyadas se deberá prever una armadura mínima en la zona de apoyos, para cubrir eventuales momentos de empotramiento, cuyo valor debe ser:

$$A_{sA} \gg \frac{1}{3} A_{s \text{ tramo}}$$

Para cubrir momentos en los apoyos de losas continuas se podrán levantar barras de la armadura correspondiente al tramo; cuya sección no podrá superar los 2/3 de la armadura del tramo. Si las barras dobladas provenientes de ambas losas continuas no alcanzan a cubrir el momento se agregarán barras adicionales necesarias.

En losas continuas debe procurarse que las armaduras de una misma dirección, en campos contiguos, tengan igual separación o que las separaciones sean múltiplos simples una de otra

(doble, triple, etc.) a fin de facilitar su colocación en obra.

Armadura en las esquinas:

Si se prevé en las esquinas de la losa armadura de torsión, ésta se ubicará en la parte inferior y superior de la losa de acuerdo a algunos de los dos criterios siguientes:

- 1) armadura inclinada ó 2) armadura paralela a los lados.

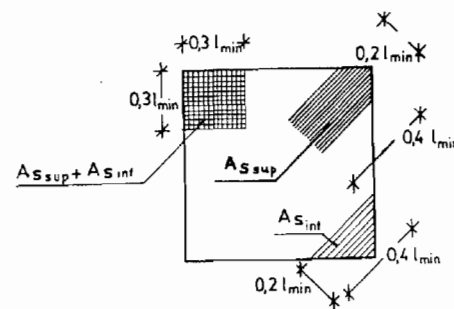


Figura III-15

Primer criterio: Armadura inclinada: la inferior normal a la bisectriz del ángulo que forman los bordes de la losa y la armadura superior paralela a dicha bisectriz, siguiendo los criterios de la Figura III.15.

$$A_{sinf} = A_{sup} = A_{stramo}$$

A_{stramo} : armadura inferior en el tramo de la losa (cm²/m)

Segundo criterio: armadura paralela a los lados de acuerdo al esquema de la Figura III.15.

$$A_{sinf} = A_{sup} = A_{stramo}$$

III.2.8. - AISLACIÓN

Las losas llenas, si bien son las de ejecución más fácil y las que admiten menores espesores de entrepiso, tienen como inconveniente su reducida capacidad de aislación térmica y acústica.

Para mejorar esas condiciones se las suele recubrir con capas o elementos aislantes. Los hormigones livianos de piedra pómez y los celulares, obtenidos mediante la adición de agentes espumígenos, constituyen materiales ideales a ese objeto.

Dichos hormigones pueden colocarse directamente en obra, o también pueden utilizarse en forma de bloques o losetas premoldeadas. Debido a los bajos coeficientes de transmisión térmica y acústica de estos materiales, bastan pequeños espesores para obtener aislación satisfactoria.

En azoteas o entrepisos donde no interese mayormente la pérdida de alturas puede lograrse en forma económica una excelente aislación, con mezclas de suelo-cemento.

Cuando se usan techados asfálticos, para la protección de azoteas en zonas calurosas, es conveniente blanquearlos, a fin de evitar la excesiva absorción de calor, características de las superficies oscuras.

III.2.9. - REACCIONES DE LOSAS SOBRE SUS APOYOS

En losas armadas en una dirección, las reacciones (t/m) se obtienen mediante las tablas T.49, T.50 y T.51, de acuerdo al tipo de carga y condiciones de apoyo de la losa.

En losas armadas en dos direcciones se pueden calcular las reacciones sobre las vigas de borde, obteniendo diagramas de cargas resultantes al dividir la losa en triángulos y trapecios, según Figura III.16 y III.17.

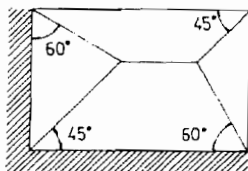


Figura III-16

Cuando a una esquina concurren 2 bordes de igual tipo de apoyo, el ángulo divisorio es de 45°, si concurren uno empotrado y otro simplemente apoyado, el ángulo adyacente al borde empotrado es de 60°. De este modo las cargas actuantes sobre las vigas de borde quedan representadas por diagramas triangulares o trapeciales.

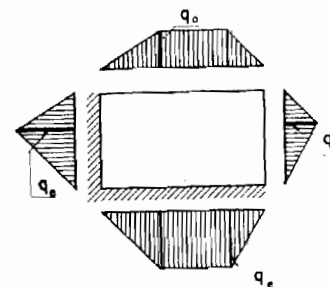


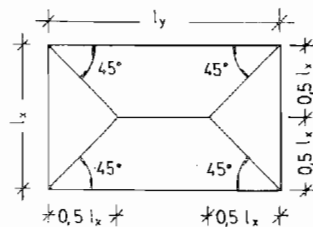
Figura III-17

En los esquemas I a IX se han representado y calculado los diagramas de cargas sobre las vigas de borde para los 9 casos de sustentación más comunes:

Se denomina:

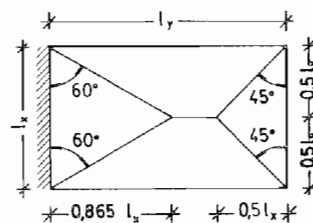
- l_y : longitud del lado mayor de la losa
- l_x : longitud del lado menor de la losa
- q_o : valor de la ordenada máxima de la carga distribuida en un borde simplemente apoyado
- q_e : valor de la ordenada máxima de la carga distribuida en un borde empotrado.

ESQUEMA I



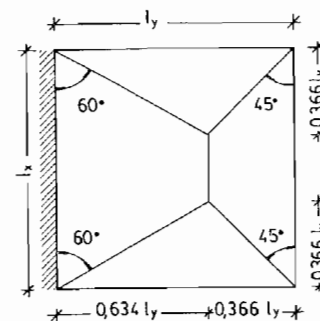
$$q_0 = 0,5 \cdot q \cdot l_x$$

ESQUEMA II

a) para $l_y \gg 1,365 \cdot l_x$ 

$$q_0 = 0,50 \cdot q \cdot l_x$$

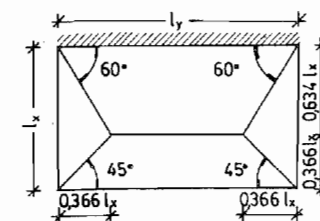
$$q_e = 0,865 \cdot q \cdot l_x$$

b) para $1,365 \cdot l_x > l_y \gg l_x$ 

$$q_0 = 0,366 \cdot q \cdot l_y$$

$$q_e = 0,634 \cdot q \cdot l_y$$

ESQUEMA III



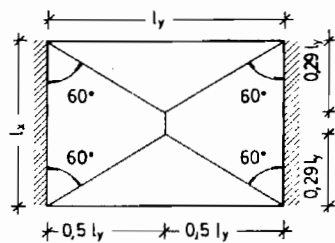
$$q_0 = 0,366 \cdot q \cdot l_x$$

$$q_e = 0,634 \cdot q \cdot l_x$$

88.

ESQUEMA IV

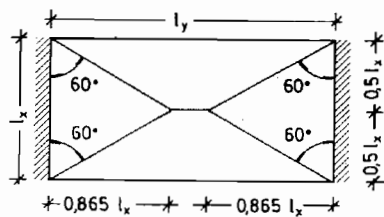
a) para $1,72 l_x \gg l_y \gg l_x$



$$q_o = 0,29 \cdot q \cdot l_y$$

$$q_e = 0,50 \cdot q \cdot l_y$$

b) para $l_y > 1,72 l_x$

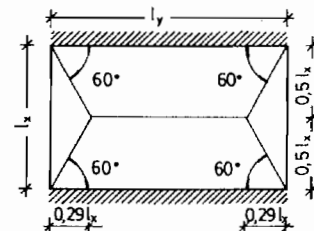


$$q_o = 0,50 \cdot q \cdot l_x$$

$$q_e = 0,865 \cdot q \cdot l_x$$

89.

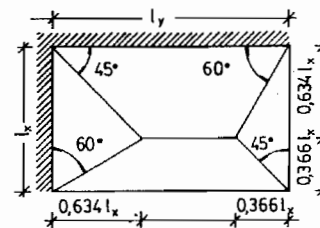
ESQUEMA V



$$q_o = 0,29 \cdot q \cdot l_x$$

$$q_e = 0,50 \cdot q \cdot l_x$$

ESQUEMA VI



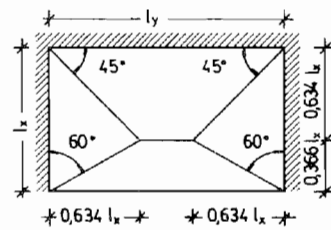
$$q_o = 0,366 \cdot q \cdot l_x$$

$$q_e = 0,634 \cdot q \cdot l_x$$

90.

ESQUEMA VII

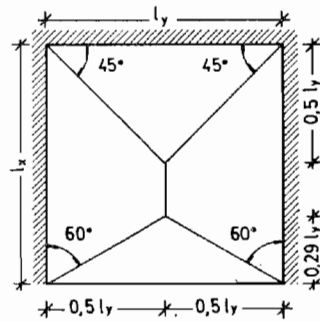
a) para $l_y \gg 1,27 l_x$



$$q_o = 0,366 \cdot q \cdot l_x$$

$$q_e = 0,634 \cdot q \cdot l_x$$

b) para $1,27 l_x > l_y \gg l_x$

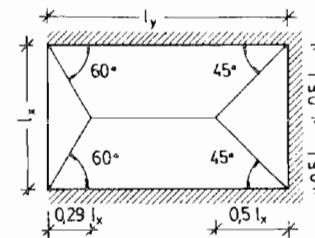


$$q_o = 0,29 \cdot q \cdot l_y$$

$$q_e = 0,50 \cdot q \cdot l_y$$

91.

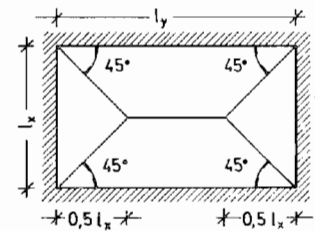
ESQUEMA VIII



$$q_o = 0,29 \cdot q \cdot l_x$$

$$q_e = 0,50 \cdot q \cdot l_x$$

ESQUEMA IX



$$q_e = 0,50 \cdot q \cdot l_x$$

III.3. - LOSAS NERVURADAS DE HORMIGÓN ARMADO

Son losas formadas por vigas-placa con una separación máxima entre nervios de 70 cm; en este caso no es necesario realizar una verificación estática de la losa.

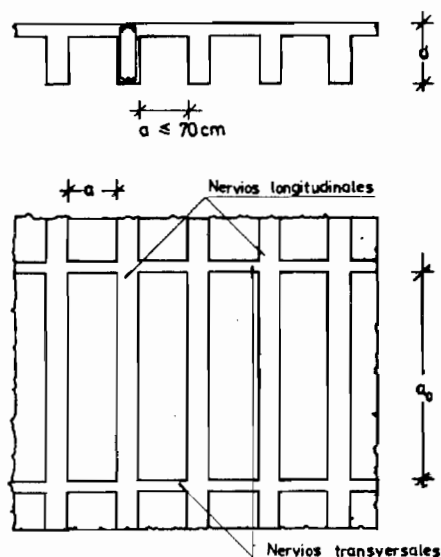


Figura III-18

Sobrecarga máxima admisible: $p = 500 \text{ kg/m}^2$

Sobrecargas debidas a vehículos pesados: no son admisibles

En caso de existir cargas concentradas de valor $P \gg 750 \text{ kg}$, deberá colocarse un nervio transversal de distribución.

III.3.1. - PLACA

No es necesario realizar una verificación estática.

espesor mínimo $e_{\min} \gg \frac{1}{10} l_N$

$e_{\min} \gg 5 \text{ cm.}$

siendo l_N luz libre entre nervios.

La armadura transversal (perpendicular a la dirección de los nervios) debe ser:

BS†	22/34	3 $\emptyset$ 8 /m
BS†	42/50	3 $\emptyset$ 6 /m
BS†	50/55	3 $\emptyset$ 6 /m

III.3.2. - NERVIOS LONGITUDINALES

Las solicitaciones se obtienen de acuerdo a lo explicado para losas armadas en una dirección, siendo la luz de cálculo la correspondiente a los nervios longitudinales.

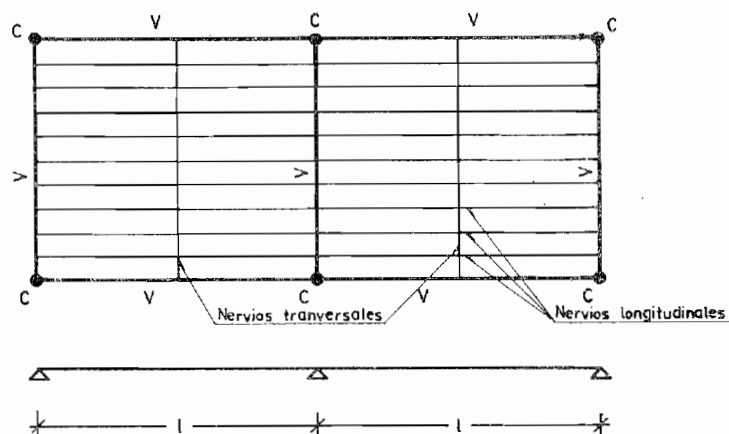


Figura III-19

En la Figura III.19 se observa el esquema de cálculo para la losa nervurada de la figura; una vez determinados los esfuerzos característicos, se obtiene la armadura de acuerdo a lo explicado en el capítulo II adoptando como altura el valor d

(suma de la altura de nervio longitudinal y de placa). Esta armadura debe distribuirse en forma uniforme en todos los nervios longitudinales.

Si en cada nervio existen, por lo menos, 2 barras, se debe doblar cada segunda barra en el apoyo.

El ancho mínimo de nervios es de 5 cm, pudiéndose ensanchar en la zona de apoyos, para una mejor absorción de los momentos negativos, con una inclinación de 1:3 (Figura III.20).

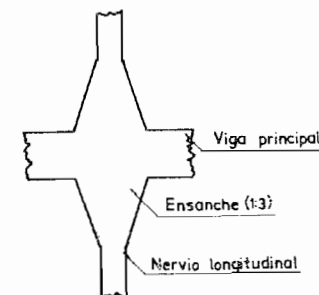


Figura III-20

En los nervios longitudinales se deberán colocar estribos tales que cubran la tensión $\tau = 0,25 \max \tau_0$

Se podrán suprimir los estribos si se cumplen las si

guientes cuatro condiciones simultáneamente:

- 1 - $p \leq 275 \text{ kg/m}^2$
- 2 - diámetro de la armadura longitudinal $\leq 16 \text{ mm}$
- 3 - la armadura de tramo se extiende de apoyo a apoyo
- 4 - $\max \tau_0 \leq \tau_{0II}$ (ver Tabla T57)

III.3.3. - NERVIOS TRANSVERSALES

A los efectos de repartir la carga uniformemente en todos los nervios longitudinales, se deben colocar nervios transversales, cuya separación máxima viene dada por la tabla de la figura III.21.

SEPARACION ENTRE NERVIOS TRANSVERSALES		
VALOR DE SOBRECARGA p	$a \leq \frac{l}{8}$	$a > \frac{l}{8}$
$\leq 275 \text{ kg/m}^2$	no son necesarios	12 d
$> 275 \text{ kg/m}^2$	10 d	8 d

l = luz de los nervios longitudinales

En general, es conveniente que la altura y armadura de los nervios transversales coincidan con las respectivas de los nervios longitudinales.

Es conveniente aclarar que, si la separación entre nervios longitudinales resulta mayor que 70 cm, deberá efectuarse el cálculo de solicitaciones y el dimensionamiento de armadura suponiendo un esquema de losas continuas, armadas en una dirección, apoyadas en los nervios que se dimensionarán con el criterio explicado para vigas.

C A P I T U L O IV

VIGAS

IV.1. - INTRODUCCIÓN

Son estructuras lineales, o sea donde una de sus dimensiones prevalece frente a las otras dos y de sección arbitraria.

En general tendremos:

- Vigas de sección rectangular.
- Vigas placa, donde en la absorción de esfuerzos de compresión actúan placa y nervio unidos monolíticamente; éstas pueden ser vigas placas aisladas o vigas placas donde la placa forma parte de una losa.

En la Figura IV.1 se han dibujado las secciones de una viga placa en T, viga placa en L y una rectangular. Asimismo se ha dibujado una planta de entrepiso formado por tres losas y una zona vacía, con vigas y columnas, para esquematizar las vigas de sección rectangular y aquellas que en colaboración con las losas forman vigas placas T ó L.

IV.2. - CARGAS

En general las cargas que solicitan a una viga pueden ser distribuidas o concentradas.

Distribuidas: Incluyen el peso propio de la viga, reacción de losas vinculadas a ella, peso de muros o tabiques que apoyan sobre la misma, etc. (t/m)

Concentradas: Estas son originadas por vigas, viguetas o columnas que descargan sobre la viga. (t)

IV.3. - LUCES DE CÁLCULO

De acuerdo a las condiciones de apoyo, se adoptarán las indicadas en el punto III.3. del capítulo de losas.

IV.4. - CONDICIONES DE APOYO

- Simplemente apoyadas: Cuando descansan en muros, en otras vigas o sobre columnas de muy poca rigidez a flexión frente a la rigidez de la viga.
- Empotradas: Cuando sus extremos se hallan rigidamente vinculados a otros elementos estructurales, por ejemplo tabiques o columnas, cuya rigidez a la flexión es muy superior a la rigidez de la viga.

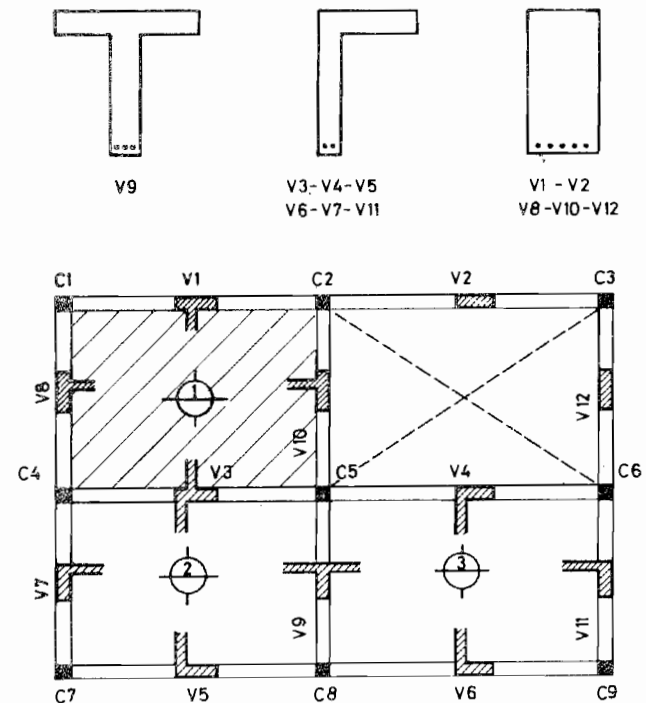


Figura IV.1

c) Parcialmente empotradas: Es un caso intermedio entre los dos, vale decir cuando se resuelve en conjunto el sistema viga-columnas formando una estructura aporticada

d) En voladizo: Cuando tienen un extremo libre y el otro rígidamente vinculado a algún otro elemento estructural.

e) Continuas: Las que se extienden sobre varios apoyos simples y que desde el punto de vista estructural, trabajan solidariamente.

IV.5. - RELACIONES ALTURA UTIL - LUZ DE CÁLCULO

Al igual que en losas, las vigas deben poseer una altura mínima para evitar posibles deformaciones incompatibles para su buen funcionamiento en estado de servicio; estos valores son válidos para edificios de vivienda o con sobrecargas similares.

$$h = \frac{l_c}{m}$$

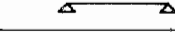
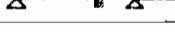
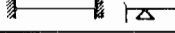
ESQUEMA ESTRUCTURAL	m
	8
	16
	22
	25

Figura IV.2.

IV.6. - DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS CARACTERÍSTICOS

Las vigas pueden estar sometidas a esfuerzos de flexión, corte, torsión y en el caso de travesaños de pórticos, a flexión compuesta. Veamos ahora como determinar los máximos esfuerzos de flexión y corte.

En las vigas de un solo tramo, se determinan los esfuerzos originados por las cargas totales o sea, cargas concentradas y distribuidas permanentes más sobrecargas.

En la Tabla T49 se pueden obtener los esfuerzos característicos, para diferentes estados de cargas de los cuatro esquemas de vigas más comunes.

Cuando se trata de un sistema de vigas continuas apoyadas sobre vínculos simples, las solicitaciones máximas y mínimas se obtienen ubicando en el sistema las cargas permanentes en todos los tramos y las sobrecargas en ciertos tramos elegidos convenientemente.

Dada una viga continua de n apoyos y $n-1$ tramos describiremos ahora la ubicación de la sobrecarga para producir los máximos esfuerzos, para ello nos referiremos a los esquemas (I), (II), (III), (IV) de la figura IV.3.

Esquema I

Si se ubican las sobrecargas en los tramos impares 1,3, 5... etc., se obtienen:

Momento máximo en los tramos impares

Momento mínimo en los tramos pares

Corte y reacción máxima en el apoyo 1

Corte y reacción máxima en el apoyo n si n es par

Corte y reacción mínima en el apoyo n si n es impar

Esquema II

Si se ubican las sobrecargas en los tramos pares 2, 4, 6... etc., se obtienen:

Momento máximo en los tramos pares

Momento mínimo en los tramos impares

Corte y reacción mínima en el apoyo 1

Corte y reacción mínima en el apoyo n si n es par

Corte y reacción máxima en el apoyo n si n es impar

Esquema III

Si se ubican las sobrecargas en ambos tramos adyacentes a un apoyo intermedio j cualquiera y en forma alternada en los demás tramos, se obtienen:

Momento mínimo en el apoyo j

Corte y reacción máxima en el apoyo j

Esquema IV

Si se ubican las sobrecargas en tramos alternados, con excepción de los dos tramos adyacentes al apoyo j se obtiene:

Momento máximo en el apoyo j

Corte y reacción mínima en el apoyo j

Aclaración

Cuando decimos M máximo o mínimo nos referimos al momento flexor teniendo en cuenta su signo o sea:

máximo: es el momento flexor más positivo o menos negativo.

mínimo: es el momento flexor más negativo o menos positivo.

Si en el sistema de vigas continuas a resolver, todos los elementos poseen igual momento de inercia y cargas uniformemente distribuidas, la relación de luces y cargas no difiere en más de 10% y la relación $\frac{q}{p}$ en todos los tramos se mantiene prácticamente constante, se pueden utilizar las tablas T.50 y T51.

Con las mismas se pueden obtener los momentos máximos en

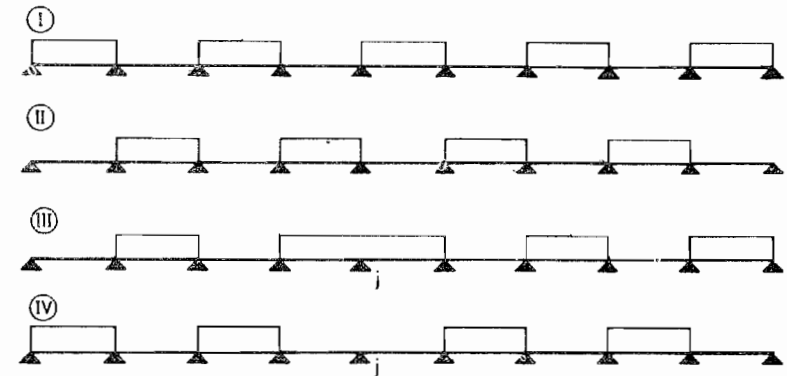


Figura IV.3.

tramo y apoyo y los esfuerzos de corte máximos para vigas continuas de 2 a 5 tramos.

Una de las tablas nos permite calcular los esfuerzos en el sistema, teniendo en cuenta la adaptación por plastificación en el apoyo del 15%, admitida por la nueva norma alemana DIN 1045, para cálculo de estructuras de hormigón armado (ver IV.7.2.)

Utilización de las tablas T50 y T51

De acuerdo al número de tramos y la relación $\frac{q}{p}$ se obtienen los coeficientes de cálculo, siendo, por ejemplo:

m_1 : coeficiente de cálculo para momento en el tramo 1

m_B : coeficiente de cálculo para momento en el apoyo B

q_{1A} : coeficiente de cálculo para corte en A correspondiente a tramo 1

q_{2B} : coeficiente de cálculo para corte en B correspondiente a tramo 2

luego las solicitaciones resultan:

$$M_j = \frac{q \cdot l^2}{m_j} ; \quad Q_{jk} = \frac{q \cdot l}{q_{jk}} \quad \text{siendo} \quad q = g + p$$

Si las luces o cargas de cada tramo difieren substancialmente entre sí, será necesario resolver el sistema de vigas continuas por alguno de los métodos de resolución de sistemas hiperestáticos.

IV.7. - REDUCCIÓN DEL MOMENTO FLEXOR EN EL APOYO

IV.7.1.- POR ANCHO DE APOYO

Al efectuar el cálculo de un sistema de vigas continuas

hemos supuesto que el giro, en los apoyos intermedios, no está restringido o sea que los apoyos son del tipo cuchilla. En la realidad ningún vínculo (viga, columna, tabique, etc.,) cumple esta condición, sino que posee un ancho C que disminuye el valor del momento en el apoyo.

Se presentan 2 casos:

- unión rígida viga-apoyo
- unión no rígida entre los elementos

a) Unión rígida en el apoyo

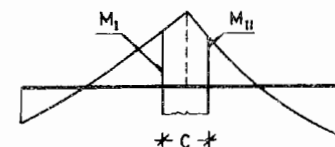


Figura IV.4.

M_I momento en el filo izquierdo del apoyo

M_{II} momento en el filo derecho del apoyo

en este caso se dimensiona con el mayor valor entre M_I y

M_{II}

b) unión no rígida en el apoyo

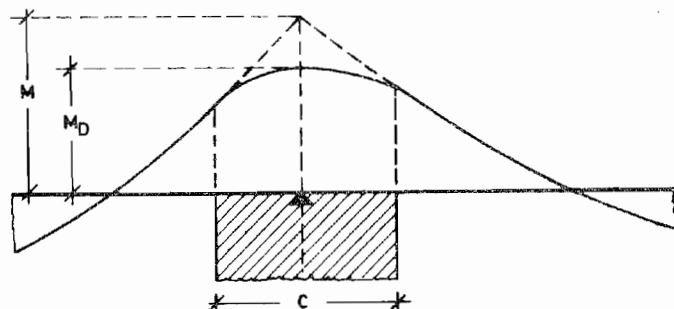


Figura IV.5.

Llamando M : momento de cálculo obtenido del sistema suponiendo un apoyo tipo cuchilla.

M_D : momento de dimensionamiento definitivo.

R : reacción en el apoyo

C : ancho de apoyo

La reacción en el apoyo la suponemos como distribuida en todo el ancho y de valor $\frac{R}{C}$, luego:

$$M_D = M - \frac{R}{C} \cdot \frac{C}{2} \cdot \frac{C}{4} = M - R \cdot \frac{C}{8}$$

Es importante señalar que esta reducción del momento flexor en el apoyo, es válida siempre y cuando se haya tomado como luz de cálculo, la distancia entre ejes de apoyos, de acuerdo a lo señalado en el punto IV.3.

IV.7.2. - POR PLASTIFICACIÓN

Tanto en el hormigón como en el acero, cuando las sollicitaciones provocan tensiones que superan los límites elásticos, la sección entra en el período de deformaciones plásticas, caracterizado por un rápido crecimiento de las mismas sin aumento sensible de las cargas aplicadas.

En las estructuras hiperestáticas, ese comportamiento plástico conduce a una redistribución de los esfuerzos internos, en virtud de la cual las secciones más solicitadas se deforman a partir de un cierto punto sin absorber mayor sollicitación, actuando como "articulaciones plásticas".

De acuerdo a lo explicado vemos que es posible una adaptación del diagrama de momentos disminuyendo los esfuerzos en una sección y aumentándolos en otra, de modo de mantener el equilibrio.

Supongamos el tramo de un sistema de vigas continuas que muestra la figura IV.6., dado el diagrama de momentos de cálculo, suponiendo la sección T o I para el dimensionamiento en el tramo y I (rectangular) para los apoyos, nos conviene disminuir en un porcentaje δ el valor de los momentos negativos e incrementar proporcionalmente el momento en el tramo, de modo de aprovechar

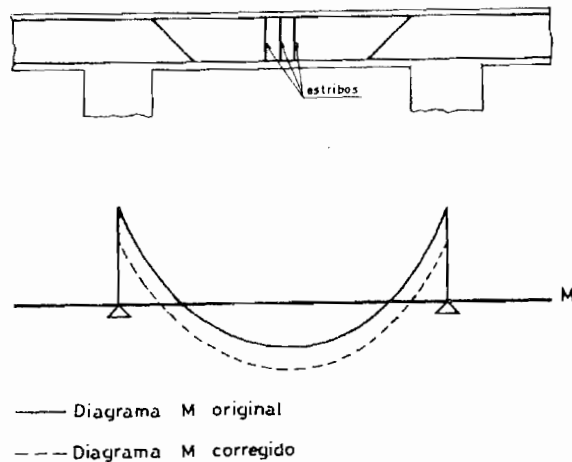


Figura IV.6.

char la capacidad portante de la sección T o Γ del tramo. El equilibrio en la viga se sigue cumpliendo ya que lo disminuido en una sección se aumenta en otra, sólo la compatibilidad de deformaciones no se cumple pudiendo aparecer fisuras de poca importancia.

La DIN 1045 admite como máximo una adaptación del 15% del diagrama de momentos de modo de controlar la cantidad y amplitud de las fisuras; de modo general, para una viga empotrada en

ambos bordes, con secciones de dimensionamiento I y T en apoyos y tramo respectivamente, los momentos de dimensionamiento resultan; según la figura IV.7.

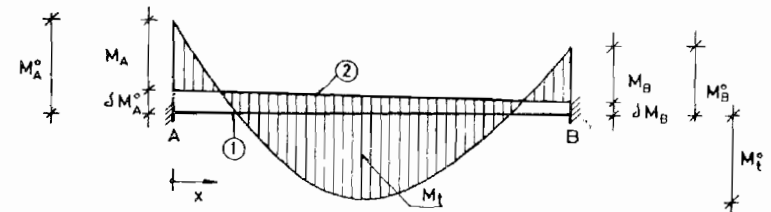


Figura IV.7.

(1) eje de referencia diagrama de momentos original

(2) eje de referencia diagrama de momentos adaptado

δ = coeficiente de adaptación máximo = 0,15

M_A^0 ; M_B^0 ; M_t^0 momento inicial en apoyos y tramo

M_A ; M_B ; M_t momentos finales en apoyos y tramo

$$M_A = 0,85 \cdot M_A^0$$

$$M_B = 0,85 \cdot M_B^0$$

$$M_{t_x} = M_{t_x}^0 - \Delta M_{t_x}$$

donde

$$\Delta M_{ix} = 0.15 \left[(1 - \alpha) M_A^o + \alpha \cdot M_B^o \right]$$

$x = \alpha \cdot l$ (coordenada de la sección)

IV.8. - DIMENSIONAMIENTO

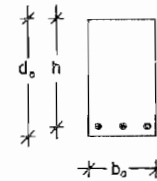
En general las vigas están sometidas a esfuerzos de flexión pura o compuesta y corte; el dimensionamiento a flexión depende del tipo de sección resistente que es función de la colaboración de la losa como ala a compresión, transformando la sección en viga T o Γ .

Por ejemplo de la Figura IV.1. resultan:

VIGA	SIGNO MOMENTO	SECCION	VIGA	SIGNO MOMENTO	SECCION	VIGA	SIGNO MOMENTO	SECCION
1 (tramo)	+	I	APOYO 1-2	-	I	2 (tramo)	+	I
3 (tramo)	+	Γ	APOYO 3-4	-	I	4 (tramo)	+	Γ
9 (tramo)	+	T	APOYO 9-10	-	I	10 (tramo)	+	I

IV.8.1. - DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES

En este caso se utilizarán las tablas denominadas K_h para determinar la armadura, de acuerdo a lo explicado en el capítulo II.



$$h = d_0 - d_1$$

$$d_1 \text{ (recubrimiento)} \simeq 3 \text{ a } 5 \text{ cm.}$$

$$K_h = \frac{h \text{ (cm)}}{\sqrt{\frac{M \text{ (tm)}}{b_0 \text{ (m)}}}}$$

IV.8.2. - DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PLACAS

a) Determinación del ancho colaborante o efectivo

Supongamos que se desea determinar el ancho colaborante de placa correspondiente a la viga II y se conoce la altura total de la viga d_0 , el espesor de la losa d , el ancho de la viga b_0 y los valores b_2 y b_3 distancia entre los bordes de la viga y los ejes de ambas losas o sea que: $b_2 = \frac{L_2}{2}$; $b_3 = \frac{L_3}{2}$

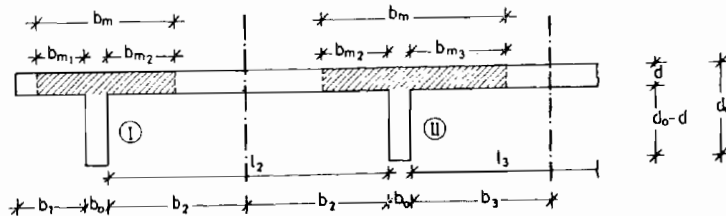


Figura IV.8.

Luego se determinan:

$$\frac{d}{d_0} ; \frac{b_2}{l_0} \text{ con ambos valores, de la tabla T.52. se obtiene:}$$

$$K_2 = \frac{b_{m2}}{b_2} \therefore b_{m2} = K_2 \cdot b_2$$

$$\frac{d}{d_0} ; \frac{b_3}{l_0} \text{ con ambos valores, de la tabla T.52. se obtiene:}$$

$$K_3 = \frac{b_{m3}}{b_3} \therefore b_{m3} = K_3 \cdot b_3$$

luego el ancho colaborante total resulta

$$b_m = b_0 + b_{m2} + b_{m3}$$

donde l_0 es la luz corregida de la viga y vale

$$l_0 = K \cdot l$$

siendo l = luz de cálculo de la viga

ESQUEMA	K
	1
	0,8
	0,6
	1,5

Figura IV.9.

En los apoyos de vigas continuas, en donde la losa colabora como placa comprimida (viga T o Γ invertida), el valor de b_m debe disminuirse en un 40% por efecto de estricción de las cargas concentradas.

b) Determinación de la armadura

Se presentan 2 casos:

- 1) $\frac{b_m}{b_0} > 5$ - secciones de alma delgada

En este caso se puede despreciar la colaboración del alma en la absorción de esfuerzos de compresión del hormigón y suponer que la resultante de tensiones se ubica a una distancia $\frac{d}{2}$ del borde superior de la sección.

Luego la expresión de cálculo de la armadura resulta:

$$A_s = \frac{1,75}{\beta_s} \left(\frac{M_s}{h - \frac{d}{2}} + N \right)$$

siendo

$$M_s = M - N \cdot z_s$$

Asimismo, es necesario verificar la tensión de compresión del hormigón en el ala; se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\frac{M_s}{b_m \cdot d \cdot (h - \frac{d}{2})} \leq \frac{\beta_R}{1,75} \cdot \alpha$$

α se obtiene del gráfico

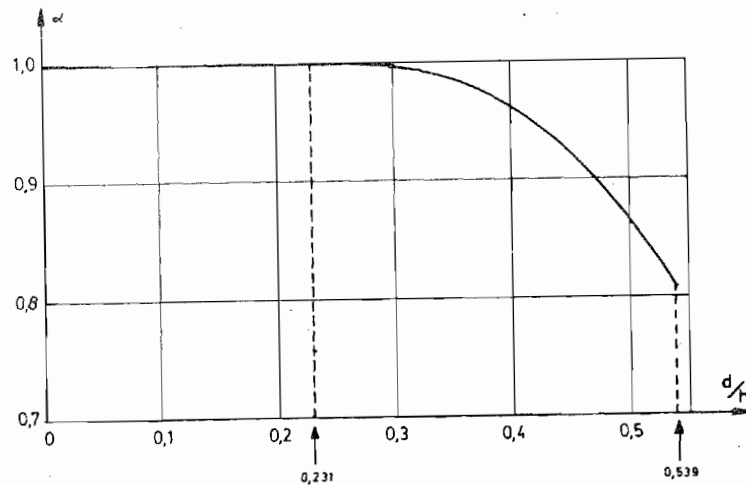


Figura IV.10

$$2) \frac{b_m}{b_0} < 5 \quad - \text{secciones de alma gruesa.}$$

En este caso no podemos despreciar las tensiones de compresión en el alma de la viga y al dimensionar, la parte comprimida de la sección es transformada en un rectángulo que absorbe igual esfuerzo de compresión que la sección T y de ancho:

$$b_i = \lambda \cdot b_m$$

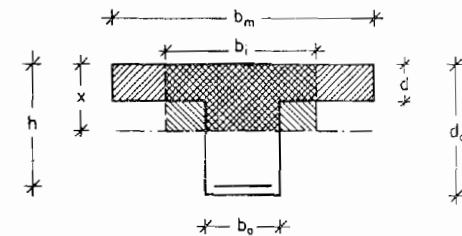


Figura IV.11.

El coeficiente λ se obtiene de la tabla T.53. y el proceso es el siguiente:

a) se estima un valor de k_x y de la tabla T.53.

con $\frac{d}{h}$ y $\frac{b_m}{b_0}$ se obtiene λ y $b_i = \lambda \cdot b_m$

b) luego se determina

$$K_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_s}{b_i}}}$$

c) entrando en las tablas K_h , de acuerdo al tipo de acero y hormigón correspondiente se obtiene k_x y k_s .

d) luego se compara k_x estimado y k_x de tablas

si k_x estimado $>$ k_x tablas

la armadura resulta

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_s (tm)}{h (m)} + \frac{N (t)}{\sigma_{su} (t/cm^2)}$$

- si $k_{x\text{est.}} < k_{x\text{tab}}$ se debe reiniciar el proceso eligiendo un nuevo valor de k_x . Este procedimiento iterativo se puede evitar si elegimos el valor de λ que corresponda al máximo valor de k_x

La verificación del hormigón a compresión se efectúa a través del valor de K_h , ya que si $K_h \ll K_h^*$ es necesario colocar armadura de compresión para colaborar con el hormigón, lo que nos indica que la sección no es económica y es necesario redimensionar.

IV.9. - VERIFICACIÓN AL CORTE

IV.9.1. - INTRODUCCIÓN

Hasta el momento hemos descrito el dimensionamiento de secciones de vigas sometidas a flexión y esfuerzo normal, si en una viga el momento flexor se mantiene constante a lo largo de la misma el estado de tensiones queda definido analizando una sección cualquiera, no ocurre lo mismo si el momento flexor es variable pues aparece una sollicitación adicional que es el esfuerzo de corte haciendo que el estado de tensiones varíe a lo largo de la pieza.

Supongamos una viga simplemente apoyada de sección rectangular (Fig. IV.12) y en la cual suponemos que existe colaboración del hormigón a tracción (ESTADO I), analizando el equili

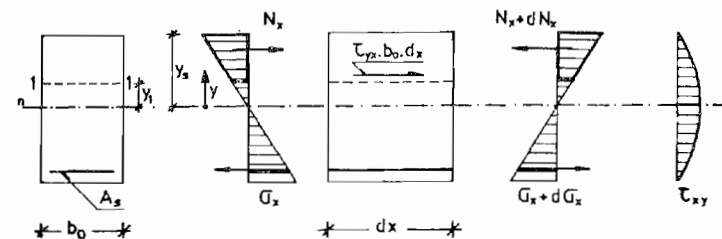


Figura IV.12.

brio de un elemento de pieza ubicado por encima de una fibra distante y_1 del eje neutro, deberá cumplirse que:

$$\tau_{yx} \cdot b_0 \cdot dx + N_x = N_x + dN_x$$

de donde resulta

$$\tau_{yx} = \frac{1}{b_0} \frac{dN_x}{dx}$$

$$dN_x = \int_{y_1}^{y_2} d\sigma_x \cdot b_0 \cdot dy$$

$$\sigma_x = \frac{M \cdot y}{J_n} \quad d\sigma_x = \frac{dM}{J_n} \cdot y$$

donde J_n : momento de inercia de la sección respecto del eje neutro

$$dN_x = \int_{y_1}^{y_2} \frac{dM}{J_n} \cdot b_0 \cdot y \cdot dy$$

por Cauchy $\tau_{yx} = \tau_{xy}$ luego

$$\tau_{xy} = \frac{1}{b_0} \frac{dN_x}{dx} = \frac{1}{b_0 J_n} \int_{y_1}^{y_2} \frac{dM}{dx} \cdot b_0 \cdot y \cdot dy = \frac{Q}{b_0 J_n} \int_{y_1}^{y_2} b_0 \cdot y \cdot dy$$

la integral representa el momento estático de la parte rayada de la sección ubicada por encima de la fibra 1-1 respecto del eje neutro (S_n') luego

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_n'}{b_0 \cdot J_n}$$

que es la expresión de Jouravsky.

en hormigón armado el cociente

$$\frac{J_n}{S_n'} \approx z \quad \text{brazo elástico de la sección}$$

luego en general se puede expresar la tensión de corte

$$\tau = \frac{Q}{b_0 \cdot z}$$

Teniendo en cuenta la no colaboración del hormigón a tracción y su ley de variación en compresión, se llega a expresiones similares para la tensión de corte en estado III.

Como b_0 debe adoptarse el ancho mínimo de la sección y z , en estado III, resulta aproximadamente:

$$z \approx 0,85 \cdot h$$

Si conocemos la variación de tensiones normales y tangenciales en las distintas fibras de una sección, para todas las secciones podemos determinar las tensiones principales en cualquier punto de una viga, mediante las siguientes expresiones:

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad (1)$$

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x} \quad (2)$$

Si analizamos un elemento de viga sometido a flexión y corte según el siguiente esquema

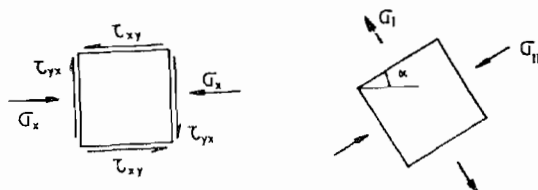


Figura IV.13.

mediante las ecuaciones (1) y (2) podemos hallar las tensiones máximas de tracción y compresión y el ángulo α que forman las direcciones principales de tensión.

Se denominan líneas isostáticas de tracción o compresión a las envolventes de las tensiones principales respectivas.

En la Figura IV.14. se observan las líneas de tracción y compresión para una viga de hormigón, suponiendo que el mismo no está fisurado

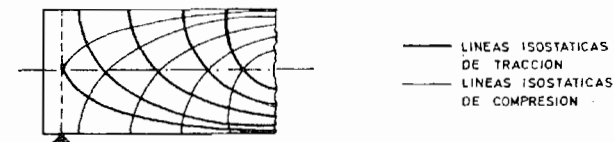


Figura IV.14.

El mecanismo adoptado para que el hormigón y acero transmitan los esfuerzos de corte es análogo al de una estructura reticulada, cuyo cordón superior está formado por la zona comprimida del hormigón, el cordón inferior lo constituye la armadura a tracción, las diagonales comprimidas son bielas inclinadas de hormigón, las traccionadas son barras de acero inclinadas y los montantes quedan materializados con barras de acero verticales denominadas estribos.

En principio, este mecanismo no parece el más apropiado, pues podría pensarse en una distribución de armaduras que sigan las líneas isostáticas de tracción pero esta disposición sería además de muy complicada, incorrecta ya que si bien se garantiza el equilibrio de los esfuerzos internos las deformaciones en el acero serían muy elevadas produciendo nuevas fisuras en el hormigón que cambiarían el estado de tensiones y por ende el equilibrio.

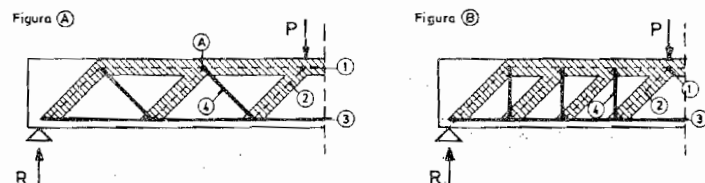


Figura IV.15.

El funcionamiento del reticulado análogo es el siguiente; (Fig. IV.15.):

Figura A la carga P se descompone en dos direcciones (1) y (2) ambas de compresión, el esfuerzo en (2) se descompone en dos esfuerzos de tracción en las direcciones (3) y (4), la componente vertical de (4) es igual a P y esta armadura inclinada es la que cuelga la carga del punto (A) reiniciándose el ciclo hasta llegar al apoyo.

Figura B funciona de igual modo utilizando barras verticales -es- tribos- en lugar de bielas inclinadas.

Normalmente se colocan barras dobladas a 45° o 60° respecto de la horizontal y estribos, actuando como reticulados superpuestos.

IV.9.2. - DESPLAZAMIENTO O DECALAJE DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS

Debido al funcionamiento del reticulado análogo, el esfuerzo en la armadura traccionada aumenta y disminuye el esfuerzo de compresión en el hormigón.

Si se toma momentos respecto de 0 (Figura IV.16.) resulta:

$$P(a + z \cdot \cotg \alpha) - \frac{P \cdot z \cdot \cotg \alpha}{2} - \frac{P \cdot z \cdot \cotg \beta}{2} - Z \cdot z = 0$$

de donde el esfuerzo en las barras traccionadas resulta:

$$Z = P \left[\frac{a}{z} + \frac{(\cotg \alpha - \cotg \beta)}{2} \right]$$

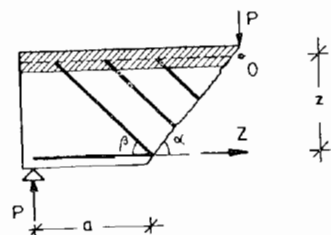


Figura IV.16.

de acuerdo a la teoría de flexión $Z = P \frac{a}{2}$ en consecuencia el incremento ΔZ resulta

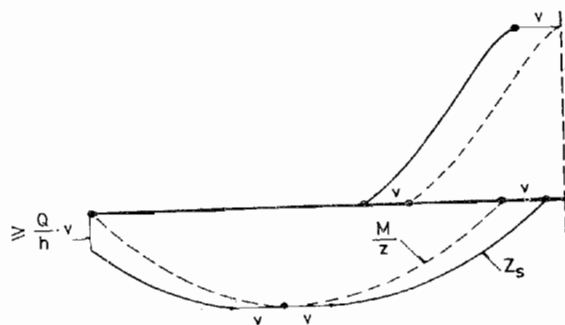
$$\Delta Z = \frac{P}{2} \cdot (\cotg \alpha - \cotg \beta)$$


Figura IV.17.

Se obtiene la repartición de esfuerzos correcta produciendo un desplazamiento v del diagrama de momentos en la dirección del eje de la pieza y hacia los puntos de momento nulo. Los valores de v dependen del tipo de armadura de corte que se disponga y su valor se obtiene de la figura IV.18.

VALORES DE v		
ARMADURA DE CORTE	CASO II	CASO III
estribos	h	$0,75 h$
barras dobladas	$0,50 h$	$0,25 h$
estribos + barras dobladas	$0,75 h$	$0,50 h$

Figura IV.18.

IV.9.3. - VERIFICACIÓN DE TENSIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURA.

Una vez determinados los esfuerzos en la viga, es necesario verificar las tensiones de corte y en función de ellas calcular las armaduras dobladas y estribos necesarios que, conjuntamente con el hormigón, absorben los esfuerzos de corte.

1) Procedimiento general válido para elementos sometidos a flexión pura o compuesta con gran excentricidad.

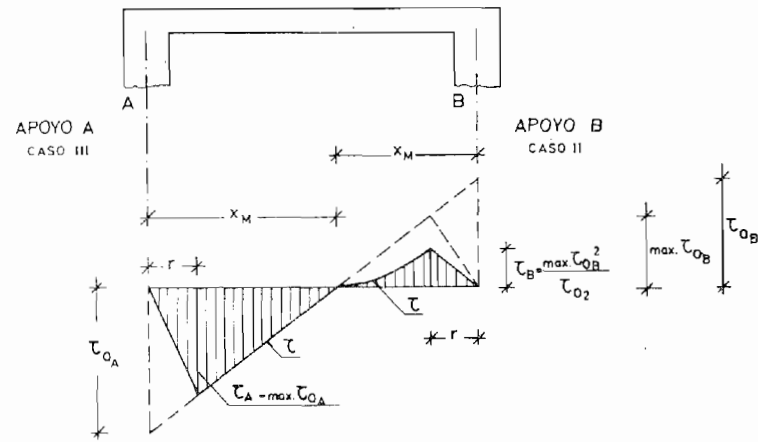


Figura IV.19.

se determinan las tensiones de corte en las secciones de máximo esfuerzo Q

$$\tau_{o_i} = \frac{Q_i}{b_0 \cdot z}$$

donde τ_{o_i} = tensión de corte en la sección i
 Q_i = esfuerzo de corte en la sección i
 b_0 = ancho mínimo de la sección
 z = brazo elástico de la sección

para secciones rectangulares

para secciones T o I

$$z \approx 0,85 \cdot h$$

$$z = h - \frac{d}{2}$$

La NORMA DIN 1045 permite adoptar como tensión de corte de cálculo aquella correspondiente a una sección, ubicada a una distancia r del eje de apoyo.

para apoyos directos (columnas, tabiques) $r = \frac{1}{2} (h + c)$

para apoyos indirectos (vigas, nervios) $r = \frac{h}{2}$

siendo c = ancho de apoyo.

luego se determina la tensión de cálculo máximo

$$\max \tau_{o_i} = \tau_{o_i} \cdot \frac{X_M - r}{X_M}$$

donde: X_M coordenada de corte nulo medida desde el apoyo correspondiente.

La Norma DIN 1045 diferencia tres casos:

CASO I

$$\text{si } \max \tau_0 < \tau_{012}$$

es necesario colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión

$$\tau = 0,4 \cdot \max \tau_0$$

CASO II

$$\text{si } \tau_{012} < \max \tau_0 < \tau_{02}$$

se debe determinar una tensión de dimensionamiento τ para calcular la armadura necesaria cuyo valor es:

$$\tau = \frac{(\tau_0)^2}{\tau_{02}} > 0,4 \cdot \tau_0$$

La tensión de dimensionamiento máxima $\max \tau$ corresponde a la sección de $\max \tau_0$ o sea:

$$\max \tau = \frac{(\max \tau_0)^2}{\tau_{02}} > 0,4 \cdot \max \tau_0$$

CASO III

$$\text{si } \tau_{02} < \max \tau_0 < \tau_{03}$$

la tensión de dimensionamiento resulta:

$$\tau = \tau_0$$

y la máxima tensión de dimensionamiento, que corresponde a la sección de $\max \tau_0$ es:

$$\max \tau = \max \tau_0$$

si la tensión de cálculo máxima resulta: $\max \tau_0 > \tau_{03}$ es necesario redimensionar la sección de la viga, aumentando el ancho o la altura de la misma.

Los valores de τ_{012} , τ_{02} y τ_{03} se obtienen de la tabla T.57. y dependen de la calidad del hormigón.

En la Figura IV.19. se observa dibujado en trazo discontinuo el diagrama de corte de la viga, y en trazo lleno el diagrama final con el cual se debe dimensionar la armadura según el caso.

De acuerdo a lo visto anteriormente, la armadura de corte puede estar constituida por:

a) barras dobladas a 45° o 60° y estribos

b) estribos solamente

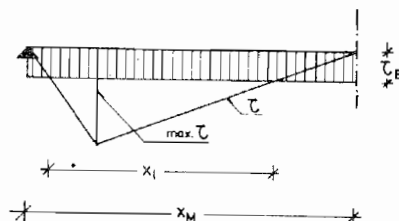


Figura IV.20.

Dada la viga de la figura IV.20., sometida a una carga distribuida uniforme, se ha obtenido el diagrama de tensiones de corte de dimensionamiento τ , eligiendo ahora el diámetro y separación de estribos se puede obtener la tensión de corte τ_B que absorben:

$$\tau_B = \frac{a_{sB} \cdot \sigma_{sc} \cdot n}{b_0 \cdot t}$$

donde:

τ_B = tensión de corte absorbida por los estribos

σ_{sc} = tensión de cálculo del acero

$$= \frac{\beta_s}{1,75} \ll 2400 \text{ kg/cm}^2$$

n = número de ramas de los estribos



2 ramas



3 ramas



4 ramas

a_{sB} : sección de la barra que constituye el estribo

b_0 : ancho mínimo de la sección

t : separación entre estribos

En la figura IV.20. se observa una franja rayada que representa la zona del diagrama de corte cubierta por los estribos; se deben determinar ahora las barras dobladas capaces de absorber el resto del volumen de tensiones. Llamando

$$\tau_s = \max \tau - \tau_B$$

del análisis de la figura IV.20. surge que

$$\frac{x_l}{\tau_s} = \frac{x_m}{\max \tau} \quad (I)$$

luego el esfuerzo de corte que deben absorber las barras dobladas resulta:

$$T_s = \frac{\tau_s^2 \cdot b_0 \cdot x_m}{2 \cdot \max \tau} \quad (II)$$

obtenido T_s , podemos determinar el número de barras a doblar según el diámetro de las mismas, utilizando la siguiente expresión:

$$T_s = \sigma_{s_s} \cdot \sigma_{s_c} \cdot n_s \cdot \sqrt{2} \cdot \cos \delta$$

donde:

σ_{s_s} : sección de la barra doblada

n_s : número de barras dobladas

δ : ángulo complementario de inclinación cuyo valor es

$$\delta = 0^\circ \text{ si se doblan barras a } 45^\circ$$

$$\delta = 15^\circ \text{ si se doblan barras a } 60^\circ$$

La Tabla T.59. tiene tabulados valores de T_s para diferentes diámetros, cantidad de barras dobladas y tipo de acero.

De las tablas T.60. a T.67. se pueden obtener valores de T_s para diferentes diámetros, separación y tipo de acero.

Las barras dobladas deben cortar al eje baricéntrico de la viga, en un punto que coincida aproximadamente con el baricentro de la superficie del diagrama de tensiones de corte que les corresponda.

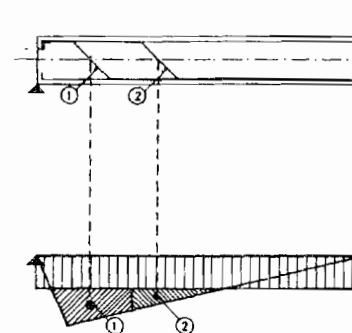
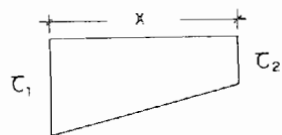


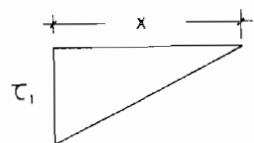
Figura IV.21.

En la figura IV.21, se observa el doblado de barras, donde a partir del volumen de tensiones 1 se obtiene T_{s_1} (barras dobladas 1) y del volumen de tensiones 2 se obtiene T_{s_2} (barras dobladas 2).

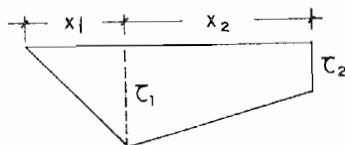
Las ecuaciones (I) y (II) son válidas para vigas sometidas a una carga distribuida uniforme y donde se doblan todas las barras en un mismo punto (baricentro del triángulo de base X_1 y altura T_s). Para diferentes tipos de diagramas se obtienen las siguientes expresiones:



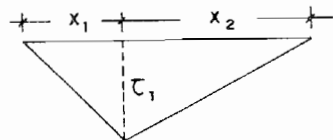
$$T_s = \frac{(\tau_1 + \tau_2) \cdot b_0 \cdot x}{2}$$



$$T_s = \frac{\tau_1 \cdot b_0 \cdot x}{2}$$



$$T_s = \frac{b_0}{2} [\tau_1(x_1 + x_2) + \tau_2 x_2]$$



$$T_s = \frac{b_0}{2} \cdot \tau_1 \cdot (x_1 + x_2)$$

II) - Procedimiento simplificado válido para vigas bajo cargas uniformes y no solicitadas a esfuerzos normales.

Al igual que en el procedimiento general se determina la tensión máxima de cálculo $\max \tau_0$. La armadura de corte necesaria es:

$$A_{s_c} = \chi \cdot (A_{s_A} + A_{s_T}) \quad (\text{cm}^2)$$

donde:

A_{s_A} = armadura necesaria de flexión en el apoyo correspondiente

A_{s_T} = armadura necesaria de flexión en el tramo

χ : este factor se obtiene del gráfico A.58. entrando con los cocientes $\frac{r}{x_M}$ y $\frac{\max \tau_0}{\tau_{02}}$.

Luego la armadura de corte necesaria resulta:

$$A_{s_c} = A_{s_B} \cdot x_M + A_{s_s} \quad (\text{cm}^2)$$

A_{s_B} : armadura de estribos

A_{s_s} : armadura de barras dobladas.

De las tablas T.68 y T.69. se obtienen armaduras de estribos y de barras dobladas para diferentes diámetros de barras.

Es importante señalar que al doblar barras para absorber esfuerzos de corte, quede cubierto el diagrama de momentos en toda su extensión con la armadura necesaria.

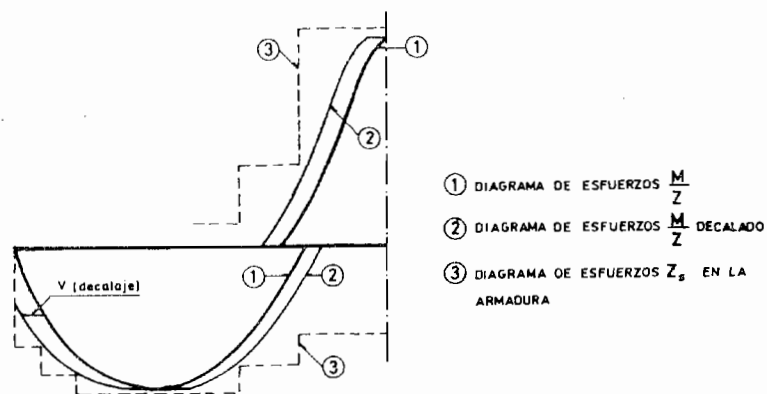


Figura IV.22.

IV.10. - TORSIÓN

Ciertos elementos estructurales pueden estar solicitados a torsión en forma combinada con momentos flexores y esfuerzos de corte, es el caso de vigas de planta circular o vigas que soportan losas en voladizo, sin losas de continuidad. Determinado el momento torsor máximo M_t , es necesario calcular las tensiones tangenciales que provoca en el plano de la sección que a su vez conducen a tensiones tangenciales que forman un ángulo de 45° con el eje de la viga.

La tensión de torsión resulta:

$$\tau_t = \frac{M_t}{W_t}$$

W_t = módulo resistente a torsión de la sección, en ESTADO I sin considerar la armadura, ver Tabla T 71.

a) Verificación a torsión pura

si la tensión τ_t resulta:

$$\tau_t \leq 0,25 \cdot \tau_{02}$$

no es necesario verificar armadura, por el contrario si τ_t es:

$$0,25 \cdot \tau_{02} < \tau_t < \tau_{02}$$

es necesario verificar armadura

Si el valor de τ_t resulta:

$$\tau_t > \tau_{02}$$

es necesario redimensionar la sección.

b) Verificación a torsión y corte

Si $\tau_0 + \tau_t \leq \tau_{012}$, con τ_0 = tensión de corte

no es necesario verificar armadura

Si $\tau_0 + \tau_t > \tau_{012}$ y se cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

$$\tau_0 + \tau_t \leq 1,3 \tau_{02}$$

$$\tau_0 \leq \tau_{03}$$

$$\tau_t \leq \tau_{02}$$

se deberá determinar por separado, la armadura necesaria para absorber τ_0 y τ_t . Si algunas de esas tres condiciones no se cumplen es necesario redimensionar la sección.

c) Determinación de la armadura de torsión:

El esfuerzo de torsión es absorbido mediante barras longitudinales y estribos que constituyen un reticulado espacial ideal conjuntamente con bielas comprimidas de hormigón inclinadas a 45° . La línea media de este reticulado espacial pasa por el centro de las barras longitudinales, formando un perímetro donde el esfuerzo de corte es constante y que encierra la sección A_k de dimensionamiento.

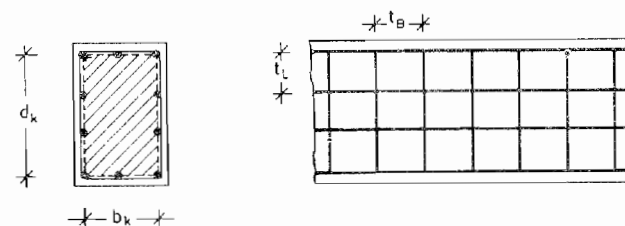


Figura IV.23.

$$A_k = b_k \cdot d_k$$

La sección de estribos necesaria para absorber el momento torsor es:

$$A_{s_B} = \frac{M_t \cdot t_B}{2 \cdot A_k \cdot \sigma_s} \quad (\text{cm}^2)$$

donde

$$\sigma_s = \frac{\beta_s}{1,75} \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

La sección total de barras longitudinales necesaria para absorber torsión es:

$$A_{sL} = \frac{M_f \cdot U_k}{2 \cdot A_k \cdot \sigma_s} \quad (\text{cm}^2)$$

donde

U_k es el perímetro de la sección de dimensionamiento =
 $2 (b_k + d_k)$

IV.11. - DISPOSICIONES DE ARMADO.

En vigas debe colocarse una armadura a flexión no menor del 1,5‰ de la sección total de hormigón y una armadura de corte no menor de la necesaria para absorber una tensión

$$\tau = 0,25 \max \tau_o$$

Separación máxima entre estribos

Caso 1	0,8 d_o o 30 cm
Caso 2	0,5 d_o o 25 cm
Caso 3	0,3 d_o o 20 cm

d_o = altura total de la viga

Separación máxima entre ramas

$$0,80 \cdot d_o \quad \text{o} \quad 40 \text{ cm}$$

Separación máxima entre barras dobladas

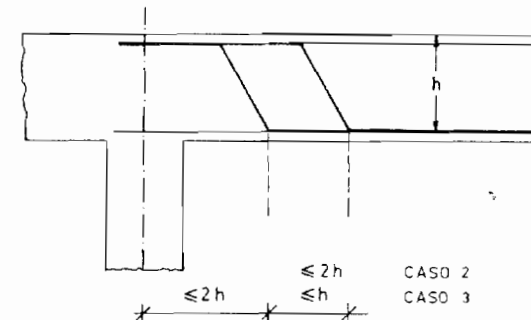


Figura IV.24.

IV.12. - ARMADURA ADICIONAL BAJO CARGAS CONCENTRADAS

En las zonas de viga donde existan cargas puntuales es necesario reforzar la armadura transversal; esta armadura adicional puede estar constituida por estribos o barras dobladas.

Cálculo de la armadura

1) Estribos

a) Si se adopta el diámetro, la cantidad de estribos a colocar resulta:

$$c = \frac{P}{n \cdot a_{sB} \cdot \sigma_{s\tau}}$$

Siendo:

c : cantidad de estribos a colocar

P : valor de la carga puntual (t)

a_{sB} : sección transversal del estribo (cm²)

$\sigma_{s\tau}$: tensión de cálculo del acero (t/cm²)

n : número de ramas

b) Si se adopta el número de estribos, la sección a_{sB} de la barra de estribo a colocar resulta:

$$a_{sB} = \frac{P}{c \cdot n \cdot \sigma_{s\tau}}$$

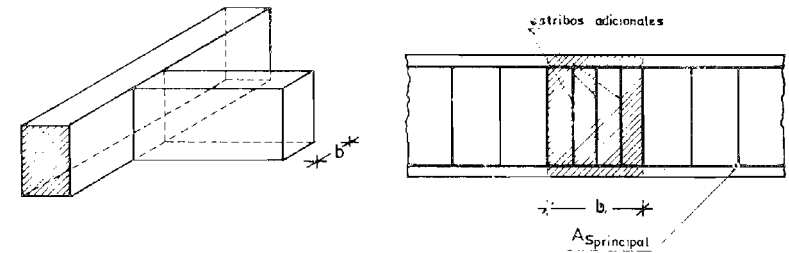


Figura IV.25.

Los estribos deben repartirse en una distancia igual al ancho de la viga que apoya.

2) Barras dobladas o caballetes

La cantidad de barras dobladas n_s a colocar resulta:

$$n_s = \frac{P}{\sqrt{2} \cdot a_{s_s} \cdot \sigma_{s\tau}}$$

a_{s_s} : sección de la barra doblada

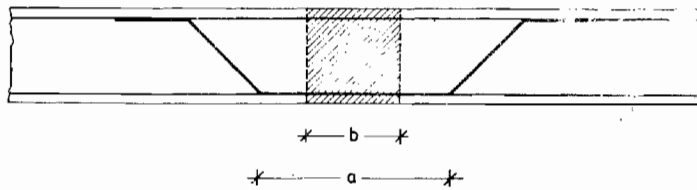


Figura IV.26.

debe ser:

$$a \geq 2 \cdot b$$

IV.13. - CÁLCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS EN ZONAS DE PASES U ORIFICIOS.

Determinación de los esfuerzos en los cordones superior e inferior de la sección 1-1, ver figura IV.27.

a) Cálculo de momentos de inercia de los cordones

$$J_s = \frac{b_o \cdot h_s^3}{12} \quad ; \quad J_i = \frac{b_o \cdot h_i^3}{12} \quad ; \quad J_T = J_s + J_i$$

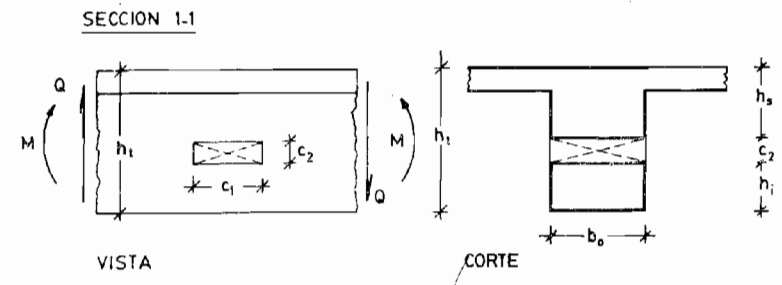
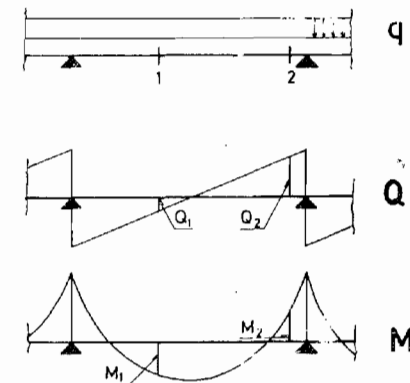


Figura IV.27.

b) Solicitaciones en el cordón superior

$$Q_s = Q_1 \cdot \frac{J_s}{J_T} \quad (\text{esfuerzo de corte})$$

$$N_s = \frac{M_1}{\frac{1}{2}(h_s + h_i) + c_2} \quad (\text{esfuerzo normal})$$

$$M_s = Q_s \cdot \frac{c_1}{2} \quad (\text{momento flexor})$$

c) Solicitaciones en el cordón inferior

$$Q_i = Q_1 \cdot \frac{J_i}{J_T} \quad (\text{esfuerzo de corte})$$

$$N_i = \frac{M_1}{\frac{1}{2}(h_s + h_i) + c_2} \quad (\text{esfuerzo normal})$$

$$M_i = Q_i \cdot \frac{c_1}{2} \quad (\text{momento flexor})$$

Luego se dimensionan ambos cordones a flexión compuesta y se verifica el corte, tal cual lo explicado.

Veamos las solicitaciones en ambas secciones:

	Cordón Superior	Cordón Inferior
SECCION 1-1	Flexo-Compresión Corte	Flexo-Tracción Corte
SECCION 2-2	Flexo-Tracción Corte	Flexo-Compresión Corte

CAPITULO V

COLUMNAS Y TABIQUES PORTANTES

V.1. - INTRODUCCIÓN

Las columnas y tabiques portantes son elementos estructurales que transmiten las cargas permanentes y accidentales del edificio hasta el plano de fundación.

Constituyen dichas cargas

- a) el peso propio de columna o tabique
- b) las reacciones de vigas que apoyan en dichos elementos
- c) las losas que apoyan sobre tabiques
- d) mampostería o cerramiento que descansan sobre tabiques.

Cada una de estas cargas enumeradas se repiten piso a piso hasta llegar a la fundación.

En general, las columnas y los tabiques trabajan fundamentalmente a compresión, apareciendo esfuerzos de flexión en: 1)

columnas de borde, 2) estructuras contraviento o antisísmicas constituidas por sistemas de pórticos y/o tabiques que soportan cargas horizontales, 3) columnas o tabiques donde exista una importante excentricidad de cargas. Desde el punto de vista de funcionamiento estructural podemos distinguir:

- a) Columnas con estribos simples, cuya armadura resistente está constituida por barras longitudinales y la armadura transversal, formada por estribos cerrados o abiertos, sólo responde fundamentalmente a la necesidad de impedir el pandeo de las barras longitudinales.
- b) Columnas zunchadas, además de la armadura longitudinal resistente, llevan una armadura transversal continua, en forma de espiral, arrollada sobre aquella y que contribuye a la resistencia de la pieza.

V.2. - DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS

La carga total actuante sobre una columna es igual al peso propio, reacciones de apoyo de vigas concurrentes y la carga que transmite la columna de los pisos superiores, si los hubiere.

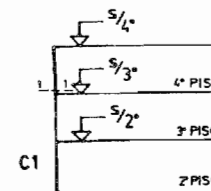


Figura V.1.

Para calcular la columna C1 en el tramo 4° piso (S/4° - S/3°) se determina la carga total del nivel S/4° sobre la columna 1 y el peso propio de la misma, con este valor total de carga se dimensiona la columna en su sección inferior 1-1, extendiendo la armadura en toda la altura del entrepiso.

Las columnas exteriores o de borde deben verificarse a flexión compuesta ver Fig. V.2.; los momentos flexores a considerar en la columna y en la viga adyacente son:

- a) En el apoyo exterior de la viga:

$$M_3 = M_2 \frac{C_s + C_i}{i + C_s + C_i}$$

- b) En la cabeza de la columna inferior:

$$M_6 = M_3 \frac{C_i}{C_s + C_i}$$

c) En el pie de la columna superior:

$$M_i = -M_3 \frac{C_s}{C_s + C_i}$$

donde:

M_2 = momento en el extremo de la viga, supuesta perfectamente empotrada.

$$C_s = \frac{l}{h_s} \cdot \frac{I_s}{I}$$

$$C_i = \frac{l}{h_i} \cdot \frac{I_i}{I}$$

I = momento de inercia de la viga.

I_i = momento de inercia de la columna inferior

I_s = momento de inercia de la columna superior

h_i = altura de la columna inferior

h_s = altura de la columna superior

Las fórmulas que anteceden sólo tienen una validez aproximada, aunque suficiente para la mayor parte de las estructuras comunes. En casos especiales, los momentos deberán calcularse asimilando las columnas a los pies derechos de un pórtico y a

plificando los métodos exactos que figuran en las publicaciones técnicas especializadas.

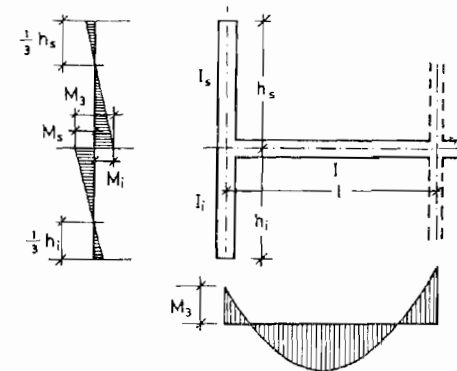
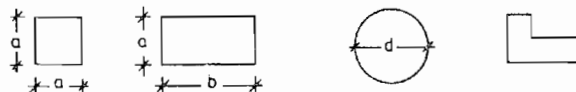


Figura V.2.

Como hemos citado anteriormente las estructuras con traviento o antisísmicas están constituidas por pórticos y/o tabiques con gran rigidez a la flexión; en las columnas que forman dichos pórticos aparecen momentos flexores y esfuerzos axiales adicionales y los tabiques trabajan como ménsulas de gran luz soportando cargas horizontales que provocan solicitaciones de flexión que se agregan a los esfuerzos normales por peso propio y sobrecargas verticales.

V.3. - DIMENSIONAMIENTO

Las columnas de hormigón armado utilizadas en estructuras de edificios pueden tener secciones de diversas formas siendo las de uso más corriente:



a) Las columnas con estribos simples se dimensionarán a compresión o a flexión compuesta según corresponda de acuerdo a lo explicado en el Capítulo II, verificando en todos los casos la seguridad al pandeo que es función de la esbeltez de la pieza, siguiendo los lineamientos que se darán en el punto V.5. Esto es válido también para tabiques sometidos a compresión o flexión compuesta.

Deberá respetarse un recubrimiento mínimo de 1,5 cm y disponer la armadura de acuerdo al esquema de cálculo previsto.

b) Las columnas zunchadas están constituidas por una armadura longitudinal y una armadura transversal continua en forma de espiral que contribuye a la resistencia.

Según la NORMA DIN 1045 se admite la consideración del efecto de zunchado cuando se cumplen las siguientes condiciones simultáneamente:

1. $\beta_{cN} \gg 210 \text{ kg/cm}^2$
2. $\lambda \ll 50$
3. $e \ll \frac{d_K}{8}$

donde:

λ = esbeltez de la columna

e = excentricidad de la carga

d_K = diámetro del eje de la hélice

El incremento de la carga de rotura debido al zunchado resulta:

$$\Delta N_u = \left[\gamma \cdot A_{s_w} \cdot \beta_{s_w} - (A_b - A_K) \cdot \beta_R \right] \cdot \left(1 - \frac{8 M}{N \cdot d_K} \right)$$

donde

$$A_{s_w} = \frac{\pi \cdot d_K \cdot f_K}{d_w}$$

f_k : área de la sección transversal de la barra de acero que constituye la hélice o zuncho.

g_w : paso de la hélice.

β_{sw} : tensión de fluencia del acero del zuncho.

A_k : área del núcleo = $\frac{\pi \cdot d_k^2}{4}$

A_b : área total de la columna

β_R : tensión de compresión de cálculo

N, M : solicitaciones de servicio

γ : coeficiente que depende de la calidad del hormigón y del valor de λ

para $\lambda < 10$: valor de tabla

para $20 < \lambda < 50$: 1/2 de valor de tabla

para $10 < \lambda < 20$: se interpola linealmente

β_{CN}	210	300	380	470
γ	1,6	1,7	1,8	1,9

a su vez debe verificarse:

$$A_{sw}/\beta_{sw} < \delta \cdot \left[(2,3 \cdot A_b - 1,4 \cdot A_k) \cdot \beta_R + A_s/\beta_s \right] \quad (1)$$

A_s : área total de la armadura longitudinal

β_s : tensión de fluencia del acero de la armadura longitudinal.

δ : coeficiente que depende del hormigón

β_{CN}	210	300	380	470
δ	0,42	0,39	0,37	0,36

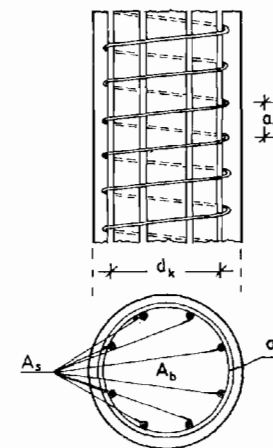


Figura V.3.

El proceso de dimensionado es el siguiente:

- elegidas la sección de la columna, la sección y paso de la hélice se determina ΔN_u

El esfuerzo de servicio absorbido por el efecto de un chado resulta:

$$\Delta N = \frac{\Delta N_u}{\gamma} \quad \gamma = 2,1$$

luego el esfuerzo a absorber por las barras longitudinales es:

$$N_1 = N - \Delta N$$

luego con N_1 y M se dimensiona la armadura longitudinal de acuerdo a lo explicado en el Capítulo II.

Una vez determinada la armadura se debe efectuar la ve rificación (1), de no cumplirse debe reiniciarse el cálculo amen tando el paso de la hélice, o las dimensiones de la columna.

V.4. - DISPOSICIONES DE ARMADO.

a) Columnas con estribos simples

cuantía geométrica mínima:

$$\mu = 0,8\%$$

cuantía geométrica máxima:

$$\mu \leq 9\% \text{ (incluyendo zona de empalme de barras)}$$

cuantía geométrica del lado traccionado

o menos comprimido : $\mu \geq 0,4\%$

Dimensión mínima de columna: $d_{\min} = 20 \text{ cm}$

Barras longitudinales

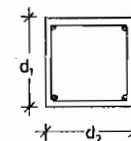
- diámetro mínimo: $\phi_1 = 12 \text{ mm}$

- separación máxima entre barras: 30 cm

admitiéndose para columnas de lados

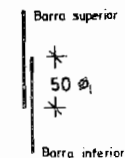
$$d_1, d_2 \leq 40 \text{ cm}$$

una barra por esquina

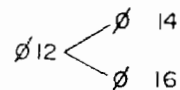


- longitud de empalme entre barras:

$$50 \cdot \phi_1$$



Se pueden empalmar barras de 2 rangos de diámetro de diferencia, por ejemplo:



Estribos:

diámetro mínimo $\phi_B = 6$ para $\phi_l \leq 20$

diámetro mínimo $\phi_B = 8$ para $\phi_l > 20$

Separación máxima en altura: a_B

Estribos principales: $a_B \leq d_{min}$
 $a_B \leq 12 \cdot \phi_l$

Estribos secundarios: $2 \cdot a_B$

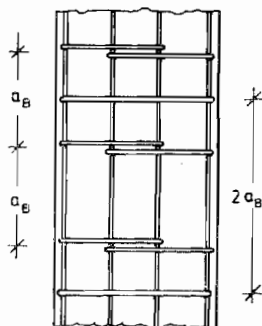
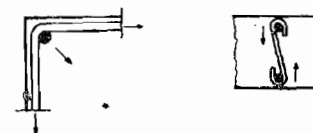


Figura V.4.

Separación en planta

Cuando $d_1, d_2 \geq 35$ cm deben crearse nuevas barras de "esquina" mediante estribos principales o ganchos principales. Se denominan barras de esquinas a aquellas que están aseguradas al pandeo mediante ramas de estribos a 90° entre sí o ganchos cuya separación sea la correspondiente a los estribos principales.



Aquellas barras longitudinales que se encuentran a una distancia $> 15 \phi_B$ de una barra de esquina deben anclarse con ganchos secundarios; ver figura V.5.

b) Columnas zunchadas

espesor mínimo $d_K = 20$ cm

armadura longitudinal mínima: $A_s \geq 0,02 \cdot A_K$

armadura longitudinal máxima: $A_s \leq 0,09 \cdot A_K$ (incluye zonas de empalme de barras longitudinales)

Como mínimo deben distribuirse 6 barras en forma uniforme en todo el perímetro de la columna.

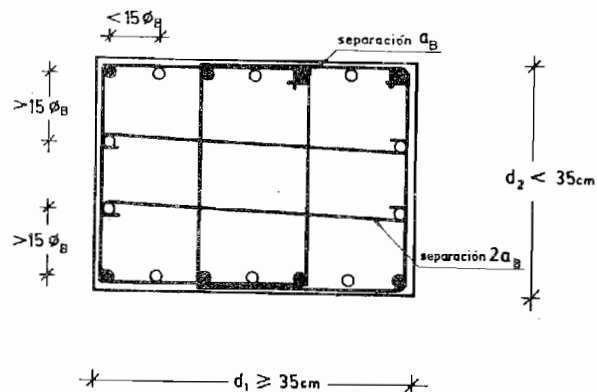


Figura V.5.

paso máximo de la armadura transversal

$$a_w \leq 8 \text{ cm}$$

$$a_w \leq \frac{d_k}{5}$$

debiéndose adoptar el menor de estos valores

diámetro mínimo de la hélice $\phi_k = 6 \text{ mm}$

c) Tabiques

espesor mínimo $e = 10 \text{ cm}$

cuantía mínima $\mu = 0,5 \%$

cuantía máxima $\mu = 9 \%$ (incluye zona de empalme de barras)

Barras longitudinales

- diámetro mínimo: $\phi_1 = 8 \text{ cm}$

- separación máxima entre barras: 20 cm

- longitud de empalme: $50 \cdot \phi_1$

Barras transversales

$$A_{s \text{ tranv}} \geq \frac{1}{5} A_{s \text{ long.}}$$

y como mínimo $\phi 6 \text{ c/25}$ por cada lado

Las barras externas de un lado deben unirse con las del otro lado, en por lo menos 4 puntos por m^2 , mediante ganchos en forma de s. Vale decir se deberán ubicar como mínimo ganchos cada 50 cm en alto y en ancho del tabique.

Si $\mu > 2\%$ se deberá efectuar un estribado siguiendo los lineamientos dados para columnas con estribos simples.

V.5. - VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD AL PANDEO

En piezas comprimidas o flexo comprimidas, columnas, puntales, por ejemplo, es necesario verificar la seguridad al pandeo de las mismas, este efecto de 2do. orden es mayor cuando la pieza es más esbelta, o sea cuando mayor es su esbeltez λ , siendo

$$\lambda = \frac{S_K}{i_{\min}}$$

S_K = longitud de pandeo
 $i_{\min}$ = radio de giro mínimo de la sección

A los efectos de analizar el fenómeno de pandeo se trabaja con una pieza ideal articulada en ambos extremos cuya longitud total es la longitud de pandeo de la pieza real.

A su vez se debe tener en cuenta la posibilidad de desplazamientos de los extremos de la pieza. Puede considerarse que un sistema es indesplazable si existen tabiques o cajas de escaleras que rigidicen la estructura, debiendo cumplir las siguientes condiciones:

$$h \cdot \sqrt{\frac{N}{EJ}} \leq 0,6 \quad \text{para } n > 4$$

$$\leq 0,2 + 0,1 \cdot n \quad \text{para } 4 \geq n \geq 1$$

donde:

- h : altura del edificio en metros sobre el borde superior de la base
- N : carga total del edificio (G + P)
- EJ : suma de las rigideces a flexión de los tabiques y cajas de escalera consideradas como elementos rigidizantes.
- n : número de pisos.

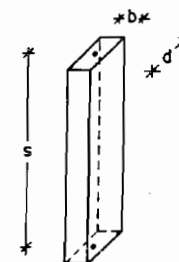


Figura V.6.

Supongamos la columna de la figura V.6. con las siguientes características:

- sección $b \times d$
- articulada en ambos extremos
- ambos extremos indesplazables

Calculemos ahora la longitud de pandeo, que en este caso resulta:

$$S_K = s$$

el radio de giro mínimo será:

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{J_b}{A_b}} = \sqrt{\frac{\frac{\pi}{64} \cdot b^4}{12 \cdot \frac{\pi}{64} \cdot b}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

luego la esbeltez resulta:

$$\lambda_b = \sqrt{12} \cdot \frac{S_K}{b}$$

si calculamos ahora el $i_{\max}$

$$i_{\max} = \sqrt{\frac{J_d}{A_b}} = \sqrt{\frac{\frac{\pi}{64} \cdot d^4}{12 \cdot \frac{\pi}{64} \cdot d}} = \frac{d}{\sqrt{12}} \quad \therefore \quad \lambda_d = \sqrt{12} \cdot \frac{S_K}{d}$$

Siendo $b < d$ resulta $\lambda_b > \lambda_d$, el efecto de pandeo en la dirección del lado menor es el más peligroso, y en consecuencia es suficiente efectuar la verificación en dicha dirección.

Si la columna del ejemplo no estuviera articulada en ambos extremos, la longitud de pandeo no coincide con la longitud real, sino que puede ser mayor o menor, por ejemplo:



Figura V.7.

Es importante señalar que no siempre es suficiente verificar la seguridad al pandeo respecto del lado menor, ya que puede ocurrir que las condiciones de los extremos y las longitudes de pandeo en ambas direcciones no coincidan, y sea más peligroso el pandeo respecto del lado mayor, siendo necesario la verificación en ambas direcciones, por ejemplo:

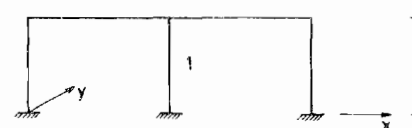
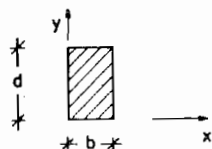


Figura V.8.

la columna (1), cuya sección es $b \times d$



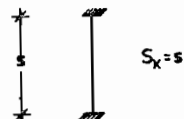
$$b < d$$

posee las siguientes características:

dirección x

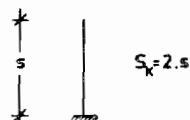
sistema desplazable

(se supone empotrado en el borde superior)



dirección y

sistema desplazable

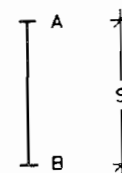


La verificación de la seguridad al pandeo según la norma DIN 1045 está esquematizada en el diagrama de cálculo de la

Figura V.9., que nos permite verificar y dimensionar con las excentricidades adicionales debidas al efecto de pandeo.

La esbeltez máxima que admite la norma es $\lambda = 200$, para cualquiera de los dos sistemas desplazables o indesplazables.

V.5.1. - DETERMINACIÓN DE LA LONGITUD DE PANDEO Y CALCULO DE λ



La longitud de pandeo se calcula mediante la siguiente expresión:

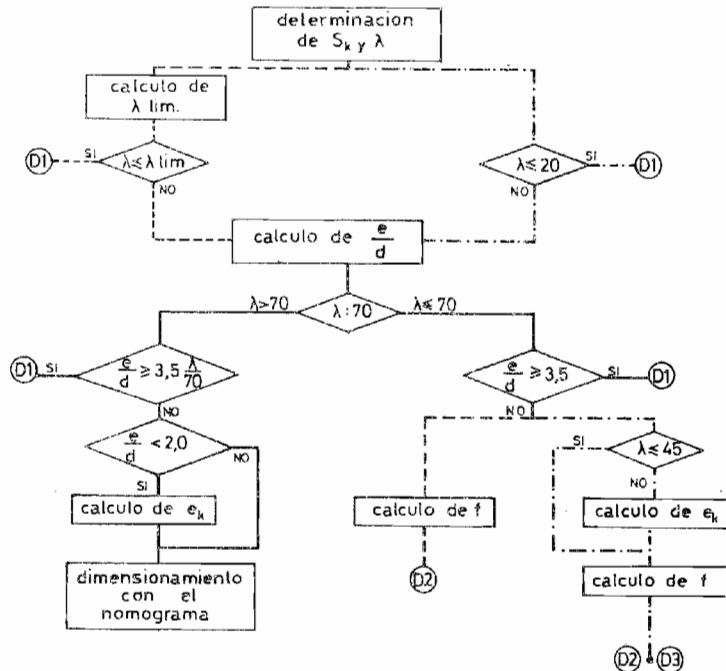
$$S_K = \beta \cdot s$$

donde:

s : longitud real de la pieza

β : coeficiente que depende de las condiciones de borde de la pieza

DIAGRAMA DE CALCULO



————— Diagrama común
 - - - - - Diagrama sistema indesplazable
 - · - · - Diagrama sistema desplazable

(D1) dimensionamiento utilizando los diagramas de interacción con N, N_e o compresión pura si $e=0$

(D2) dimensionamiento utilizando los diagramas de interacción con $N, N_e(e+f)$

(D3) dimensionamiento utilizando los diagramas de interacción con $N, N_e(e+f+e_k)$

Figura V.9.

Denominando A y B a ambos extremos de la barra, se obtiene un coeficiente k para cada borde

$$k_{A,B} = \frac{\sum \frac{E J_s}{S_s}}{\sum \frac{E J_R}{S_R}}$$

(suma de rigideces de columnas que concurren al nudo A ó B)

(suma de rigideces de vigas que concurren al nudo A ó B)

con k_A y k_B del nomograma A20 obtenemos β , de acuerdo al tipo de sistema, desplazable o indesplazable; de la Tabla T19 pueden obtenerse valores de β para los casos de vinculación más usuales.

Luego la esbeltez máxima resulta:

$$\lambda = \frac{S_K}{i_{\min}}$$

$i_{\min}$: radio de giro mínimo de la sección.
para sección rectangular resulta:

$$\lambda = 3,47 \cdot \frac{S_K}{d}$$

d : dimensión de la sección respecto de la cual se verifica el pandeo

para sección circular

$$\lambda = 2 \cdot \frac{S_K}{r}$$

r : radio de la sección circular

V.5.2. - DETERMINACIÓN DE λ_{lim} (SISTEMAS INDESPLAZABLES)

La expresión que da el valor límite de la esbeltez λ es:

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \frac{M_1}{M_2}$$

siendo M_1 y M_2 los momentos flexores en los bordes de la columna, con $|M_2| \geq |M_1|$

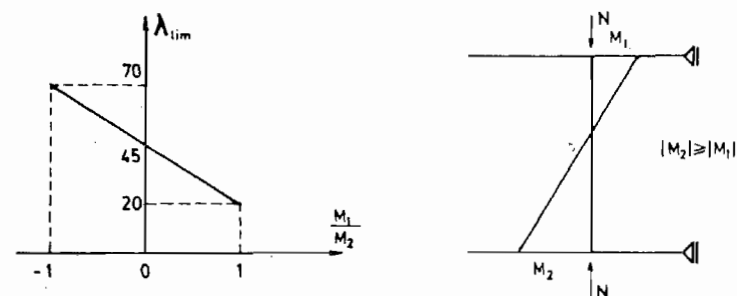


Figura V.10.

si $M_1 = M_2 = 0$	$\lambda_{lim} = 20$
si $M_1 = M_2$	$\lambda_{lim} = 20$
si $M_1 = 0$	$\lambda_{lim} = 45$
si $M_1 = -M_2$	$\lambda_{lim} = 70$

V.5.3. - VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS CON ESBELTEZ MODERADA. CÁLCULO DE COEFICIENTE f .

En caso de elementos comprimidos de esbeltez

$\lambda < 70$ (ver. diagrama del cálculo)

la verificación a pandeo se reemplaza mediante un dimensionamiento a flexión compuesta en el tercio central de la barra equivalente considerando una excentricidad adicional f que incluye la excentricidad no prevista:

$$e_u = \frac{S_K}{300}$$

El valor de f se puede determinar mediante el gráfico de la Fig. V.11., o aplicando las fórmulas de la Fig. V.12.

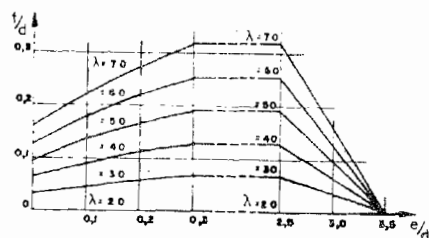


Figura V.11.

VALORES DE f	
$0 \leq \frac{e}{d} < 0,30$	$d \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \sqrt{0,10 + \frac{e}{d}} \geq 0$
$0,30 \leq \frac{e}{d} < 2,50$	$d \cdot \frac{\lambda - 20}{160} \geq 0$
$2,50 \leq \frac{e}{d} < 3,50$	$d \cdot \frac{\lambda - 120}{160} (3,5 - \frac{e}{d}) \geq 0$

Figura V.12.

donde:

e : mayor excentricidad prevista, debido a las cargas de servicio en el tercio central de la barra equivalente S_K , cuyo cálculo depende del tipo de sistema:

a) en sistemas indesplazables

El valor de e , suponiendo una distribución lineal de momentos entre los extremos de la barra, se puede determinar en el tercio central de la barra del siguiente modo:

- Ambos extremos se encuentran elásticamente empotrados:

$$e = e_0 = \frac{[0,65 \cdot M_2 + 0,35 \cdot M_1]}{N}$$

- Un extremo articulado y el otro elásticamente empotrado.

$$e = e_0 = \frac{0,60 \cdot M_2}{N}$$

con e_0 se determina el valor de f que es constante a lo largo de la longitud S_K

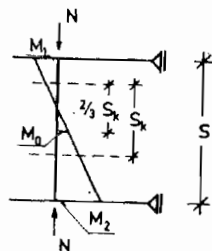


Figura V.13.

$$M_0 = N \cdot e_0$$

$$|M_2| \geq |M_1|$$

Pares de solicitaciones para dimensionamiento:

- en el extremo superior con N, M_1
- en el extremo inferior con N, M_2
- en el tercio central con $N, M = N(e_0 + f)$

luego se dimensiona con el par de solicitaciones N, M más desfavorable para la pieza, debiéndose mantener la armadura constante en toda la altura de la columna.

b) en sistemas desplazables

En este caso los extremos de la barra se encuentran en general en el tercio central de la barra equivalente S_K , luego el procedimiento es el siguiente:

$$\text{extremos superior} \quad e_1 = \frac{M_1}{N} \rightarrow f_1 \rightarrow N, M = N(e_1 + f_1)$$

$$\text{extremo inferior} \quad e_2 = \frac{M_2}{N} \rightarrow f_2 \rightarrow N, M = N(e_2 + f_2)$$

luego se dimensiona con el par de solicitaciones N, M más desfavorable para la pieza, debiéndose mantener la armadura constante en toda la altura de la columna.

Es importante aclarar que debe adoptarse $|M_2| \gg |M_1|$ siendo M_1 o M_2 el momento en el extremo superior o inferior indistintamente, en las fórmulas citadas se ha adoptado M_1 en el borde superior y M_2 en el inferior solamente a modo de ejemplo.

V.5.4. - CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN POR FLUENCIA LENTA e_K

El valor de e_K se determina del gráfico Figura V.14 del siguiente modo.

Se calculan:

$$- a) \quad \frac{\sigma_\varphi \cdot \lambda^2}{E_b}$$

donde
$$\sigma_\varphi = \frac{N_\varphi}{A_b}$$

N_φ = carga axial que actúa la mayor parte de la vida útil de la estructura.

A_b = sección de la pieza

λ = esbeltez de la pieza

E_b = módulo de elasticidad del hormigón

- b) φ es el factor de fluencia que se adoptará entre 2 a 3

- c) se estima la cuantía total de la pieza μ_0

Con estos valores se entra en el gráfico Figura V. 14 y se determina

$$\frac{e_K}{e_\varphi + e_\mu}$$

donde:

e_φ : es la excentricidad de la carga que actúa la mayor parte de la vida útil de la pieza, en el tercio central de la barra equivalente.

$$e_\mu : \text{excentricidad constructiva o inevitable} = \frac{S_K}{300}$$

siendo e_φ y e_μ parámetros conocidos, se puede determinar e_K .

en forma analítica resulta:

$$e_K = (e_\varphi + e_\mu) [2,72^K - 1]$$

$$K = \frac{0,8 \varphi}{j - 1}$$

$$j = \frac{\pi^2 (0,6 + 20 \mu_0) E_b \cdot j_b}{S_K^2 N_\varphi}$$

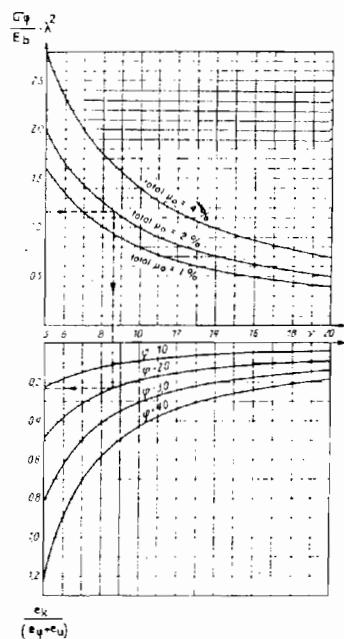


Figura V.14.

V.5.5. - DIMENSIONAMIENTO CON LOS NOMOGRAMAS

De acuerdo al diagrama de cálculo, cuando $\lambda > 70$ y $\frac{e}{d} < 3,5 \frac{\lambda}{70}$, se debe dimensionar la pieza utilizando los nomogramas A21, A22, A23 ó A24, según el tipo de sección transversal y el recubrimiento; para ello deben determinarse:

$$\frac{S_k}{d} ; \quad \frac{e}{d} ; \quad n = \beta \frac{N}{A_b} \text{ (t/m}^2\text{)} ; \quad m = \beta \frac{N \cdot e}{A_b \cdot d} \text{ (t/m}^2\text{)}$$

donde:

A_b : sección transversal de la pieza

$$\beta = \frac{\beta_R^{210}}{\beta_R^H}$$

β_R^{210} : tensión de compresión de cálculo correspondiente al hormigón de $\beta_{CN} = 210 \text{ kg/cm}^2$

β_R^H : tensión de compresión de cálculo correspondiente al hormigón que se utiliza

β_{CN}	110	130	170	210	300	380	470
β	2,50	1,67	1,25	1,00	0,76	0,65	0,58

$e = e_0$: según el caso, de acuerdo al diagrama de cálculo, no
 $e = e_0 + e_k$ debiéndose introducir la excentricidad inevitable
 e_u , pues está incluida en el nomograma.

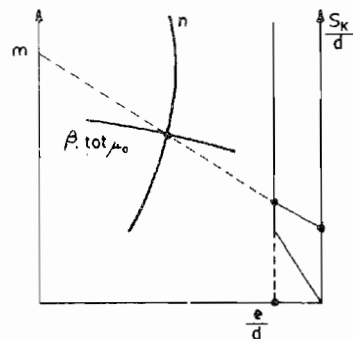


Figura V.15.

Siguiendo el esquema de la Figura V.15. se determina en el nomograma correspondiente el valor $\beta \cdot \text{tot} \mu_0$

La cuantía total resulta

$$\text{tot} \mu_0 = \frac{\beta \cdot \text{tot} \mu_0}{\beta}$$

y la armadura total

$$A_s = \text{tot} \mu_0 \cdot A_b$$

Para una sección circular de diámetro d , se obtiene:

$$A_b = \frac{\pi \cdot d^2}{4} ; \quad n = \beta \cdot \frac{N}{A_b}$$

$$m = \beta \frac{M}{A_b d} ; \quad \frac{e}{d} ; \quad \frac{S_k}{d}$$

$$\text{tot} \mu_0 = \frac{\beta \cdot \text{tot} \mu_0}{\beta}$$

$$A_s = \text{tot} \mu_0 \cdot A_b$$

V.5.6. - VERIFICACIÓN A PANDEO EN DOS DIRECCIONES

En la verificación de una pieza que puede sufrir efectos de pandeo en dos direcciones, se distinguen tres casos:

1° Caso

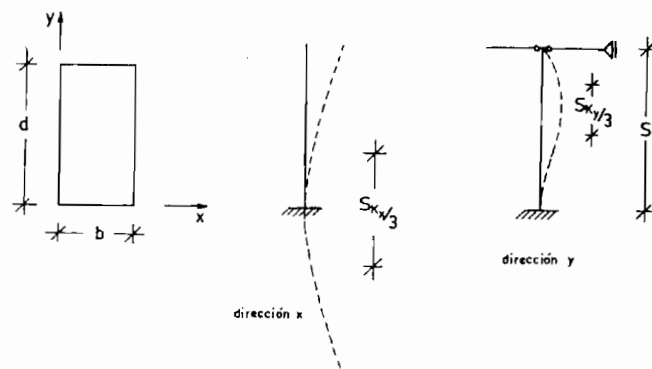


Figura V.16.

columna de sección $b \times d$

configuración

<u>dirección</u> x		$S_{Kx} = 2. s$
<u>dirección</u> y		$S_{Ky} = 0,7. s$

Cuando los tercios centrales de las configuraciones de pandeo en ambos sentidos x ; y no se superponen (Figura V.16) se puede verificar la seguridad a pandeo en cada dirección en forma independiente, de acuerdo a lo explicado anteriormente, o sea

se calculan las excentricidades adicionales en las direcciones x , y separadamente y se dimensionan con N , M_x , M_y incrementados.

2° Caso

En secciones rectangulares, si las configuraciones de pandeo se superponen y resultan:

$$\frac{e_x}{b} : \frac{e_y}{d} \leq 0,2$$

con

$$\left| \frac{e_x}{b} \right| \leq \left| \frac{e_y}{d} \right|$$

se puede verificar la seguridad al pandeo, también en forma independiente, según lo expresado para el caso 1.

3° Caso

Si no se cumplen las condiciones anteriores debe efectuarse la verificación de seguridad al pandeo en flexión oblicua. La Norma DIN 1045 establece un método aproximado cuando

$$S_{Kx} \approx S_{Ky}$$

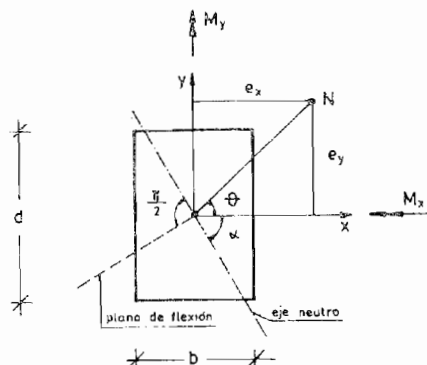


Figura V.17.

El procedimiento de cálculo es el siguiente: se determinan

$$e_x = \frac{M_y}{N} ; \quad e_y = \frac{M_x}{N}$$

$$e = \sqrt{e_x^2 + e_y^2} ; \quad \operatorname{tg} \theta = \frac{M_x}{M_y}$$

se calcula una excentricidad equivalente \$e_r\$

$$e_r = \left(\cos \theta + \frac{b}{d} \cdot \operatorname{sen} \theta \right) \cdot e$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{M_y}{M_x} \left(\frac{d}{b} \right)^2$$

se calcula entonces una longitud equivalente :

$$S_{K_r} = \frac{S_K}{\sqrt{\operatorname{sen}^2 \alpha + \frac{d^2}{b^2} \cdot \cos^2 \alpha}}$$

luego entrando en los nomogramas A21 o A22 con:

$$N ; \quad M = N \cdot e_r ; \quad \frac{e_r}{b} ; \quad \frac{S_{K_r}}{b}$$

se obtiene la armadura de acuerdo a lo explicado en el punto V.5.
5.

C A P I T U L O VI

FUNDACIONES

VI.1. - INTRODUCCIÓN

Las fundaciones constituyen la parte de la estructura en cargada de transmitir las cargas al terreno. En términos genera les se distinguen dos clases de fundaciones: directas e indirec tas; a la primera pertenecen las zapatas aisladas centradas o ex céntricas, las bases o zapatas combinadas, las zapatas con vigas cantilever, las plateas y otras; dentro de las indirectas están comprendidas las fundaciones sobre pilotes, pilotines, cilindros de fundación, etc.

Para el dimensionamiento de las fundaciones es preciso co nocer además de las cargas máximas actuantes, la capacidad por tante del terreno, vale decir, la presión admisible sobre el mis mo.

Esta última se determina mediante ensayos y procedimien tos propios de la mecánica de suelos, debiendo cumplirse las dos condiciones siguientes:

- a) seguridad suficiente, respecto a rotura, del suelo
- b) asentamientos diferenciales entre las distintas partes de la estructura, que no excedan de ciertos límites compatibles con los esfuerzos admisibles en la misma.

VI.2. - ZAPATAS AISLADAS

Cuando las columnas están suficientemente distanciadas entre sí, cada una de ellas se apoya sobre una base o zapata aislada que ordinariamente tiene planta cuadrada o rectangular y forma tronco-piramidal.

El área de la base se fija de acuerdo con la capacidad portante del terreno, de tal forma que la presión sobre el mismo no sobrepase el valor admisible.

La cara superior o plataforma de la zapata debe tener dimensiones algo mayores que la sección de la columna, a fin de proporcionar conveniente apoyo al encofrado de la misma, que se levantará sobre la base previamente hormigonada.

Para que las presiones sobre el terreno se repartan de un modo aproximadamente uniforme es necesario que el eje de la columna coincida con el centro de gravedad de la base (superficie de apoyo). Según que esa condición se cumpla o no, se distinguen

tres tipos de zapatas aisladas: centradas, excéntricas (base para columna medianera) y doblemente excéntrica (base para columna de esquina).

VI.2.1. - DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES EN EL TERRENO

La distribución de las tensiones en el terreno por debajo de la zapata es función del tipo de suelo y de la rigidez de la base.

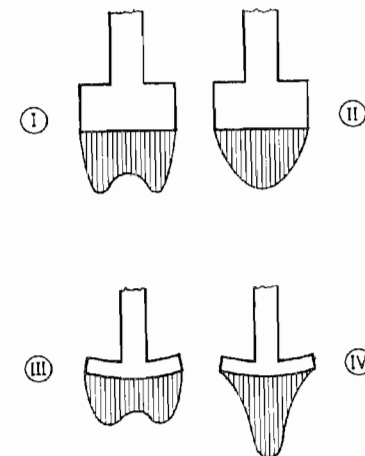


Figura VI.1.

Es fácil observar que el volumen de tensiones no puede ser uniforme ya que en los bordes de la zapata la tensión debe anularse. En la Figura VI.1 se observa la distribución de tensiones para diferentes tipos de base y de suelos.

- I - Zapata rígida, suelo cohesivo
- II - Zapata rígida, suelo no cohesivo
- III - Zapata flexible, suelo cohesivo
- IV - Zapata flexible, suelo no cohesivo

A los efectos del cálculo se puede admitir para las tensiones en el terreno, una distribución uniforme o con variación lineal, en caso de excentricidad de carga, si la base es suficientemente rígida. Esta condición se satisface si se cumplen las siguientes relaciones:

$$d_0 \gg \frac{a_1 - c_1}{4}$$

ó

$$d_0 \gg \frac{a_2 - c_2}{4}$$

siendo a_1, a_2 las dimensiones de la superficie de apoyo de la base.

c_1, c_2 las dimensiones de la columna

d_0 altura de la base

VI.2.2. - ZAPATA CENTRADA

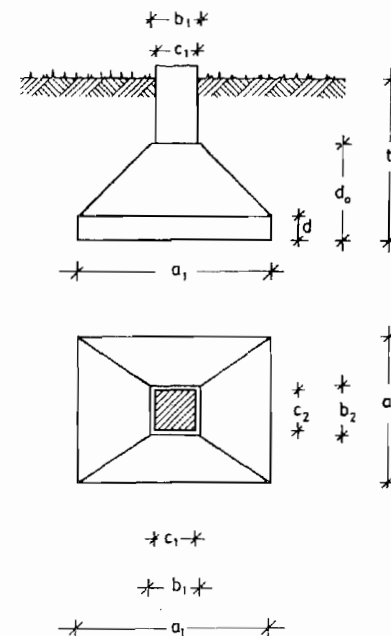


Figura VI.2.

El valor de t depende del nivel de fundación que se adopta, de acuerdo a lo recomendado por el estudio de suelos.

La zapata centrada se adopta normalmente en el caso de columnas interiores, pudiendo estar sometida a los siguientes esfuerzos.

$$N$$

$$N + M_1 \quad \text{ó} \quad N + M_2$$

$$N + M_1 + M_2$$

En algunos casos es necesario verificar la zapata ante la acción de cargas horizontales.

VI.2.2.1.- ACCIÓN EN LA BASE: N

En este caso, la planta de la base $a_1 \times a_2$, puede adoptarse cuadrada ya que las tensiones producidas por N son uniformes, si por falta de espacio u otras razones constructivas resulta inconveniente la planta cuadrada, puede proyectarse rectangular o poligonal.

El proceso de cálculo es el siguiente:

a) verificación de la tensión en el terreno

El área de la superficie de apoyo $F = a_1 \times a_2$ se determina con la carga total actuante:

$$P = N + N_g + N_t$$

N : esfuerzo máximo transmitido por la columna (t)

N_g : peso de la base, se estima en un 10% del esfuerzo $N(t)$

N_t : peso de la tierra ubicada por encima de la base (t)

luego el área de la planta de la base resulta:

$$F = \frac{P}{\sigma_{tadm}} = a_1 \times a_2 \quad (m^2)$$

donde σ_{tadm} (t/m^2) es la tensión admisible del terreno, dato que se obtiene del estudio de suelos; determinado F se pueden obtener a_1 y a_2 .

Si la base es de gran tamaño conviene verificar el valor de N_g , para la base de la Figura VI.2 resulta:

$$N_g = \left\{ (a_1 \times a_2 \times d) + \frac{d_0 - d}{3} \left[(a_1 \times a_2) + (b_1 \times b_2) + \sqrt{a_1 \times a_2 \times b_1 \times b_2} \right] \right\} \cdot \gamma_H \quad (t)$$

γ_H = peso específico del hormigón

Puede efectuarse el proceso inverso, determinar previamente el tamaño de la base a_1 , a_2 y verificar la tensión en el terreno,

$$\sigma_t = \frac{P}{a_1 \times a_2} < \sigma_{tadm}$$

b) Determinación de los esfuerzos en la zapata. Dimensionamiento

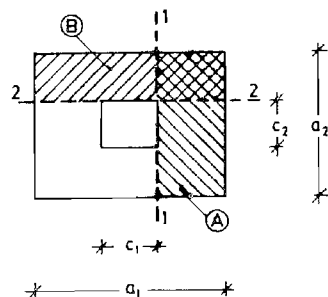


Figura VI.3.

El cálculo de solicitaciones se efectúa tomando momentos respecto de los ejes 1-1 y 2-2 pasantes por los filos de la columna, de los bloques de tensiones actuantes sobre las superficies A y B de la Figura VI.3, producidos por la carga transmitida por la columna; vale decir que para el dimensionamiento de la base no se debe tener en cuenta su peso propio ni el peso de tierra.

$$M_1 = \frac{N}{a_1} \frac{(a_1 - c_1)^2}{8} \quad (\text{tm}) \quad \text{momento respecto de 1-1}$$

$$M_2 = \frac{N}{a_2} \frac{(a_2 - c_2)^2}{8} \quad (\text{tm}) \quad \text{momento respecto de 2-2}$$

dimensionamiento

$$\frac{A_s^1}{A_s} K_h = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{M_1}{b_2}}} ; k_s ; A_s^1 = k_s \frac{M_1}{h_1}$$

$$\frac{A_s^2}{A_s} K_h = \frac{h_2}{\sqrt{\frac{M_2}{b_1}}} ; k_s ; A_s^2 = k_s \frac{M_2}{h_2}$$

donde $h = d_0 - r$

r = recubrimiento ≈ 5 a 7 cm

A_s^1 = armadura en la dirección 1

A_s^2 = armadura en la dirección 2

Si $M_1 > M_2$ debe ser $h_1 > h_2$ o sea:

$$h_1 = d_0 - r$$

$$h_2 = h_1 - \phi_1$$

ϕ_1 = diámetro de la armadura en la dirección 1.

c) Verificación al punzonado

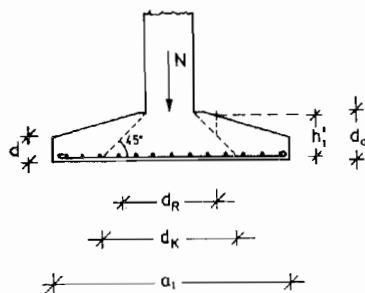


Figura VI.4.

El valor de la tensión de punzonado resulta:

$$\tau_R = \frac{Q_R}{u \cdot h'_m}$$

donde Q_R es el esfuerzo de corte, que se calcula a partir de la carga N que transmite la columna, pero reducida ya que se

supone una expansión de la carga a 45° hasta la última capa de armadura. La expresión de Q_R resulta:

$$Q_R = N - p \frac{\pi \cdot d_K^2}{4}$$

siendo h_1 y h_2 las alturas útiles en cada dirección, se obtienen:

$$h'_m = \frac{h'_1 + h'_2}{2} ; h'_1 = \left(\frac{a_1 - d_R}{a_1 - c_1} \right) (h_1 - d) + d ; h'_2 = \left(\frac{a_2 - d_R}{a_2 - c_2} \right) (h_2 - d) + d$$

$$h_m = \frac{h_1 + h_2}{2} ; u = \pi \cdot d_R ; d_R = c + h_m ; d_K = c + 2h_m$$

valores de c:

Sección circular: $c = \phi_{col}$

Sección rectangular o cuadrada: $c = 1,13 \sqrt{c_1 \cdot c_2}$

para el cálculo, el lado mayor de la columna no puede adoptarse mayor que 1,5 veces el lado menor

$$p = \text{tensión en el terreno supuesta uniforme} = \frac{N}{a_1 \cdot a_2}$$

Una vez determinado el valor de τ_R puede ocurrir:

$$1) \tau_R \leq \gamma_1 \cdot \tau_{011} \left(\frac{0,2}{d_0(m)} + 0,33 \right)$$

no es necesario colocar armadura de corte

Siendo:

τ_{011} = tensión de corte en losas, ver tabla T.57

$$\gamma_1 = 1,6 \cdot \alpha_e \cdot \sqrt{\mu_K(\%)}$$

donde:

$\alpha_e =$	1,0 para acero	$\beta_s = 2,2 \text{ t/cm}^2$
	1,3 para acero	$\beta_s = 4,2 \text{ t/cm}^2$
	1,4 para acero	$\beta_s = 5,0 \text{ t/cm}^2$

$$\mu_K = \frac{A_{sK}}{h_m'(\text{cm}) \cdot d_K(\text{cm})} \quad ; \quad A_{sK} = \frac{A_{sK}^1 + A_{sK}^2}{2}$$

A_{sK} : promedio de las armaduras en las direcciones 1 y 2 que pasan por la zona de $d_K(\text{cm}^2)$

además debe cumplirse que

$$0,5 \leq \left(\frac{0,2}{d_0(m)} + 0,33 \right) \leq 1$$

de no verificar deben adoptarse los valores extremos.

$$2) \gamma_1 \cdot \tau_{011} \left(\frac{0,2}{d_0(m)} + 0,33 \right) < \tau_R \leq \gamma_2 \cdot \tau_{02}$$

donde

τ_{02} : tensión de corte, ver tabla T. 57.

$$\gamma_2 = 0,60 \cdot \alpha_e \cdot \sqrt{\mu_K(\%)}$$

en este caso es necesario colocar armadura de corte, adoptándose como esfuerzo de dimensionamiento $0,75 \cdot Q_R$, luego aproximadamente resulta:

$$A_s = \frac{0,75 \cdot Q_R}{\beta_s / 1,75} = 1,31 \cdot \frac{Q_R}{\beta_s}$$

$$3) \tau_R > \gamma_2 \cdot \tau_{02}$$

en este caso es necesario redimensionar la base, aumentando la altura.

Desde el punto de vista económico es preferible elegir d_0 de modo que se cumpla la primera condición, para que no sea necesario colocar armadura de corte.

VI.2.2.2. - ACCIÓN EN LA BASE: N, M

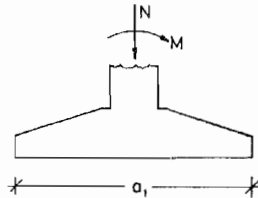


Figura VI.5.

Supongamos la base de la figura VI.5. sometida a los esfuerzos N y M . Llamando $e = \frac{M}{N}$ se distinguen 2 casos I) $e < \frac{a_1}{6}$ II) $e > \frac{a_1}{6}$
 I) $e < \frac{a_1}{6}$

a) Verificación de la tensión en el terreno

La distribución de tensiones en el terreno resulta trapezoidal, ya que N cae dentro del núcleo central de la base y el

suelo está comprimido en todos sus puntos. Luego eligiendo a_1 y a_2 se verifica la tensión en el terreno:



Figura VI.6.

siendo $P = N + N_g + N_t$ resulta

$$\sigma_1 = \frac{P}{F} + \frac{M_1}{W_1} = \frac{P}{a_1 \cdot a_2} + 6 \frac{Pe}{a_1^2 \cdot a_2} = \frac{P}{a_1 \cdot a_2} \left(1 + \frac{6e}{a_1} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{F} - \frac{M_1}{W_1} = \dots = \frac{P}{a_1 \cdot a_2} \left(1 - \frac{6e}{a_1} \right)$$

siendo $\sigma_1 > \sigma_2$ se debe verificar que:

$$\sigma_1 < \sigma_{\text{adm}}$$

de no verificar es necesario redimensionar la base

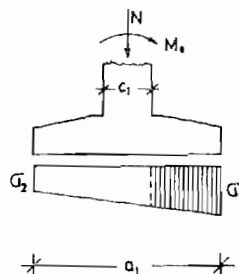
b) Determinación de los esfuerzos en la zapata. Dimensionamiento.

Figura VI.7.

Para el cálculo de sollicitaciones en la base no se toma en cuenta el peso propio de la base ni el de la tierra, luego:

$$e = \frac{M_1}{N}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a_1 \cdot a_2} \left(1 + \frac{6e}{a_1} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a_1 \cdot a_2} \left(1 - \frac{6e}{a_1} \right)$$

momento en la dirección a_1

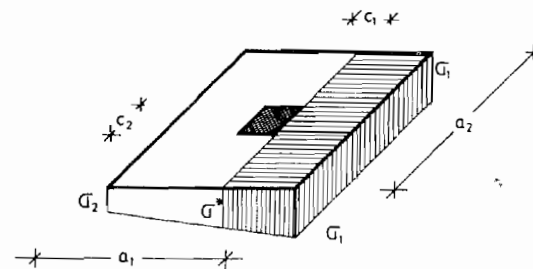


Figura VI.8.

En la Figura VI.8. se muestra el volumen de tensiones a considerar para el cálculo de M_1 .

$$d_1 = \frac{a_1 - c_1}{2}$$

$$d_2 = \frac{a_2 - c_2}{2}$$

$$\sigma^* = \sigma_1 - (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \frac{d_1}{a_1}$$

$$M_1 = \frac{\sigma^* \cdot d_1^2 \cdot a_2}{2} + (\sigma_1 - \sigma^*) \cdot \frac{d_1^2}{3} \cdot a_2$$

operando resulta:

$$M_1 = \frac{a_2 \cdot d_1^2}{6} \cdot (\sigma^* + 2 \sigma_1)$$

momento en la dirección a_2

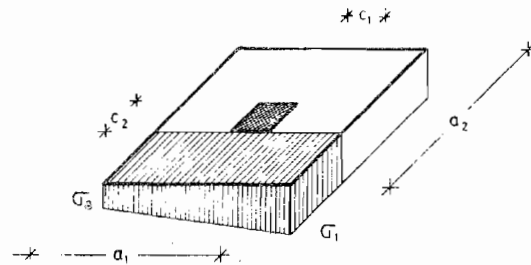


Figura VI.9.

En la Figura VI.9. se muestra el volumen de tensiones a considerar para el cálculo de M_2 .

$$M_2 = \frac{a_1 \cdot d_2^2}{4} (\sigma_1 + \sigma_2)$$

Dimensionamiento

$$\frac{A_s^1}{K_h} = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{M_1}{b_2}}} ; \quad k_s ; \quad A_s^1 = k_s \frac{M_1}{h_1}$$

$$\frac{A_s^2}{K_h} = \frac{h_2}{\sqrt{\frac{M_2}{b_1}}} ; \quad k_s ; \quad A_s^2 = k_s \frac{M_2}{h_2}$$

$$\text{II) e) } \frac{a_1}{6}$$

a) verificación de la tensión en el terreno

En este caso se obtiene una distribución triangular de las tensiones en el terreno, ya que la carga N cae fuera del núcleo central de la base. Sólo parte del terreno está comprimido y el resto no soporta esfuerzo ya que no hay "zona de tracción" pues el terreno no puede reaccionar. (Fig. VI.10)

$$P = N + N_q + N_f$$

$$e = \frac{M_1}{P}$$

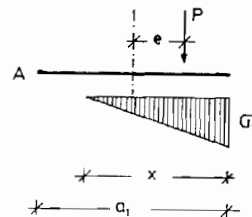


Figura VI.10

determinación de x y σ_1 :

el volumen de tensiones σ_1 debe ser tal que equilibre los esfuerzos P y $P \cdot e$:

$$\frac{\sigma_1 \cdot x \cdot a_2}{2} = P \quad (1)$$

$$\frac{\sigma_1 \cdot x \cdot a_2}{2} \left(\frac{2}{3} \cdot x + a_1 - x \right) = \frac{\sigma_1 \cdot x \cdot a_2}{2} \left(a_1 - \frac{x}{3} \right) = P \left(e + \frac{a_1}{2} \right) \quad (2)$$

(1) ec. de proyección de fuerzas

(2) ec. de momentos respecto del punto A.

de la ecuación (1) se obtiene que

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot P}{a_2 \cdot x}$$

reemplazando en (2)

$$\frac{2 \cdot P}{a_2 \cdot x} \cdot \frac{x \cdot a_2}{2} \left(a_1 - \frac{x}{3} \right) = P \left(e + \frac{a_1}{2} \right)$$

de donde resulta

$$x = 3 \left(\frac{a_1}{2} - e \right)$$

obtenido el valor de x verificamos la tensión en el terreno

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot P}{a_2 \cdot x} < \sigma_{\text{adm}}$$

Es importante señalar que se admite como mínimo que la mitad del terreno esté comprimido, o sea que el valor máximo de e resulta:

$$e < \frac{a_1}{3}$$

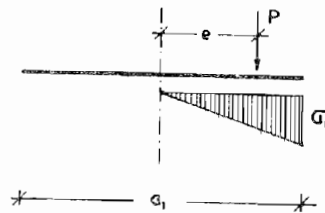


Figura VI.11.

b) Determinación de los esfuerzos en la zapata. Dimensionamiento.

Llamando

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot N}{a_2 \cdot x}$$

$$d_1 = \frac{a_1 - c_1}{2}$$

$$d_2 = \frac{a_2 - c_2}{2}$$

$$x = 3 \left(\frac{a_1}{2} - e \right)$$

$$e = \frac{M_1}{N}$$

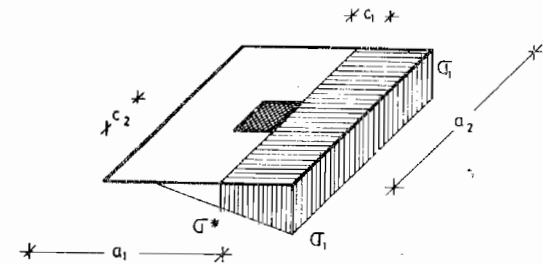
momento en la dirección a_1 

Figura VI.12.

En la Figura VI.12 se observa el volumen de tensiones a considerar para el cálculo de M_1

$$\sigma^* = \sigma_1 \left(1 - \frac{d_1}{x} \right)$$

$$M_1 = \frac{d_1^2 \cdot a_2}{6} (\sigma^* + 2 \cdot \sigma_1)$$

momento en la dirección σ_2

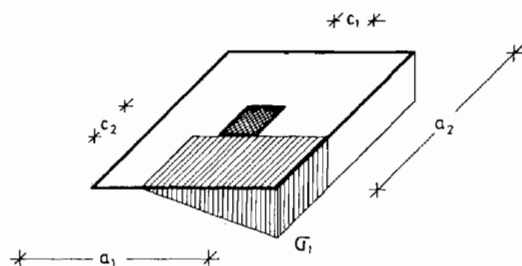


Figura VI.13

En la figura VI.13 se observa el volumen de tensiones a considerar para el cálculo de M_2

$$M_2 = \frac{x \cdot d_2^2}{4} \cdot \sigma_1$$

Dimensionamiento

$$\frac{A_s^1}{K_h} = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{M_1}{b_2}}} ; k_s ; A_s^1 = k_s \cdot \frac{M_1}{h_1}$$

$$\frac{A_s^2}{K_h} = \frac{h_2}{\sqrt{\frac{M_2}{b_1}}} ; k_s ; A_s^2 = k_s \cdot \frac{M_2}{h_2}$$

VI.2.2.3. - ACCIÓN EN LA BASE: N, M_1, M_2

a) Verificación de la tensión en el terreno

La columna que recibe la base, está sometida a flexión compuesta oblicua ($N + M_1 + M_2$), la distribución de tensiones en el terreno es tal que en cada vértice de la superficie de apoyo de la base, el valor de la tensión es diferente.

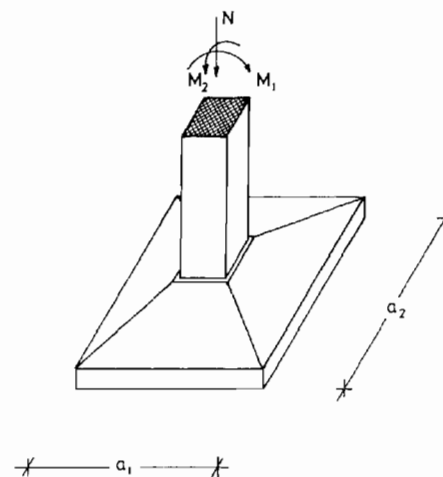


Figura VI.14.

A los efectos de calcular la tensión en el terreno, se adopta un diagrama de tensiones uniforme equivalente según la norma DIN 4017 (Figura VI.15).

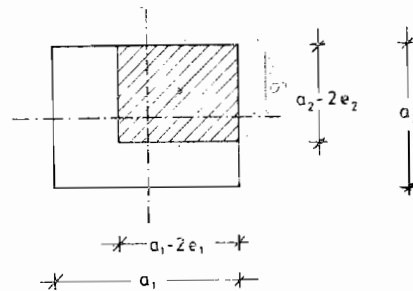


Figura VI.15

Eligiendo previamente a_1 y a_2 y calculando

$$P = N + N_0 + N_1$$

$$e_1 = \frac{M_1}{P} \quad e_2 = \frac{M_2}{P}$$

se pueden determinar los lados del área rayada de la figura VI.15, que resultan

$$a'_1 = a_1 - 2e_1$$

$$a'_2 = a_2 - 2e_2$$

luego se debe cumplir:

$$\sigma = \frac{P}{a'_1 \cdot a'_2} \leq \sigma_{adm}$$

b) Determinación de los esfuerzos en la zapata. Dimensionamiento.

Para obtener los momentos en ambas direcciones, se utiliza el mismo diagrama de tensiones de la Fig.VI.15; denominando,

$$\sigma_c = \frac{N}{a'_1 \cdot a'_2}$$

$$d_1 = \frac{a_1 - c_1}{2}$$

$$d_2 = \frac{a_2 - c_2}{2}$$

resulta:

momento en la dirección a_1

La Figura VI.16 muestra el volumen de tensiones a considerar para el cálculo de M_1

$$M_1 = \sigma_c \frac{a'_2 \cdot d_1^2}{2}$$

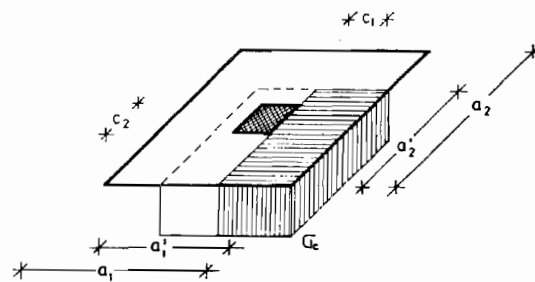


Figura VI.16.

momento en la dirección a_2

La Figura VI.17 muestra el volumen de tensiones a considerar para el cálculo de M_2

$$M_2 = \sigma_c \frac{a_1 \cdot d_2^2}{2}$$

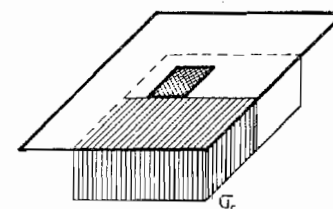


Figura VI.17

Dimensionamiento

$$\frac{A_s^1}{K_h} = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{M_1}{b_2}}} ; k_s ; A_s^1 = k_s \frac{M_1}{h_1}$$

$$\frac{A_s^2}{K_h} = \frac{h_2}{\sqrt{\frac{M_2}{b_1}}} ; k_s ; A_s^2 = k_s \frac{M_2}{h_2}$$

VI.2.2.4. - VERIFICACIÓN AL VOLCAMIENTO Y DESLIZAMIENTO

Ante la acción de pares volcadores es necesario verificar la seguridad al vuelco de la fundación. Tomando momentos respecto de A (Figura VI.18) resulta:

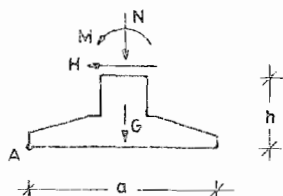


Figura VI.18.

momentos volcadores

$$M_v = M + H \cdot h$$

Se debe cumplir

$$\frac{M_E}{M_v} \geq 1,5$$

momentos estabilizadores

$$M_E = (N + G) \cdot \frac{a}{2}$$

Asimismo ante la acción de cargas horizontales se debe verificar la seguridad al deslizamiento de la base. Para suelos sin cohesión (arenas), el coeficiente de seguridad resulta:

$$\frac{(N + G) \operatorname{tg} \varphi}{H} \geq 1,5$$

φ ángulo de fricción interna del terreno.

Para suelos cohesivos (arcillas) resulta:

$$\frac{c \cdot a_1 \cdot a_2}{H} \geq 1,5$$

c : cohesión del terreno (t/m^2)

VI.2.2.5. - DISPOSICIONES GENERALES

a) altura del talón de base (d)

$$d \geq 15 \text{ cm}$$

b) altura total de base (d_o)

Se debe elegir de modo de cumplir dos condiciones:

- condición de rigidez de la base (distribución uniforme de tensiones en el terreno).
- que no resulte necesario colocar armadura de corte.

$$\tau_R \leq \gamma_1 \cdot \tau_{011} \cdot \left(\frac{0,2}{d_0(m)} + 0,33 \right)$$

c) dimensiones b_1 , b_2

Deben ser tales que sea posible apoyar el encofrado de la columna, en general:

$$b_1 = c_1 + 5 \text{ cm}$$

$$b_2 = c_2 + 5 \text{ cm}$$

d) Los recubrimientos de las armaduras deben ser importantes en el orden de 5 a 7 cm, en general el diámetro de barras debe ser $10 \leq \emptyset \leq 16$ y la separación máxima entre barras no debe superar los 20 cm; con estas disposiciones se trata de evitar fisuras excesivas de modo de prevenir la corrosión de armaduras.

Si la superficie de apoyo de la base es cuadrada, se puede repartir la armadura, uniformemente y paralela a los lados del cuadrado.

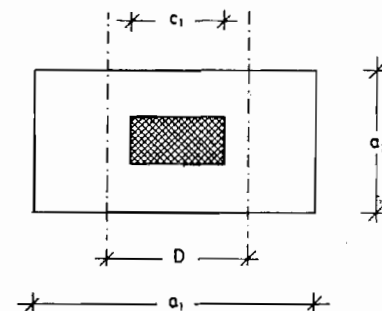


Figura VI.19.

En bases rectangulares se presentan 2 casos, ver figura VI.19 donde $a_1 > a_2$

$$1) a_2 > c_1 + 2 \cdot d_0$$

La armadura A_s^2 se debe colocar en 2 zonas, en la parte central de ancho

$$D = a_2$$

se debe colocar una fracción de armadura igual a

$$A_{sD} = A_s^2 \frac{2 \cdot a_2}{(a_1 + a_2)}$$

En las zonas de ancho $\frac{a_1 - D}{2}$ se ubica el resto de la armadura, $A_s^2 - A_{sD}$

$$2) a_2 < c_1 + 2 d_0$$

En este caso la zona central tiene un ancho

$$D = c_1 + 2 d_0$$

y en esa zona se coloca una fracción de armadura igual a

$$A_{sD} = A_s^2 \frac{2(c_1 + 2 d_0)}{a_1 + c_1 + 2 d_0}$$

y el resto de la armadura $A_s^2 - A_{sD}$ se ubica uniformemente en las zonas de ancho $\frac{a_1 - D}{2}$. En ambos casos la armadura A_s^1 se reparte en forma uniforme en todo el ancho a_2

En las bases que reciben columnas o tabiques de hormigón se deben colocar armaduras de espera que coincidan en diámetro, cantidad y ubicación con las armaduras de las columnas y

tabiques, esta armadura de espera debe llegar hasta el fondo de la base, apoyando sobre la armadura de la misma.

$$e \geq 50 \cdot \phi_1$$

ϕ_1 diámetro de las barras verticales de la columna o tabique en cm.

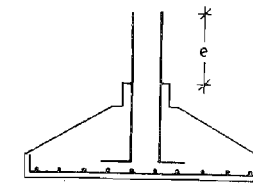


Figura VI.20.

VI.2.3. - ZAPATA EXCÉNTRICA

Cuando se trata de columnas ubicadas en paredes medianeras, donde no es posible emplear bases centradas, debe recurrirse a otro tipo de solución.

Si la columna está sometida a cargas de moderada magnitud, la zapata aislada excéntrica es la solución más simple y económica. Si por el contrario las cargas son importantes o la

columna está sometida a momentos es preferible la solución mediante bases combinadas o base con viga cantilever.

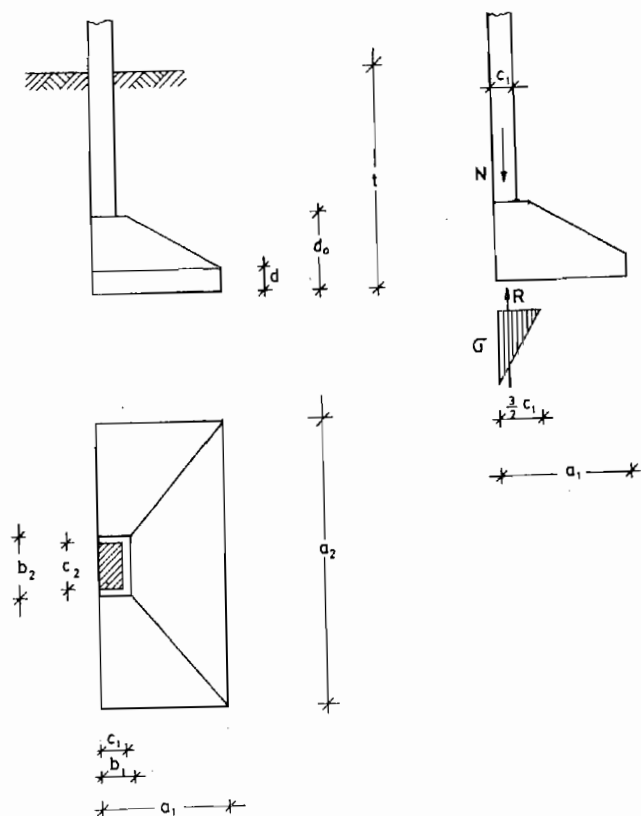


Figura VI.21

Este tipo de base sólo puede transmitir la carga hacia un lado de la columna, si ésta es muy flexible sólo una parte del ancho de la base colabora, coincidiendo la recta de acción de N con la resultante del diagrama de tensiones.

Como se ve en la Figura VI.22 no aparecen momentos pues resulta:

$$R = \frac{3}{4} \cdot \sigma \cdot c_1 \cdot a_2 \equiv N$$

sin embargo este esquema no es económico ya que se debe cumplir que $\sigma < \sigma_{adm}$ donde

$$\sigma = \frac{N}{\frac{3}{4} \cdot c_1 \cdot a_2}$$

vale decir que el valor de σ depende únicamente de a_2 , ya que N y c_1 son constantes.

A fin de que colabore una parte mayor o todo el ancho a_1 es necesario dimensionar la columna a flexión compuesta.

Se toma entonces la base de la figura VI.23 sometida a una carga N , suponiendo una distribución de tensiones uniforme en el terreno.

Figura VI.22

232.

se debe verificar que:

$$\sigma = \frac{P}{\alpha \cdot a_1^2} \ll \sigma_{fadm}$$

se puede hacer el proceso inverso, determinado α se calcula

a_1 :

$$a_1 = \sqrt{\frac{P}{\alpha \cdot \sigma_{fadm}}}$$

luego

$$a_2 = \alpha \cdot a_1$$

b) Determinación de los esfuerzos en la zapata. Dimensionamiento.

dirección a_1

$$M_1 = \frac{N}{a_1} \cdot \frac{(a_1 - c_1)^2}{2} \quad (\text{tm})$$

dirección a_2

$$M_2 = \frac{N}{a_2} \cdot \frac{(a_2 - c_2)^2}{8} \quad (\text{tm})$$

233.

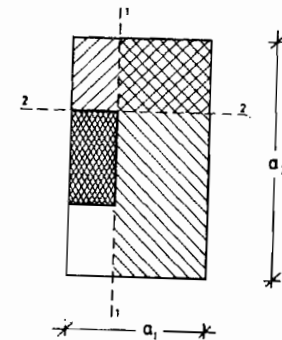


Figura VI.24

dimensionamiento

$$\frac{A_s^1}{K_h} = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{M_1}{b_2}}} \quad ; \quad k_s \quad ; \quad A_s^1 = k_s \cdot \frac{M_1}{h_1}$$

$$\frac{A_s^2}{K_h} = \frac{h_2}{\sqrt{\frac{M_2}{b_1}}} \quad ; \quad k_s \quad ; \quad A_s^2 = k_s \cdot \frac{M_2}{h_2}$$

h_1 ; h_2 ; b_1 ; b_2 deben cumplir las condiciones generales dadas para zapatas centradas.

c) Dimensionamiento de la columna

De acuerdo a lo visto, el momento M' debe ser absorbido por la columna. La distribución de momentos en la misma (Figura VI.23) depende de la rigidez relativa a flexión de columna y viga; si ésta es poco rígida frente a la columna se puede adoptar el esquema I, si por el contrario existe rigidez suficiente se adopta el esquema II.

La columna se dimensiona a flexión compuesta tal cual lo visto en el capítulo II, a su vez a los efectos de darle mayor rigidez a la flexión a nivel del fuste de la base, en algunos casos, cuando el espacio lo permita, se ensancha la columna aumentando de ese modo su inercia, figura VI.25.

En los ejemplos anteriores el tensor se materializaba a una altura h , pudiendo coincidir con una viga del edificio, la cual se deberá dimensionar a flexo-tracción.

Si se desea disminuir el momento en la columna se puede colocar un tensor al nivel del fuste de la base que se une a otra base, debiéndose verificar esta última al deslizamiento. En la figura VI.26 se observa esta solución, con los diagramas de mo

mentos flexores en la columna para los esquemas I y II (columna articulada o columna empotrada) ya explicados; el momento de dimensionamiento es $\frac{N \cdot e}{2}$

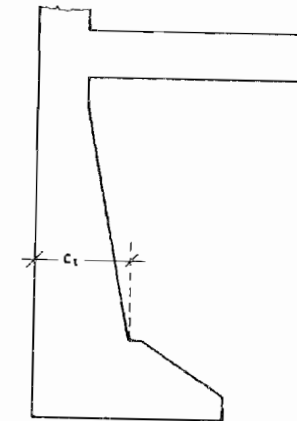


Figura VI.25

d) Esfuerzo en tensores y de deslizamiento en la base

Se presentan dos casos de acuerdo a la ubicación del tensor.

CASO 1 (Figura VI.23)

ESQUEMA I

$$F = \frac{M}{h}$$

ESQUEMA II

$$F = 1,5 \cdot \frac{M}{h}$$

CASO 2 (Figura VI.26)

ESQUEMA I

$$F = 1,5 \frac{M}{h_1} + \frac{M}{2 \cdot h_2}$$

ESQUEMA II

$$F = 1,5 \frac{M}{h_1} + 0,75 \frac{M}{h_2}$$

La verificación al deslizamiento se efectúa de acuerdo a lo explicado en el punto VI.2.2.4 y los tensores se dimensionan con el procedimiento desarrollado en el capítulo VII.

VI.2.4. - ZAPATA DOBLEMENTE EXCÉNTRICA

Esta zapata se utiliza para columnas de esquina, las hipótesis y proceso de cálculo son similares a las explicadas para bases excéntricas, sólo que en este caso aparecen excentricidades en las dos direcciones, que provocan flexión oblicua en la columna, siendo necesario materializar tensores en dos direcciones.

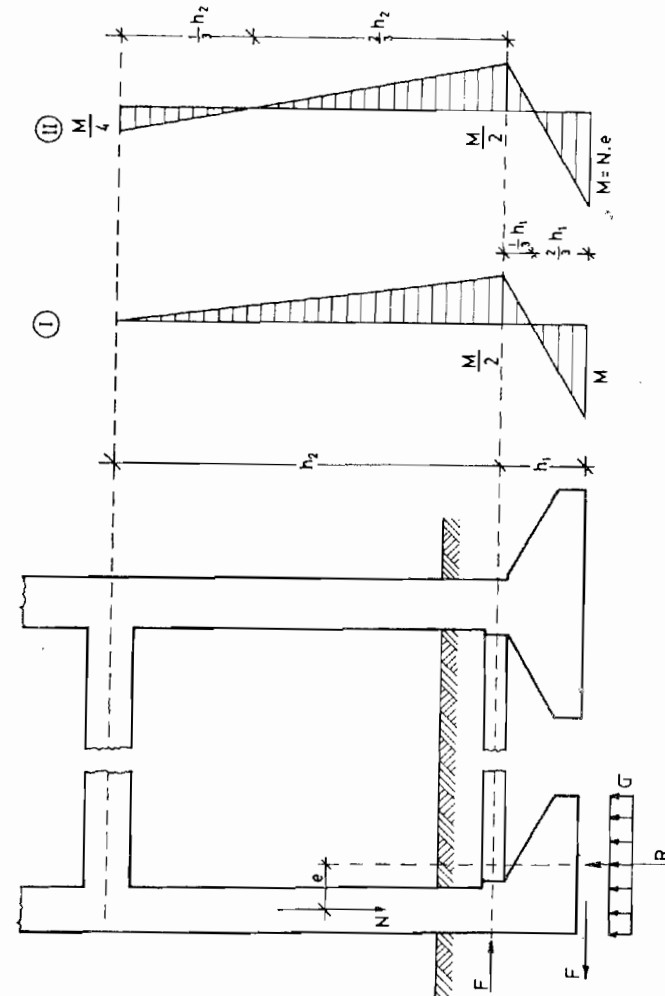


Figura VI.26.

En la figura VI.27 se observa una base para columna de esquina con sus dimensiones, y el diagrama de tensiones uniforme σ sobre el terreno; su resultante R y la carga N de la columna no coinciden, apareciendo en las direcciones de a_1 y a_2 las excentricidades e_1 y e_2 que provocan un par de momentos

$$M_1 = N \cdot e_1$$

$$M_2 = N \cdot e_2$$

que deben ser absorbidos por la columna. Estos momentos se equilibran mediante el esfuerzo producido por el frotamiento entre suelo y base, y tensores a una altura h .

Proceso de cálculo

a) Verificación de la tensión en el terreno

$$P = N + N_g + N_i \quad \alpha = \frac{a_2}{a_1}$$

$$\sigma = \frac{P}{\alpha \cdot a_1^2} \quad \sigma_{adm}$$

en general es conveniente que la relación $\frac{a_2}{a_1}$ sea igual a la relación $\frac{c_2}{c_1}$

b) Determinación de los esfuerzos en la zapata

dirección a_1

$$M_1 = \frac{N}{a_1} \cdot \frac{(a_1 - c_1)^2}{2} \quad (tm)$$

dirección a_2

$$M_2 = \frac{N}{a_2} \cdot \frac{(a_2 - c_2)^2}{2} \quad (tm)$$

c) Dimensionamiento de la columna

La columna está sometida a flexión compuesta oblicua, los momentos flexores dependerán de la ubicación de los tensores y si se trata de esquema I (articulado) o esquema II (empotrado). Llamando $M_1 = N \cdot e_1$ y $M_2 = N \cdot e_2$ resultan:

	CASO 1 (FIGURA VI. 23)		CASO 2 (FIGURA VI. 26)	
	ESQUEMA I	ESQUEMA II	ESQUEMA I	ESQUEMA II
M'_1	$N \cdot e_1 \cdot \frac{h - d_0}{h}$	$N \cdot e_1 \cdot \frac{h' - d_0}{h'}$	$\frac{N \cdot e_1}{2}$	$\frac{N \cdot e_1}{2}$
M'_2	$N \cdot e_2 \cdot \frac{h - d_0}{h}$	$N \cdot e_2 \cdot \frac{h' - d_0}{h'}$	$\frac{N \cdot e_2}{2}$	$\frac{N \cdot e_2}{2}$

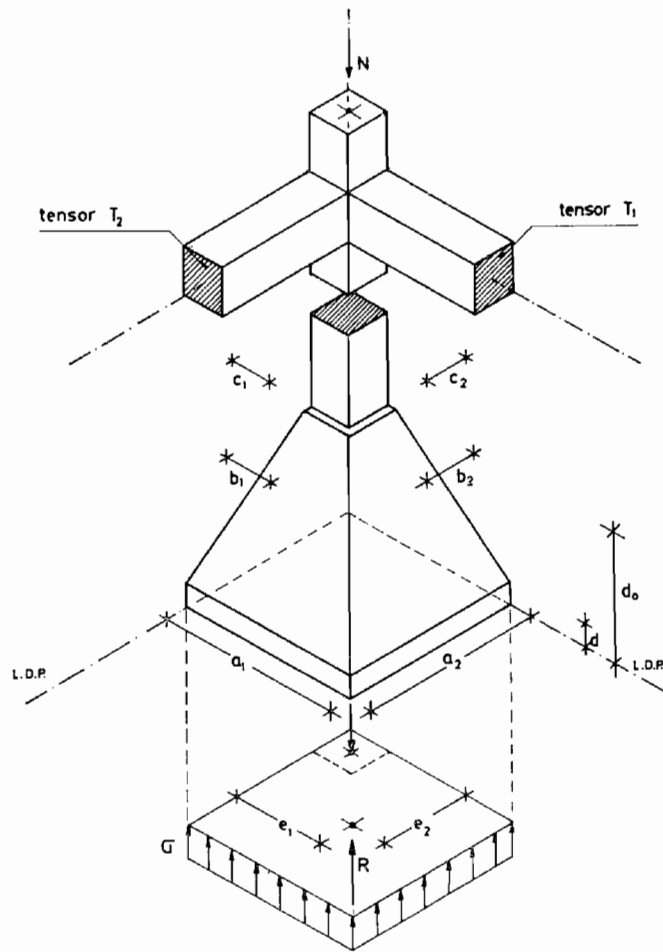


Figura VI.27.

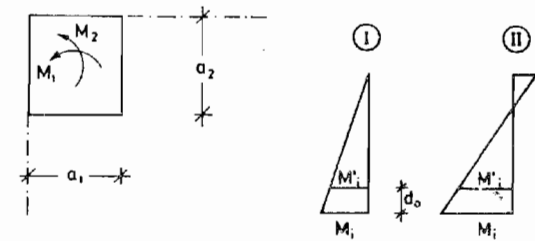


Figura VI.28.

d) Esfuerzo en tensores y de deslizamiento en la base

CASO 1 (Figura VI.23)

ESQUEMA I $F_1 = \frac{M_1}{h}$; $F_2 = \frac{M_2}{h}$

ESQUEMA II $F_1 = 1,5 \frac{M_1}{h}$; $F_2 = 1,5 \frac{M_2}{h}$

CASO 2 (Figura VI.26)

ESQUEMA I $F_1 = 1,5 \cdot \frac{M_1}{h_1} + \frac{M_1}{2 \cdot h_2}$; $F_2 = 1,5 \frac{M_2}{h_1} + \frac{M_2}{2 \cdot h_2}$

ESQUEMA II $F_1 = 1,5 \frac{M_1}{h_1} + 0,75 \frac{M_1}{h_2}$, $F_2 = 1,5 \frac{M_2}{h_1} + 0,75 \frac{M_2}{h_2}$

VI.2.5. - OTRA SOLUCIÓN PARA ZAPATA DE COLUMNA MEDIANERA

La fundación de una columna de medianera puede ser realizada con una zapata centrada mediante desviación del eje longitudinal de la columna como muestra la figura VI.29.

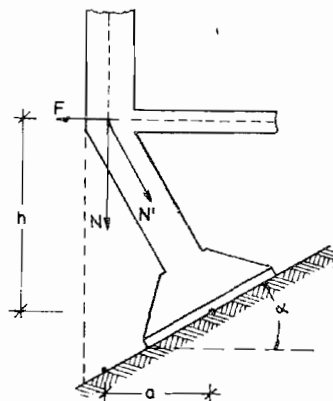


Figura VI.29.

$$\alpha \leq 15^\circ$$

$$\frac{a}{h} = \operatorname{tg} \alpha$$

$$F = N \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

$$N' = \frac{N}{\cos \alpha}$$

Es conveniente utilizar zapatas rectangulares, cuyo lado menor esté dispuesto en sentido normal a la medianera.

El esfuerzo transversal necesario para desviar la carga vertical transmitida por la columna debe ser soportado por un tensor convenientemente anclado.

Para evitar fuertes cargas en el tensor y esfuerzos secundarios originados por el monolitismo, es aconsejable que el ángulo de desviación de la columna α sea inferior a 15° . El plano de asiento de la base formará con la horizontal un ángulo igual al de desviación de la columna.

VI.3. - ZAPATAS COMBINADAS

Si la distancia entre columnas vecinas es tan reducida que las respectivas bases se superponen o quedan muy próximas entre sí, convendrá reemplazarlas por una base única. Las za

244.

patas de esta clase, que reciben la carga conjunta de dos o más columnas se denominan zapatas combinadas.

El empleo de bases aisladas tampoco resulta prácticamente factible en columnas de medianera, según se ha visto, cuando están sometidas a cargas considerables; en estos casos

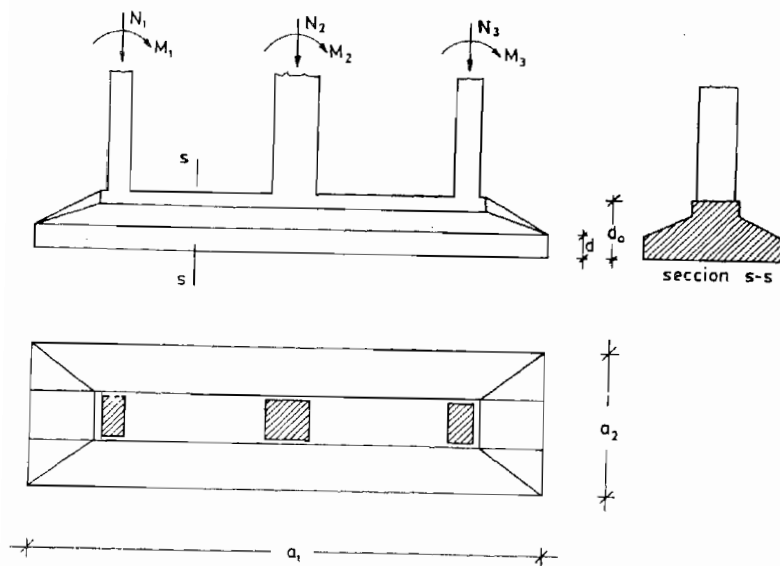


Figura VI.30.

245.

debe recurrirse a zapatas combinadas o bien a bases con viga cantilever.

Cuando la rigidez de la base es grande se puede suponer una distribución uniforme o lineal de las tensiones en el terreno partiendo de la expresión

$$\sigma = \frac{\sum N}{F} \pm \frac{\sum M}{W}$$

Como ejemplo tomemos la zapata de la Figura VI.31.

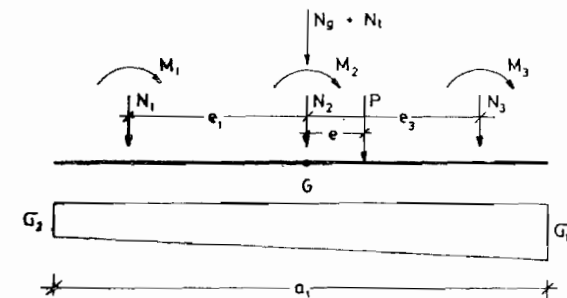


Figura VI.31.

tomando momentos respecto del baricentro G de la zapata resulta

$$e = \frac{N_3 \cdot e_3 - N_1 \cdot e_1 + M_1 + M_2 + M_3}{P}$$

donde,

$$P = N_0 + N_1 + N_2 + N_3$$

luego las tensiones en el terreno resultan:

$$\sigma_1 = \frac{P}{a_1 \cdot a_2} \left(1 \pm \frac{6e}{a_1} \right)$$

$$\sigma_2$$

donde debe ser

$$\sigma_1 \leq \sigma_{adm}$$

En general resulta conveniente que la recta de acción de la resultante de cargas verticales P pase por el baricentro de la base; por ejemplo si los momentos M_1 , M_2 y M_3 son producidos por acción del viento, es beneficioso tanto para el terreno como para la base, que la zapata sea centrada respecto de la resultante P debida únicamente a peso propio de base, de tierra y a las reacciones en columna provocadas por cargas permanen

tes y sobrecargas accidentales sin considerar el viento.

Otro modo de centrar la base es variar su ancho, ya sea en forma lineal, o con anchos diferentes en distintas zonas, como por ejemplo las zapatas de la Figura VI.32.

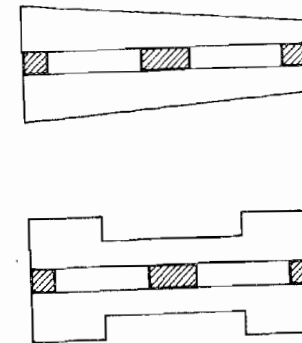


Figura VI.32.

Para calcular los esfuerzos en la zapata de la figura VI.31, se calcula primeramente el valor de e :

$$e = \frac{N_3 \cdot e_3 - N_1 \cdot e_1 + M_1 + M_2 + M_3}{\sum N}$$

llamando $\sum N = N_1 + N_2 + N_3$, resulta:

$$\sigma_1 = \frac{\sum N}{a_1 \cdot a_2} \left(1 \pm \frac{6e}{a_1} \right)$$

$$\sigma_2$$

Las solicitaciones en el sentido longitudinal son absorbidas por la zapata como una viga de ancho b_0 y altura d_0 apoyada en las columnas (Figura VI.33).

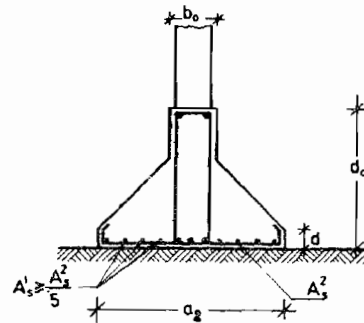


Figura VI.33.

En la Figura VI.34 se pueden apreciar los diagramas de cargas, corte y momentos flexores de la zapata combinada del ejemplo.

Es importante señalar que no deben obtenerse las solicitaciones en la zapata resolviendo una viga continua apoyada en las columnas, ya que en este caso se conocen de antemano las

reacciones en los apoyos; se deben calcular M y Q suponiendo la zapata como un cuerpo cargado con el diagrama $q_1 = \sigma_1 \cdot a_2$ y con las descargas de columnas.

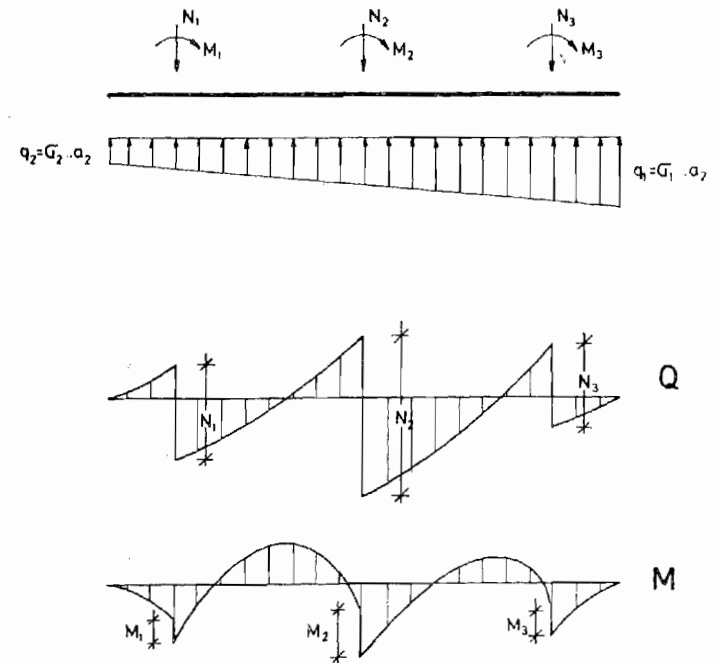


Figura VI.34.

Una vez determinadas las solicitaciones M y Q se procede al cálculo de las armaduras de flexión y corte tal cual lo explicado para vigas en el capítulo IV.

En el sentido transversal de la zapata se debe calcular el momento en los voladizos de la base de acuerdo a lo explicado para bases centradas.

Si $\sigma \approx \text{cte.}$ y con un ancho $a_2 = \text{cte.}$ resulta:

$$M_2 = \sigma \frac{(a_2 - b_0)^2}{8} \quad (\text{tm/m})$$

Si $\sigma \neq \text{cte.}$, $\sigma_1 \gg \sigma_2$ y el ancho a_2 no resulta constante, se deberá dividir la longitud a_1 en fajas, calcular los correspondientes M_2 y dimensionar para cada una la armadura correspondiente A_s^2 . Asimismo se debe colocar en la zapata una armadura longitudinal A_s^1 , que no resulte menor que $\frac{A_s^2}{5}$, ver Figura VI.33.

Las disposiciones generales para vigas y bases ya citadas son válidas para zapatas combinadas, debiéndose cuidar como en toda fundación los límites de fisuración.

Asimismo si es necesario doblar barras para absorber

esfuerzos de corte, es preferible hacerlo en ángulos de 60° dado que las vigas de fundación son de altura importante.

La Figura VI.35 muestra la distribución de armaduras típica en este tipo de base.

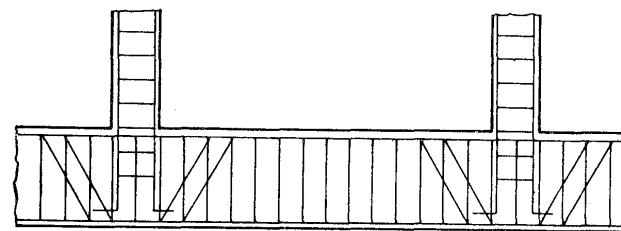


Figura VI.35.

VI.4. - ZAPATA CON VIGA CANTILEVER

En este tipo de base, la zapata correspondiente a la columna exterior (columna de medianera) está vinculada a la columna interior más próxima mediante una viga, solidaria con dicha zapata. La función de la viga consiste en resistir el momen

to flexor producido por la excentricidad de la carga que actúa en la columna exterior con respecto a la reacción del terreno.

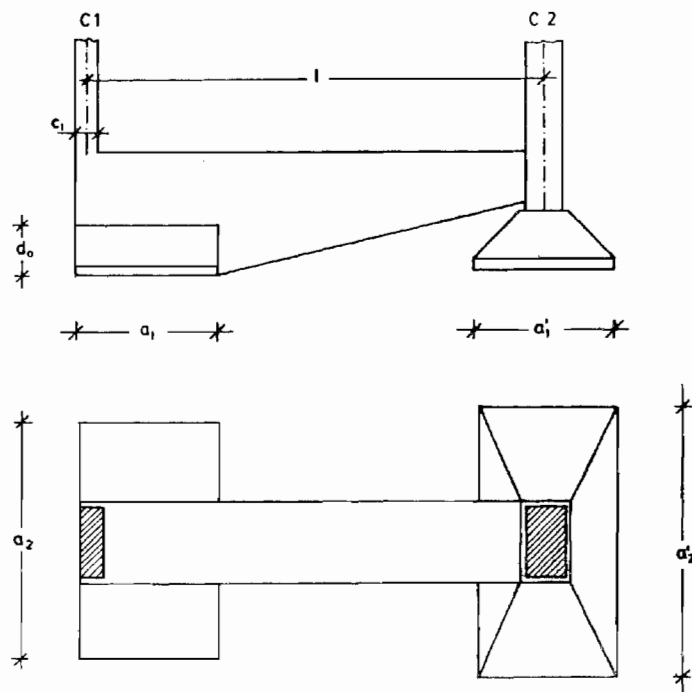


Figura VI.36.

Proceso de cálculo

1) se predimensiona la base excéntrica de modo de obtener a_1

$$F_1 = \frac{\gamma \cdot N_1}{\sigma_{adm}}$$

donde:

F_1 = superficie de la base excéntrica

N_1 = carga de la columna C_1

σ_{adm} = tensión admisible del terreno

γ = coeficiente de mayoración de carga, en general, 1,1 con el fin de tener en cuenta el peso propio de la base y el de tierras.

se adopta una relación de lados $\alpha = \frac{a_2}{a_1}$, en general es aconsejable $\alpha \geq 2$ luego siendo:

$$F_1 = a_1 \cdot a_2 = \alpha \cdot a_1^2$$

resulta

$$a_1 = \sqrt{\frac{F_1}{\alpha}}$$

El esquema de cálculo se observa en la Figura VI.37, del análisis del mismo surge que la viga cantilever, descarga la columna auxiliar C_2 y eleva la carga sobre la base excéntrica, luego el lado a_1 no debe ser excesivamente grande, pues la descarga en C_2 aumentaría.

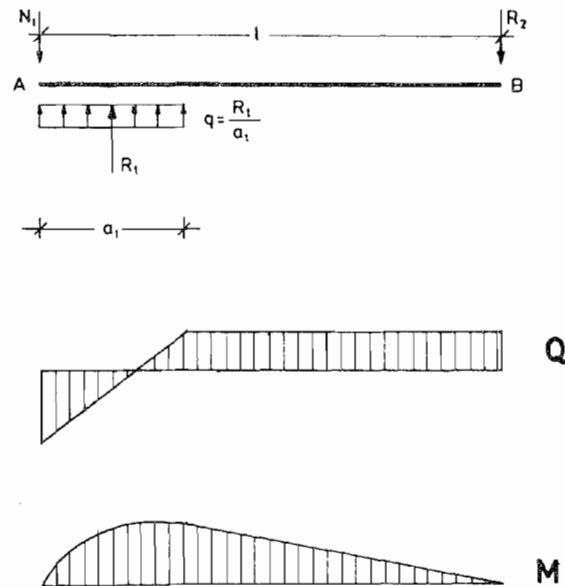


Figura VI.37.

2) tomando momentos respecto de B, se determina R_1

$$R_1 \left(1 - \frac{a_1}{2}\right) = \gamma \cdot N_1 \cdot l$$

$$R_1 = \gamma \cdot N_1 \cdot \frac{l}{\left(1 - \frac{a_1}{2}\right)}$$

se calcula ahora R_2 , reacción en el apoyo B

$$R_2 = R_1 - \gamma \cdot N_1$$

se debe verificar que

$$N_2 \geq 1.5 R_2$$

de lo contrario se debe trabajar con un valor de a_1 menor. Obtenido R_1 podemos ahora determinar a_2 :

$$a_2 = \frac{R_1}{\sigma_{\text{adm}}}$$

3) se procede al cálculo de las solicitaciones en la base excéntrica tal cual lo explicado oportunamente, con $\sigma = \sigma_{\text{adm}}$ como ordenada del volumen de tensiones.

- 4) se procede al dimensionamiento y cálculo de la base centrada, como carga para verificación de las tensiones en el terreno se adopta:

$$N = 1,1 N_2 - 0,5 R_2$$

a la reacción R_2 , se la afecta de un coeficiente de minoración = 0,5. Como carga para el cálculo de las solicitaciones en la base se adopta:

$$N = N_2 - 0,5 \cdot R_2$$

El proceso de cálculo y dimensionamiento se efectúa tal cual lo explicado para bases centradas.

- 5) Se procede al cálculo de solicitaciones en la viga, utilizando el esquema de carga de la Figura VI.37.

Luego se dimensiona la armadura a flexión y corte de acuerdo a lo explicado en el capítulo IV de VIGAS.

La altura de la viga se reduce de modo que al empalmar con la columna central, posea poca inercia transmitiendo un es

fuerzo flexor prácticamente nulo a la columna.

Esta reducción de altura debe ser tomada en cuenta al dimensionar la armadura de flexión y corte, ya que se reduce el brazo elástico y el momento de inercia.

En la Figura VI.38 se muestra la disposición de armaduras típica de una viga cantilever.

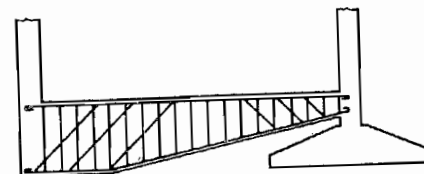


Figura VI.38.

En la base excéntrica, la armadura en la dirección 2, se calcula del modo explicado en el punto VI.2.3.

VI.5. - PLATEAS DE FUNDACIÓN

En los casos en que la presión admisible del terreno es reducida o las cargas actuantes muy elevadas, conviene adoptar como base de fundación, una losa continua que apoya sobre vi

gas invertidas vinculadas a las columnas.

Cuando la rigidez de la estructura de la platea es grande, y las columnas, además de estar distribuidas simétricamente, transmiten cargas muy similares, el cálculo de la platea puede realizarse suponiendo a la misma como un entrepiso de losas y de vigas, invertido, cuya carga sea la reacción del terreno, que puede admitirse como uniformemente repartida en este caso.

Si la platea no es lo suficientemente rígida, o las cargas transmitidas por las columnas no son uniformes, el cálculo deberá efectuarse según la teoría de las fundaciones continuas apoyadas en medios elásticos.

VI.6. - PILOTES

VI.6.1. - INTRODUCCIÓN

Cuando el suelo donde debe fundarse una estructura, alcanza capacidad portante a profundidades muy grandes, mayor de 8 a 10 metros, es preferible utilizar una fundación sobre pilotes en lugar de las zapatas ya descritas. Este tipo de fundación consiste en un cabezal rígido (en general de forma prismática) sobre el cual apoya la columna o tabique o varios a la vez; el cabezal

a su vez transmite dichas cargas a los pilotes que pueden ser verticales o inclinados según el tipo de carga.

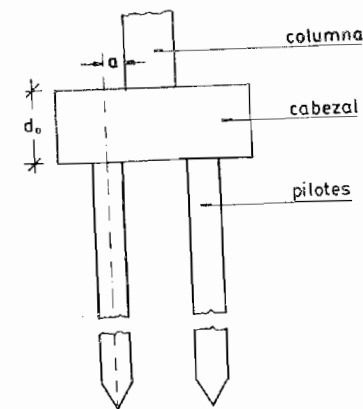


Figura VI.39.

Los pilotes pueden ser:

- prefabricados: Estos pilotes son hincados en el terreno mediante martinete, el diámetro máximo es en general de 60 cm.
- hormigonados in situ se realiza primeramente la perforación en el terreno, para luego colocar la armadura y el hormigón.

En este caso los diámetros pueden ser mucho mayores ya que no existen problemas de transporte ni de hincado.

VI.6.2. - CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE

De acuerdo al tipo de terreno los pilotes transmiten su carga al terreno de dos formas:

- a) de punta: como su nombre lo indica la carga se transfiere a través de la punta del pilote
- b) por fricción: se transmite la carga mediante las fuerzas de fricción entre pilote y suelo.

En general todo pilote transmite su carga parte por punta y el resto por fricción; y su capacidad portante depende de sus dimensiones y de las características del terreno.

Las siguientes son algunas fórmulas aproximadas para el cálculo de la capacidad portante de pilotes.

en arenas

$$Q_u = Q_p + Q_f = 4 \cdot n \cdot \pi \cdot R^2 + \frac{n_m \cdot \pi \cdot R \cdot L}{25} \quad \text{pilotes prefabricados}$$

$$Q_u = Q_p + Q_f = 4 \cdot n \cdot \pi \cdot R^2 + \frac{n_m \cdot \pi \cdot R \cdot L}{50}$$

pilotes hormigonados
in situ

en suelos cohesivos

$$Q_u = Q_p + Q_f = 9 \cdot c_u \cdot \pi \cdot R^2 + 2 \cdot c_0 \cdot \pi \cdot R \cdot L$$

donde:

n = resultado del ensayo de penetración bajo la punta del pilote.

n_m = valor medio del ensayo de penetración normalizada a lo largo del fuste.

c_u = cohesión del suelo.

c_0 = valor de la adherencia suelo-pilote

R = radio del pilote

L = longitud enterrada del pilote

Las cuatro primeras magnitudes - n, n_m, c_u, c_0 - se obtienen del estudio de suelos.

Un modo más acertado para estimar la capacidad portante de un pilote es a través de un ensayo de carga.

Para pilotes hincados suelen utilizarse las fórmulas de hincado. una de ellas es la fórmula holandesa que expresa:

$$Q_{adm} = \frac{W_m \cdot h}{6 \cdot s} \cdot \frac{W_m}{W_m + W_p}$$

W_p : peso del pilote (t)

W_m : peso del martillo (t)

h : altura de caída del martillo en el último golpe (m)

s : rechazo del último golpe del martillo (mm)

Además de verificar la capacidad portante de un pilote es necesario verificar la capacidad de todo el pilotaje. A los efectos de un mejor conocimiento sobre este tema se recomienda recurrir a la bibliografía citada sobre suelos y fundaciones.

VI.6.3. - CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PILOTES Y CABEZAL

El número de pilotes necesarios depende de la capacidad resistente de los mismos, el número mínimo es dos pilotes por cabezal si está arriostrado transversalmente, de lo contrario deben colocarse 3 pilotes por cabezal.

Del mismo modo un cabezal continuo que soporte varias columnas debe poseer doble fila de pilotes si no posee arriostramiento transversal.

En el cálculo de las solicitaciones en los pilotes se presentan dos casos:

a) esquemas isostáticos

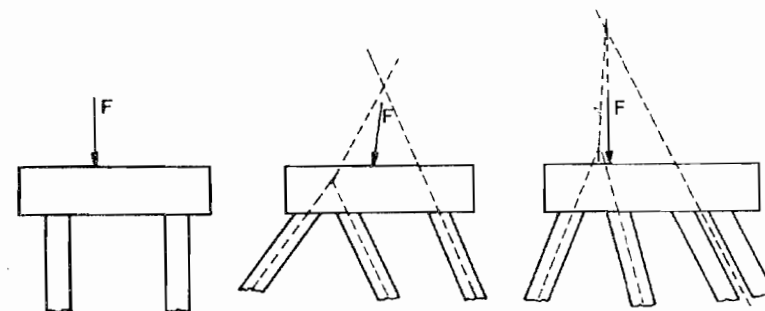


Figura VI.40.

En los tres casos de la Figura VI.40 pueden obtenerse los esfuerzos en cada pilote mediante una descomposición de fuerzas.

b) esquemas hiperestáticos

Dado el siguiente cabezal de 6 pilotes, sobre el cual apoya una columna rectangular que transmite esfuerzos N ; M_x ; M_y y llamando $e_x = \frac{M_x}{N}$; $e_y = \frac{M_y}{N}$ se puede calcular en

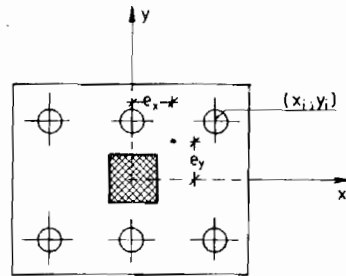


Figura VI.41.

forma aproximada, el esfuerzo en cada pilote mediante la siguiente expresión:

$$P = N \left(\frac{1}{n} + \frac{e_x \cdot x_i}{\sum x_i^2} + \frac{e_y \cdot y_i}{\sum y_i^2} \right)$$

n = número de pilotes

x_i, y_i = coordenadas de cada pilote

Cuando sobre el cabezal actúa una carga horizontal resulta conveniente colocar pilotes inclinados de modo que trabajen a esfuerzos directos y no a flexión, para evitar excesivas defor-

maciones y fisuras peligrosas en el pilote

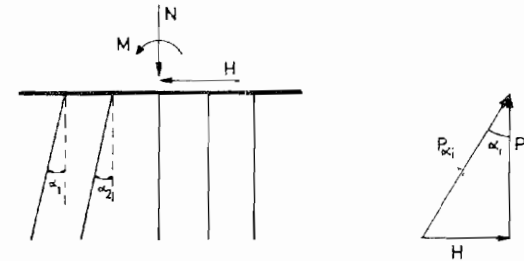


Figura VI.42.

si P_i es la carga por pilote debido a N, M por condición de equilibrio debe ser:

$$\sum P_i \operatorname{tg} \alpha_i = H$$

luego el esfuerzo en cada pilote inclinado resulta,

$$P_{\alpha_i} = \frac{P_i}{\cos \alpha_i}$$

La carga en cada pilote debe ser menor o igual que la capacidad portante de los mismos. En lo posible hay que evitar pilotes que trabajen a tracción.

Los pilotes pueden ser de sección circular, rectangular o anular y deben dimensionarse a compresión pura o a flexión compuesta según el caso.

El recubrimiento mínimo es de 5 cm, diámetro mínimo de barras longitudinales = 12 mm y cuantía mínima = 0,8%.

Como barras transversales se utilizan, en general, esribos en forma de hélice de diámetro mínimo $\phi_h = 6$ mm, con un paso máximo de 12. ϕ_l y no mayor de 30 cm.

Para determinar la armadura del cabezal se calculan los esfuerzos en el mismo suponiéndolo rígido, la condición de rigidez es:

$$d_o > \frac{a}{1,5}$$

donde:

d_o = altura total del cabezal

a = distancia entre filo de columna y el pilote más alejado

La distancia entre ejes de pilotes debe ser mayor o igual que $2,5 d$, siendo d el diámetro del pilote.

La armadura principal del cabezal se puede distribuir en 2 direcciones perpendiculares entre sí, y se obtiene a través de los esfuerzos de tracción en ambas direcciones. Por ejemplo, en la Figura VI.43 se muestra un cabezal de cuatro pilotes, llamando P_i la acción en cada uno de ellos y suponiendo $P_1 > P_2 > P_3 > P_4$ la armadura principal en la dirección x se obtiene a partir de

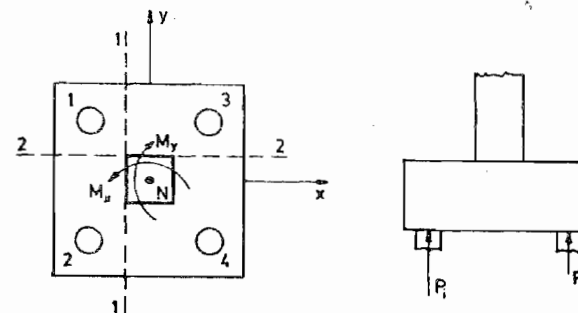


Figura VI.43.

los momentos de las fuerzas P_1 y P_2 respecto del eje 1-1 y la armadura principal en la dirección y , se obtiene a partir de los momentos de las fuerzas P_1 y P_3 respecto del eje 2-2.

Obtenido el momento en cada dirección, el esfuerzo de tracción T resulta:

$$T_i = \frac{M_i}{z}$$

M_i = momento respecto del filo de columna de las cargas en pilotes

$z = 0,85 \cdot h$

r = recubrimiento $\gg 5$ cm

y la armadura

$$A_{s_i} = \frac{T_i}{\sigma_s}$$

con

$$\sigma_s = \beta_s / 1,75$$

Esta armadura debe prolongarse en toda la longitud del cabezal y anclarla convenientemente.

Se debe verificar al corte en las secciones 1-1 y 2-2 adoptando $\tau = \frac{\sum P_i}{b_i z}$. En general es preferible que la altura del cabezal sea lo suficientemente importante, para evitar la armadura de corte, colocando solamente estribos mínimos.

Se debe ubicar sobre las caras del cabezal una armadura de piel con una separación entre barras no mayor de 40 cm y de diámetro $\phi \leq 10$ mm; de este modo se pueden evitar fisuras que aparecen por contracción del hormigón.

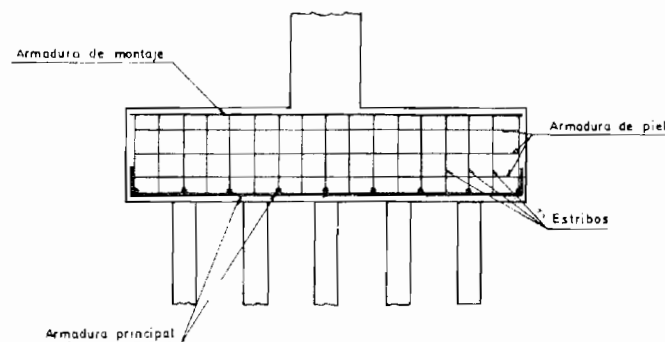
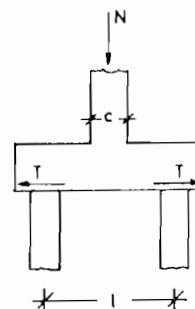


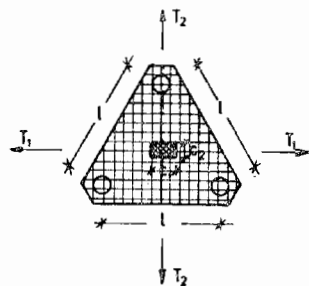
Figura VI.44.

Esfuerzos T_1 y T_2 en diferentes cabezales para carga N

a) Cabezal de dos pilotes

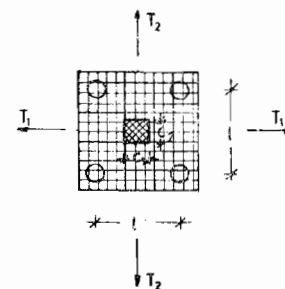


$$T = \frac{N}{4} \cdot \frac{(l - c)}{z}$$

b) Cabezal de tres pilotes

$$T_1 = \frac{N}{6} \cdot \frac{(l - c_1)}{z}$$

$$T_2 = \frac{N}{3 \cdot z} \left(\frac{l}{\sqrt{3}} - \frac{c_2}{2} \right)$$

c) Cabezal de cuatro pilotes

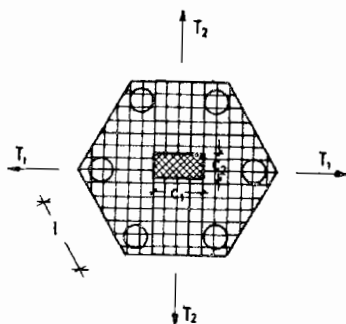
$$T_1 = \frac{N}{4} \cdot \frac{(l - c_1)}{z}$$

$$T_2 = \frac{N}{4} \cdot \frac{(l - c_2)}{z}$$

d) Cabezal de cinco pilotes

$$T_1 = \frac{N}{5} \cdot \frac{(l - c_1)}{z}$$

$$T_2 = \frac{N}{5} \cdot \frac{(l - c_2)}{z}$$

e) Cabezal de seis pilotes

$$T_1 = \frac{N}{6 \cdot z} [2 \cdot l - 1,5 c_1]$$

$$T_2 = \frac{N}{6 \cdot z} [1,73 - c_2]$$

C A P I T U L O VIIELEMENTOS ESTRUCTURALES ESPECIALESVII.1. - MÉNSULA CORTA

Se designa como ménsula corta al elemento estructural en el cual, la distancia a , que va desde la recta de acción de la carga P al empotramiento, resulta menor que z (brazo elástico de la sección) o sea:

$$\frac{a}{z} < 1$$

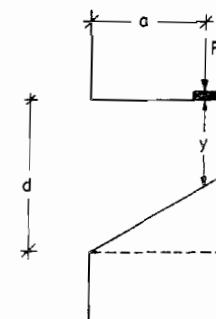


Figura VII.1.

La figura VII.1. muestra los límites geométricos aconsejables para una correcta transmisión de los esfuerzos internos; los valores límites de y son:

$$a \leq y \leq d$$

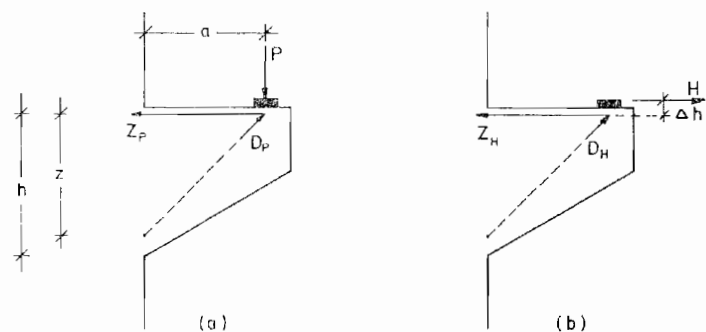


Figura VII.2.

A los efectos del dimensionamiento se supone que la carga P es llevada al empotramiento a través de una fuerza de compresión D_p y una fuerza Z_p de tracción en la parte superior de la ménsula, el valor de Z_p resulta:

$$Z_p = P \frac{a}{z}$$

donde

$$z = 0,85 \cdot h$$

la armadura necesaria resulta:

$$A_s = \frac{Z_p}{\sigma_s} \quad (\text{cm}^2)$$

donde

$$\sigma_s = \frac{\beta_s}{1,75}$$

Si en lugar de la carga vertical P , actúa una fuerza horizontal H el esfuerzo Z resulta:

$$Z_H = H \left(1 + \frac{\Delta h}{z} \right)$$

$$A_s = \frac{Z_H}{\sigma_s}$$

Cuando actúan simultáneamente ($P + H$), el esfuerzo de tracción Z resulta la suma de los valores anteriores o sea,

$$Z = P \frac{a}{Z} + H \left(1 + \frac{\Delta h}{Z} \right)$$

Si las cargas actuantes son importantes es necesario verificar las tensiones de compresión inclinadas que siguen la dirección de D , Figura VII.3.

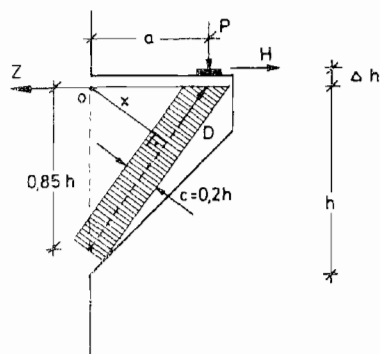


Figura VII.3.

La distancia de la recta de acción de D respecto del punto O es,

$$x = \frac{0,85 \cdot h \cdot a}{\sqrt{0,75 h^2 + a^2}}$$

Luego tomando momentos respecto del punto O , el esfuerzo D resulta

$$D = \frac{P \cdot a + H \cdot \Delta h}{x}$$

La comprobación de la tensión de compresión se efectúa del siguiente modo, en el plano de las fuerzas se adopta como ancho de biela el valor $c = 0,2h$ y se admite como tensión máxima de compresión, suponiendo una distribución rectangular, el valor de $0,95 \sqrt{3_R}$; luego el ancho necesario $b_{nec.}$ de la ménsula corta deberá ser:

$$b_{nec} \geq \frac{\gamma \cdot D}{0,19 \cdot h \cdot \sqrt{3_R}}$$

donde $\gamma = 2,1$

$$\text{o sea } b_{nec} \geq 11 \frac{D}{h \cdot \sqrt{3_R}}$$

La armadura principal debe ubicarse en la parte superior de la ménsula sobre todo el largo a y a partir del borde de empotramiento se debe dejar longitud de anclaje suficiente y en lo posible formando bucle.

Las fuerzas de tracción originadas por las tensiones de

compresión creadas por D deben ser absorbidas mediante estribos horizontales, distribuidos en la altura de la ménsula. Se puede adoptar como armadura de estribos:

$$A_{sE} \geq \frac{1}{3} A_{s\text{principal}}$$

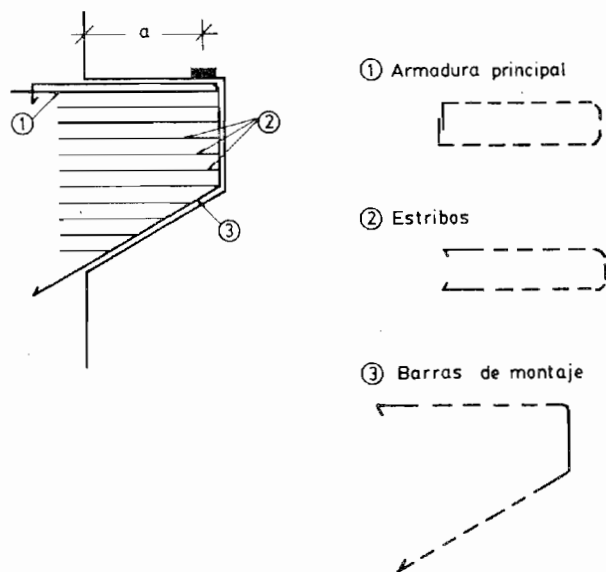


Figura VII.4.

Si la carga P cuelga de la ménsula corta, debe llevarse dicha fuerza hacia arriba mediante una armadura adecuada y con suficiente anclaje, para luego determinar las armaduras princi-

pales de acuerdo a lo explicado.

Si la ménsula corta sirve de apoyo para una viga se puede proceder del siguiente modo, figura VII.5.

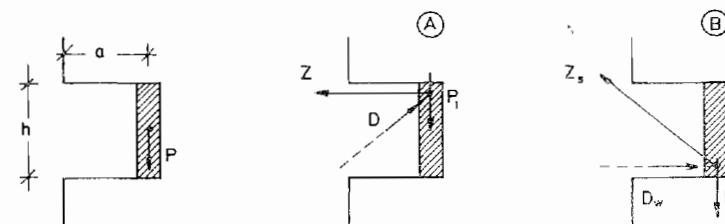


Figura VII.5.

Se supone que una parte de la carga $P_1 = 0,6 \cdot P$ es absorbida mediante el esquema de armado A, que es el explicado anteriormente.

Una carga $P_2 = 0,6 \cdot P$ se supone que cuelga de la ménsula apareciendo en consecuencia una fuerza de tracción inclinada Z_s y una fuerza de compresión D_w horizontal, cuyas magnitudes son:

$$D_w = \frac{P_2 \cdot a}{0,85 \cdot h}$$

$$Z_s = \sqrt{D_w^2 + P_2^2}$$

$$A_s = \frac{Z_s}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{\beta_s}{1,75}$$

En el caso de ménsulas donde $d \geq 2a$, se dimensionará la armadura adoptando como altura de cálculo $h=2a$, medida desde el borde inferior de la ménsula. (Ver Figura VII.6.)

$$Z_p = P \frac{a}{2}$$

siendo,

$$z = 0,85 \cdot h = 0,85 \cdot 2 \cdot a = 1,7 \cdot a$$

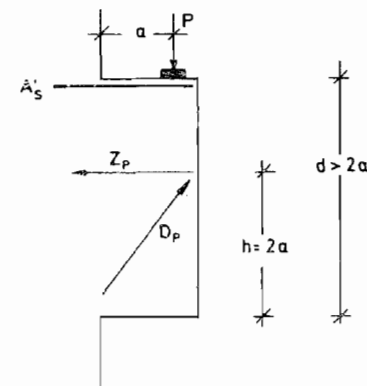


Figura VII.6.

luego

$$Z_p = \frac{P}{1,7}$$

La armadura a colocarse a una altura h , medida desde el borde inferior resulta:

$$A_s = \frac{Z_p}{\beta_s/1,75}$$

En el borde superior debe colocarse una armadura $A_s' = A_s$.

VII.2. - VIGAS DE GRAN ALTURA O VIGAS PARED

Se denomina viga pared al elemento estructural de superficie plana que está sometido a cargas contenidas en su plano, y para el cual no son válidos los principios de vigas esbeltas (con servación de secciones planas).

Se consideran vigas pared a aquellos elementos que cumplen las siguientes condiciones:

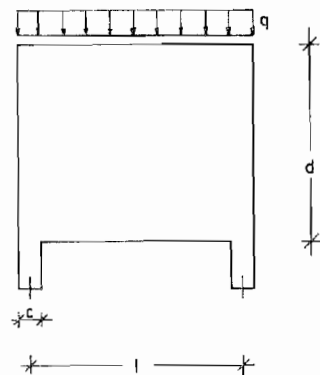


Figura VII.7.

Viga de un tramo -----	$\frac{d}{l} > 0,5$
Viga de 2 tramos o tramo extremo de viga continua --	$\frac{d}{l} > 0,4$
Tramos interiores de vigas continuas -----	$\frac{d}{l} > 0,3$
Ménsulas -----	$\frac{d}{l} > 1$

En vigas pared el brazo elástico Z no resulta igual a $0,85 \cdot h$ como en vigas esbeltas, sino que se obtienen valores menores aumentando de ese modo la armadura.

Los esfuerzos de tracción de tramo y apoyo Z_F y Z_S se pueden determinar mediante el siguiente esquema de cálculo aproximado: se resuelve la estructura, ya sea viga simplemente apoyada, continua o en ménsula, como si fuera una viga esbelta, luego los esfuerzos de tracción Z_F y Z_S resultan:

$$Z_{F_i} = \frac{M_{F_i}}{Z_{F_i}} \quad ; \quad Z_{S_i} = \frac{M_{S_i}}{Z_{S_i}}$$

M_{F_i} = momento flexor en el tramo i

M_{S_i} = momento flexor en el apoyo i

Z_{F_i} = esfuerzo de tracción a tomar con armadura en el tramo i

Z_{S_i} = esfuerzo de tracción a tomar con armadura en el apoyo i

Z_{F_i} = brazo elástico en el tramo i

Z_{S_i} = brazo elástico en el apoyo i

Los valores Z_F y Z_S resultan:

- Vigas de un tramo

$$\text{para } 0,5 < \frac{d}{l} < 1,0 \quad Z_F = 0,3 \cdot d \left(3 - \frac{d}{l}\right)$$

$$\text{para } \frac{d}{l} \geq 1,0 \quad Z_F = 0,6 \cdot l$$

- Vigas de dos tramos y tramos extremos de vigas continuas

$$\text{para } 0,4 < \frac{d}{l} < 1,0 \quad Z_F = Z_S = 0,5 \cdot d \cdot \left(1,9 - \frac{d}{l}\right)$$

$$\text{para } \frac{d}{l} \geq 1,0 \quad Z_F = Z_S = 0,45 \cdot l$$

- Tramos interiores de vigas continuas

$$\text{para } 0,3 < \frac{d}{l} < 1,0 \quad Z_F = Z_S = 0,5 \cdot d \cdot \left(1,8 - \frac{d}{l}\right)$$

$$\text{para } \frac{d}{l} \geq 1,0 \quad Z_F = Z_S = 0,4 \cdot l$$

- Ménsulas

$$\text{para } 1,0 < \frac{d}{l} < 2,0 \quad Z_S = 0,65 \cdot l + 0,1 \cdot d$$

$$\text{para } \frac{d}{l} \geq 2,0 \quad Z_S = 0,85 \cdot l$$

la armadura para tramos y apoyos resulta:

$$A_{s_F} = \frac{Z_F}{\sigma_s} ; \quad A_{s_S} = \frac{Z_S}{\sigma_s}$$

donde

$$\sigma_s = \frac{\beta_s}{1,75}$$

Disposición de la armadura principal de tramo y apoyo

La armadura correspondiente al o los tramos se distribuirá, cualquiera sea el esquema, en una altura

$$h' = 0,1 \cdot l$$

$$h' = 0,1 \cdot d$$

se adopta la menor de las dos.

La armadura correspondiente a los apoyos se distribuirá del siguiente modo:

en apoyos de vigas continuas: Figura VII.8. en sombreado se indica la zona de distribución de armadura A_{s5}

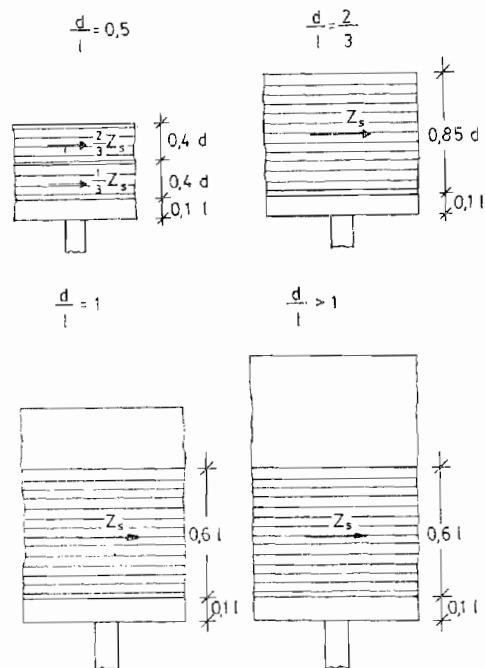


Figura VII.8.

en apoyos de ménsulas: Figura VII.9.

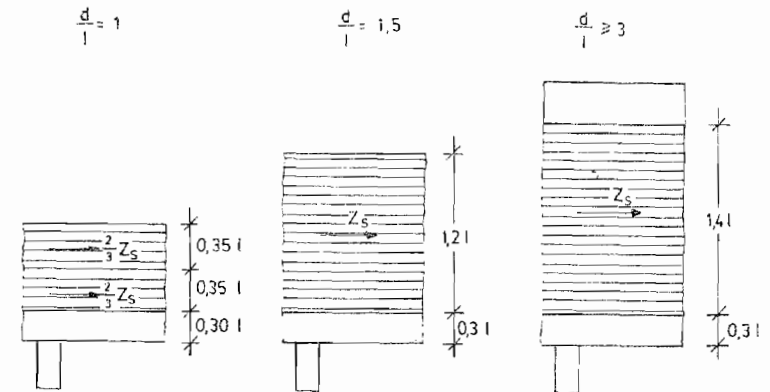


Figura VII.9.

La armadura principal de tramo se prolongará sin reducciones hasta los apoyos.

El 50% de las armaduras de apoyos se prolongarán en toda la luz de los tramos adyacentes, y el resto se llevará en una longitud $\frac{l_i}{3}$ a partir del filo de apoyo sin longitud de anclaje, donde l_i es la luz de tramo adyacente.

El ancho mínimo de las vigas pared es $b = 10$ cm. Deben ser armadas en ambas caras mediante mallas cuya sección mi-

nima/metro debe ser:

para acero BSt 22/34 : $\begin{cases} 2,5 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0008 \text{ b.d} \end{cases}$

para acero BSt 42/50 : $\begin{cases} 1,5 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0005 \text{ b.d} \end{cases}$
50/55

La separación entre barras de la malla debe ser:

$$\begin{aligned} s &< 2 \cdot b \\ \text{ó} \\ s &< 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

Estas mallas ubicadas en cada cara, pueden ser consideradas como parte de la armadura principal.

Todas las cargas suspendidas, -se consideraran como tales las comprendidas en un semicírculo de radio $0,5 \text{ l}$ (ver figura VII.10)-deben ser absorbidas mediante armadura de suspensión convenientemente anclada; puede considerarse como parte de las mismas la armadura cruzada mínima en ambas caras ya citadas.

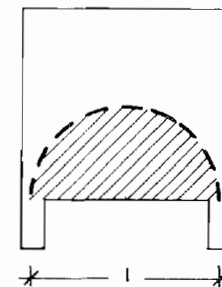


Figura VII.10.

Del mismo modo, es el caso de apoyo de una viga pared sobre otra, deberá colocarse en esta última una armadura de suspensión mediante barras dobladas o estribos calculadas para toda la carga, de modo de asegurar la transmisión de la reacción de una viga a la otra.

Se deben limitar las tensiones principales de compresión en el hormigón, un cálculo aproximado es el siguiente:

Se determina la presión en el apoyo

$$p = \frac{R}{c \cdot b}$$

c = ancho de apoyo, no debe adoptarse mayor que el 20% de la luz menor de las vigas contiguas.

b = ancho de la viga pared.

R = reacción en el apoyo.

luego debe verificarse que

$$\text{para apoyos extremos} \quad p \leq 0,85 \cdot \frac{\beta_R}{2,1}$$

$$\text{para apoyos centrales} \quad p \leq \frac{\beta_R}{2,1}$$

Si la viga pared apoya en forma indirecta, o sea, no apoya sobre columna o tabique, se debe reforzar en el apoyo una zona cuadrada de lado $0,35d$ ó $0,35l$, la menor de las dos, con una armadura adicional que se determina del siguiente modo:

si denominamos Q = corte en el apoyo

$$Q_{adm} = 0,10 \cdot l \cdot b \cdot \beta_R$$

$$a) \quad Q \leq 0,5 Q_{adm}$$

Se dimensionará la armadura en cada cara con el 80% de Q ; esta armadura puede estar formada por las mallas mínimas y mallas adicionales y/o estribos.

$$b) \quad Q > 0,5 Q_{adm}$$

Además de barras cruzadas y estribos, se deberán colocar barras dobladas, cada uno de los tres tipos de armado deben ser dimensionados con el 50% de Q .

No es necesario la verificación al corte ya que se dimensiona la viga pared y su armadura para las tensiones principales de compresión y tracción.

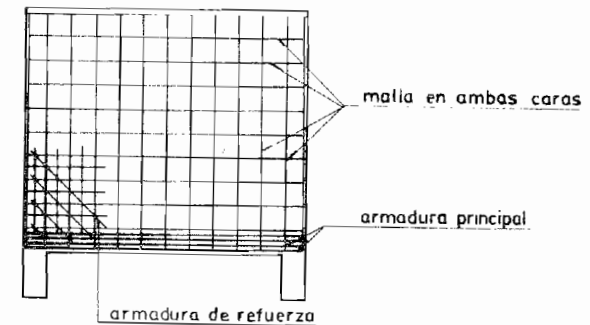


Figura VII.11.

VII.3. - TENSORES

Los tensores son elementos que trabajan a tracción, donde el hormigón no colabora siendo el acero el único material re-

sistente. Se deben dimensionar a tracción pura de acuerdo a lo explicado en el capítulo II, y han de limitarse las fisuras en el hormigón siguiendo los lineamientos que se explican en el Capítulo VIII.

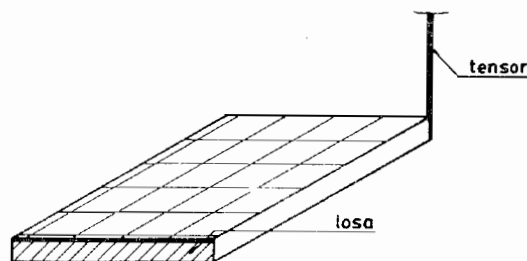


Figura VII.12.

Veamos la losa de la Figura VII.12, suspendida en una de sus esquinas por un tensor, para que éste trabaje la losa deberá descender de modo tal que las barras de acero del tensor la acompañen entrando en carga hasta alcanzar la tensión de cálculo $\beta_s/1.75$. Cuando mayor sea esta última, menor resulta la armadura del tensor, pero será necesaria una mayor deformación en la losa, que en algunos casos puede provocarle fisuras indeseables.

Es conveniente entonces, que la tensión de cálculo utilizada en el dimensionamiento del tensor sea baja, reduciendo así la deformación de la estructura que sostiene.

A modo de ejemplo ver Figura VII.13.

CASO 1 $\beta_s = 4,200 \text{ t/cm}^2$ tensión de cálculo: $\sigma_s = \frac{\beta_s}{1.75} = 2,400 \text{ t/cm}^2$

deformación específica de las barras: ϵ_1

descenso de la losa: f_1

CASO 2 $\beta_s = 2,200 \text{ t/cm}^2$ tensión de cálculo $\sigma_s = \frac{\beta_s}{1.75} = 1,257 \text{ t/cm}^2$

deformación específica de las barras: ϵ_2

descenso de la losa: f_2

siendo $\epsilon_2 < \epsilon_1$ con $\epsilon = \frac{l_1 - l_0}{l_0}$

l_0 = longitud inicial del tensor

l_1 = longitud final del tensor

resulta $f_2 < f_1$

Un modo de evitar deformaciones excesivas sin aumentar la armadura del tensor, es provocar una tensión previa en las barras de acero que asegure la existencia del esfuerzo supuesto en el cálculo

Un detalle constructivo muy importante a tener en cuenta es evitar que las barras se coloquen desviadas o curvadas, de

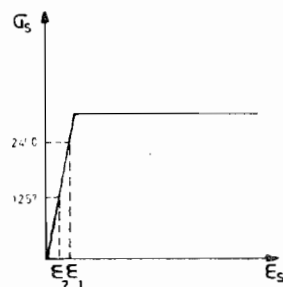


Figura VII.13.

ben ubicarse perfectamente rectas para impedir que, el acero "utilice" parte de la fuerza de trabajo para enderezarse; es decir, que el acero debe entrar en tensión al iniciarse la carga.

VII.4. - ACCIONES HORIZONTALES SOBRE EDIFICIOS

Debe recordarse al proyectar la estructura resistente de un edificio, que los mismos pueden estar sometidos a esfuerzos horizontales provocados por la acción del viento, sismo o efectos dinámicos.

En el caso del viento, las caras del edificio actúan co

mo pantallas que reciben el empuje del mismo; a mayor relación altura/lado menor del edificio, mayores resultan los efectos del viento sobre la estructura. El sismo produce efectos dinámicos que pueden traducirse en cargas horizontales y verticales sobre el edificio.

Para absorber dichos esfuerzos horizontales, puede proyectarse una estructura constituida por tabiques de hormigón armado (verdaderas ménsulas empotradas en la fundación, de gran rigidez a la flexión), o pórticos constituidos por las columnas y vigas de los entrepisos del edificio; cabe también la solución mixta, pórticos y tabiques trabajando en conjunto.

Las tres soluciones básicas que hemos dado (existen numerosas variantes) permiten absorber las cargas horizontales y verticales, trasladándolas hasta la fundación.

En nuestro país existen reglamentos referidos a la acción del viento y al efecto sísmico.

Para el estudio, análisis y solución de estos problemas se debe recurrir a la bibliografía especializada citada en esta publicación.

sistente. Se deben dimensionar a tracción pura de acuerdo a lo explicado en el capítulo II, y han de limitarse las fisuras en el hormigón siguiendo los lineamientos que se explican en el Capítulo VIII.

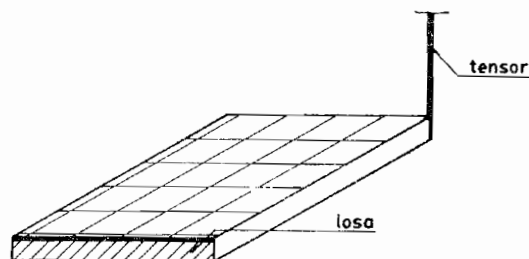


Figura VII.12.

Veamos la losa de la Figura VII.12, suspendida en una de sus esquinas por un tensor, para que éste trabaje la losa deberá descender de modo tal que las barras de acero del tensor la acompañen entrando en carga hasta alcanzar la tensión de cálculo $\beta_s/1,75$. Cuando mayor sea esta última, menor resulta la armadura del tensor, pero será necesaria una mayor deformación en la losa, que en algunos casos puede provocarle fisuras indeseables.

Es conveniente entonces, que la tensión de cálculo utilizada en el dimensionamiento del tensor sea baja, reduciendo así la deformación de la estructura que sostiene.

CASO 1 $\beta_s = 4,200 \text{ t/cm}^2$ tensión de cálculo: $\sigma_s = \frac{\beta_s}{1,75} = 2,400 \text{ t/cm}^2$

deformación específica de las barras: ϵ_1
descenso de la losa: f_1

CASO 2 $\beta_s = 2,200 \text{ t/cm}^2$ tensión de cálculo: $\sigma_s = \frac{\beta_s}{1,75} = 1,257 \text{ t/cm}^2$

deformación específica de las barras: ϵ_2
descenso de la losa: f_2

siendo $\epsilon_2 < \epsilon_1$ con $\epsilon = \frac{l_f - l_0}{l_0}$

l_0 = longitud inicial del tensor

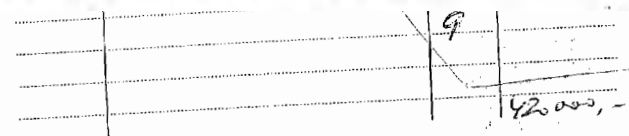
l_f = longitud final del tensor

resulta $f_2 < f_1$

Un modo de evitar deformaciones excesivas sin aumentar la armadura del tensor, es provocar una tensión previa en las barras de acero que asegure la existencia del esfuerzo supuesto en el cálculo.

Un detalle constructivo muy importante a tener en cuenta es evitar que las barras se coloquen desviadas o curvadas, deben ubicarse perfectamente rectas para impedir que el acero "utilice" parte de la fuerza de trabajo para enderezarse; es decir, que el acero debe entrar en tensión al iniciarse la carga.

Un
la armadura de
barras de acero
el cálculo



Un de
ta es evitar q

Imp. Ganancias No contribuyente
IVA No responsable
Imp. Internos No responsable
Imp. Brutos No responsable
Caja Jub. Industria 43918
C. 13 - 5.000 12/87 - Tig.

desviadas o curvadas, de

nicamente afectar la estética del edificio, en otros casos resultan inadmisibles.

En el momento de cargar una viga de hormigón armado se producirá un descenso de la misma, denominado flecha instantánea, que puede calcularse con las fórmulas de la teoría de la elasticidad pero, teniendo en cuenta que estamos trabajando con una pieza constituida por 2 materiales, hormigón y acero, donde aparecen fisuras que varían la rigidez de la pieza.

A partir del momento en que entra en carga, la flecha del elemento aumentará debido a las propiedades reológicas del hormigón (comportamiento del material, bajo carga a lo largo del tiempo), de modo que la flecha total en un instante t es la suma de la flecha instantánea más la flecha diferida.

En general, para edificios comunes, la limitación de la flecha total puede adoptarse en:

$$f \leq \frac{l}{300}$$

f = flecha total

l = luz de la pieza

En los capítulos III y IV se han dado relaciones entre h

altura útil de la pieza y l = luz de la misma, para losas y vigas de edificios de viviendas, que de cumplirse aseguran la limitación de flecha.

Se procederá a describir un método aproximado de cálculo de flechas, instantánea y diferida; para un cálculo más preciso puede recurrirse a la metodología desarrollada en el Cuaderno 240 de la Comisión Alemana para el estudio del hormigón armado.

El valor de la flecha instantánea resulta:

$$f_0 = \alpha \cdot \frac{M \cdot l^2}{E_b J_0}$$

α : coeficiente que tiene en cuenta la sustentación y estado de carga del elemento, figura VIII 1, y VIII.2 (válidos para vigas y losas armadas en una dirección).

M : momento flexor máximo en el centro del tramo o en el apoyo de ménsulas.

l : luz de la pieza.

E_b : módulo de elasticidad longitudinal del hormigón, se obtiene del capítulo I.

J_0 : momento de inercia efectivo de la sección.

Siendo

$$J_o = \left(\frac{M_F}{M} \right)^3 J_b + 0.85 \left[1 - \left(\frac{M_F}{M} \right)^3 \right] \frac{E_s}{E_b} \cdot A_s \cdot h^2 (1 - k_x)$$

donde

$$M_F = \text{momento de fisuración} = \frac{\beta_{bz} \cdot J_b}{y_g}$$

$$\beta_{bz} = \text{resistencia a la flexo-tracción} \approx 0.75 \sqrt[3]{\beta_{cn}^2}$$

y_g = distancia a la fibra más alejada del baricentro de la sección considerada homogénea.

J_b = momento de inercia de la sección, considerada homogénea (ver Tabla T.70).

E_s = módulo de elasticidad longitudinal del acero.

A_s = armadura de tracción

h = altura útil

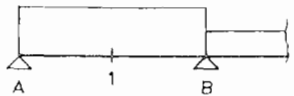
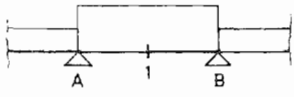
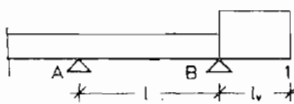
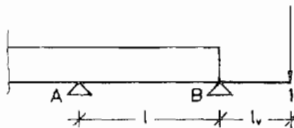
k_x = coeficiente para ubicar el eje neutro, se obtiene de las tablas K_h

si resulta $J_o > J_b$ se debe adoptar $J_o = J_b$

ESQUEMA ESTRUCTURAL Y TIPO DE CARGA	α
	$\frac{7}{120}$
	$\frac{1}{16}$
	$\frac{1}{24}$
	$\frac{1}{4}$
	$\frac{a}{2l} \left(1 - \frac{a}{3l} \right)$
	$\frac{1}{5}$

ESQUEMA ESTRUCTURAL Y TIPO DE CARGA	α
	$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{12}$
	$\frac{1}{8} \cdot \frac{1}{6} \left(\frac{a}{l} \right)^3$
	$\frac{1}{10}$
	$\frac{1}{10}$
	$\frac{1}{12}$

Figura VIII.1.1.

VALORES DE α PARA VIGAS CONTINUAS Y MENSULAS - SECCION 1 -	
ESQUEMA ESTRUCTURAL Y TIPO DE CARGA	α
	$\frac{5}{48} \left(1 + \frac{M_B}{10 \cdot M_m} \right)$
	$\frac{5}{48} \left(1 + \frac{M_A + M_B}{10 \cdot M_m} \right)$
	$\frac{1}{4} \left[1 + 2 \frac{l}{l_v} \left(\frac{M_B + 2M_m}{3M_B} \right) \right]$
	$\frac{1}{3} \left[1 + \frac{l}{l_v} \left(\frac{M_B + 2M_m}{2M_B} \right) \right]$

MA: momento flexor en el apoyo A
 MB: momento flexor en el apoyo B
 Mm: momento flexor en el centro del tramo AB

Figura VIII.2.

Para calcular el valor de la flecha instantánea f_o en losas, se utiliza la expresión (I). Para losas armadas en una dirección se utilizan los valores de la tabla VIII.1 y VIII.2; para losas armadas en dos direcciones se recurre a la figura VIII.4 los valores de α están referidos a l_x , suponiendo $l_x \neq l_y$ y al momento en el centro de la losa M_x (dirección x), de modo que las expresiones de f_o y J_e resultan:

$$f_o = \alpha \cdot \frac{M_x \cdot l_x^2}{E_b \cdot J_e}$$

$$J_e = \left(\frac{M_F}{M_x} \right)^3 J_b + 0,85 \left[1 - \left(\frac{M_F}{M_x} \right)^3 \right] \cdot \frac{E_s}{E_b} \cdot A_{s_x} \cdot h^2 \cdot (1 - k_x)$$

donde k_x corresponde al dimensionamiento de la armadura en la dirección x.

Para obtener la flecha total (suma de la instantánea y diferida) se multiplica el valor de f_o , este factor depende del clima, de la edad del hormigón al entrar en carga y de la relación entre la armadura comprimida y traccionada; luego la flecha total resulta:

$$f_t = \beta \cdot f_o$$

El valor β se obtiene de la tabla de la figura VIII.3.
y han sido indicados en las Recomendaciones del CEB-FIP.

VALORES DE β			
$\frac{A_{s1}}{A_s}$	EDAD DEL HORMIGON AL ENTRAR EN CARGA	CLIMA	
		SECO	HUMEDO
0	1 mes	3,0	2,0
	6 meses	2,0	1,5
0,5	1 mes	2,2	1,6
	6 meses	1,6	1,3
1	1 mes	1,8	1,4
	6 meses	1,4	1,2

Figura VIII.3.

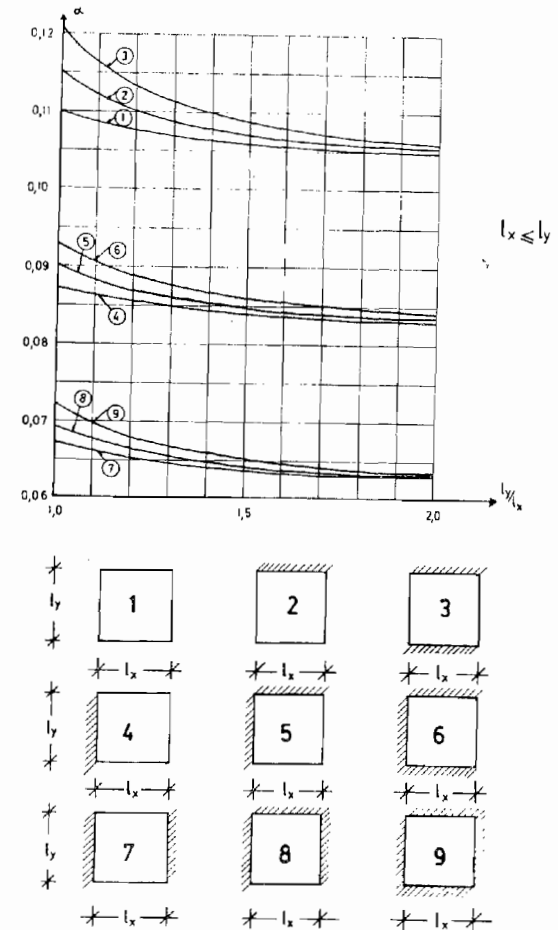


Figura VIII.4.

VIII.2. - LIMITACIÓN DE FISURASVIII.2.1. VERIFICACIÓN GENERAL

Se considera verificada la limitación del ancho de fisura cuando se cumple una de las siguientes tres condiciones:

$$1) \quad \mu_z \leq 0,3\%$$

donde $\mu_z = 100 \frac{A_s}{h \cdot b_o (1 - k_x)}$

h = altura útil de la sección

b_o = ancho de la sección

k_x = se obtiene de las tablas K_h

A_s = armadura total

$$2) \quad \phi_{\text{barra}} \leq d_s$$

d_s = obtenido de la tabla de la figura VIII.5.

ANCHO DE FISURA PROBABLE	d_s					
	NORMAL		REDUCIDO		MUY REDUCIDO	
	a	b	a	b	a	b
ACERO LISO BSt 22/34	28	28	28	25	28	18
ACERO NERVURADO BSt 42/50	28	16	20	12	14	8
ACERO LISO PARA MALLA BSt 50/55	12	8,5	10	5	6	4
ACERO NERVURADO PARA MALLA BSt 50/55	12	12	12	7,5	8,5	5

Figura VIII.5.

CASO a se supone el 70% de la carga de servicio, pero no menor que la carga permanente.

CASO b carga total.

$$3) \quad \phi_{\text{barra}} \text{ (mm)} \leq d_s = r \cdot \frac{\mu_z (\%) }{\sigma_{sd}^2 \text{ (t/cm}^2\text{)}}$$

Los valores de r se obtienen de la tabla de la figura VIII.6.

ANCHO DE FISURA PROBABLE	r		
	NORMAL	REDUCIDO	MUY REDUCIDO
ACERO LISO	60	40	25
ACERO CONFORMADO	120	80	50

Figura VIII.6.

Valores de σ_{sg}

ACERO 22/34	= 0,88 t/cm ²
ACERO 42/50	= 1,68 "
ACERO 50/55	= 2,00 "

Este diámetro máximo d_s está representado en las Tablas de K_h para un estado de sollicitación de flexión compuesta con gran excentricidad (tablas T_1 , T_2 , T_3).

VIII.2.2. - VERIFICACIÓN ESPECIAL

En los casos en que se requieran estructuras estancas

por ejemplo depósitos de líquidos, se deberá efectuar una verificación en estado I; el proceso a seguir es el siguiente:

a) determinación de la tensión de comparación

$$\text{casos normales de estanqueidad: } \sigma_v = 1,1 \sqrt[3]{\beta_{c_N}^2} \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$\text{casos especiales de estanqueidad: } \sigma_v = 0,85 \sqrt[3]{\beta_{c_N}^2} \quad [\text{kg/cm}^2]$$

donde β_{c_N} ; resistencia característica cilíndrica del hormigón a utilizar.

b) determinación del espesor ideal y verificación

$$d_i = d \left(1 + \frac{\sigma_N}{\sigma_M} \right) \quad [\text{cm}]$$

d : espesor de la estructura $[\text{cm}]$

$$\sigma_N = \frac{N}{A} \quad ; \quad \sigma_M = \frac{M}{W}$$

A : área de la sección transversal $[\text{cm}^2]$

W : módulo resistente de la sección transversal $[\text{cm}^3]$

N : esfuerzo normal $[\text{kg}]$

M : momento flexor $[\text{kgcm}]$

$$\begin{aligned} \text{si } N > 0 \quad \sigma_N > 0 \\ N < 0 \quad \sigma_N < 0 \end{aligned}$$

M se considera siempre positivo

Calculado d_i , de la tabla siguiente se obtiene el coeficiente η :

d_i (cm)	η
≤ 10	1
20	1,3
40	1,6
≥ 60	1,8

luego la condición a cumplirse es:

$$\eta \cdot (\sigma_N + \sigma_M) \leq \sigma_v$$

de no verificar es necesario aumentar el espesor de la pieza.

VIII.3. - DISPOSICIONES DE ARMADO

A continuación se describen en forma esquemática las directivas de armado dadas por la Norma DIN 1045; para un estudio

más amplio y profundo del tema se recomienda la lectura de la Norma y la bibliografía citada al final del libro.

VIII.3.1. - SEPARACIÓN ENTRE BARRAS

La separación libre entre barras rectas, aún en zonas de empalme, debe ser 2 cm como mínimo y no inferior al diámetro d_s de las barras.

VIII.3.2. - DIÁMETRO MÍNIMO DEL MANDRIL DE DOBLADO

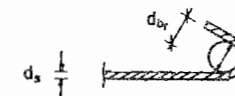


Figura VIII.7.

de la tabla siguiente se obtiene el diámetro mínimo d_{br} :

DIAMETRO DE LA BARRA d_s (mm)	d_b	
	BSt 22/34	BSt 42/50 50/55
	GANCHOS - ESTRIBOS	
< 20	$2,5 d_s$	$4 d_s$
≥ 20	$5 d_s$	$7 d_s$
RECUBRIMIENTO LATERAL	BARRAS DOBLADAS Y OTRAS CURVATURAS DE BARRAS (EN ESQUINAS DE PORTICOS)	
$> 5 \text{ cm y } > 3 d_s$	$10 d_s$	$15 d_s$
$\leq 5 \text{ cm y } \leq 3 d_s$	$15 d_s$	$20 d_s$

Figura VIII.8.

VIII.3.3. - LONGITUD BÁSICA DE ANCLAJE

Para el correcto funcionamiento de un elemento de hormigón armado, es imprescindible asegurar el anclaje de las barras de acero dentro de la masa de hormigón, por lo tanto las mismas deben prolongarse, a partir de la sección, en que ya no son necesarias, en un valor denominado longitud de anclaje.

En lo siguiente trataremos anclajes de tipo recto o con terminación en ganchos o ganchos en ángulos rectos.



Figura VIII.9.

Existen otros dispositivos de anclaje mediante horquillas, barras soldadas transversalmente o dispositivos de anclajes especiales que no serán tratados en esta publicación.

La longitud de anclaje depende de varios factores, el primero de ellos es la posición relativa de la barra de acero dentro del elemento a hormigonar, la Norma DIN 1045 define dos posiciones:

POSICION I : Todas las barras que durante el hormigonado estén inclinadas entre 45° y 90° . Barras con inclinación menor que 45° , ubicadas a 25 cm como máximo con respecto al borde inferior del hormigón fresco o como mínimo a 30 cm debajo del borde superior del elemento constructivo o de una junta de hormigonado.

POSICION II: Todas las barras no comprendidas en la posición I.

Se define como longitud básica de anclaje

$$l_0 = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_{adm}} \cdot d_s$$

donde

d_s : diámetro de la barra

τ_{adm} : tensión de adherencia hormigón-acero

		VALORES DE τ_{adm} (Kg/cm ²)						
		β_{CN} (Kg/cm ²)						
TIPO DE ACERO	POSIC.	110	130	170	210	300	380	470
BSt 22/34	I	4,5	6	6,5	7	8	9	10
	II	2,25	3	3,25	3,5	4	4,5	5
BSt 42/50 50/55	I	10	14	16	18	22	26	30
	II	5	7	8	9	11	13	15

Figura VIII.10.

si se denomina

$$K_0 = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_{adm}}$$

luego

$$l_0 = K_0 \cdot d_s \quad [\text{cm}]$$

en la tabla siguiente se dan los valores de K_0 para BSt 42/50

POSICION	VALORES DE K_0						
	β_{CN}						
	110	130	170	210	300	380	470
I	60	43	38	33	27	23	20
II	120	86	75	66	54	46	40

Figura VIII.11.

VIII.3.4. - LONGITUD REDUCIDA DE ANCLAJE

La longitud básica de anclaje l_0 se puede reducir en función de la armadura colocada, se define entonces la longitud reducida l_1 mediante la siguiente expresión:

$$l_1 = \alpha_1 \cdot \frac{A_{s_{NEC.}}}{A_{s_{EXIS.}}} \cdot l_0$$

donde:

$A_{s_{NEC.}}$: armadura que surge del cálculo o aquella necesaria según la Norma.

$A_{s_{EXIS.}}$: armadura colocada.

l_0 : longitud básica de anclaje.

α_1 : coeficiente que depende del tipo de anclaje.

TIPO DE ANCLAJE	α_1		VALOR MINIMO DE l_1
	BARRA TRACCIONADA	BARRA COMPRIMIDA	
EXTREMO RECTO	1,0	1,0	$l_1 \geq 10 \cdot d_s$
GANCHO O GANCHO EN ANGULO RECTO	0,7	1,0	$l_1 \geq \frac{d_{bt}}{2} + d_s$

Figura VIII.12.

si se denomina

$$K_1 = \alpha_1 \cdot \frac{A_{s_{NEC.}}}{A_{s_{EXIS.}}} \cdot K_0$$

resulta

$$l_1 = K_1 \cdot d_s \quad (\text{cm})$$

En la Fig. VIII.13. aparecen los valores de K_1 para acero BSt 42/50 y $\alpha_1 = 1$. Para $\alpha_1 = 0,70$ se multiplican los valores de tabla por 0,70.

VIII.3.5. - ANCLAJE DE ARMADURAS EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y CORTE.

En la figura VIII.14 se observa en trazo discontinuo el diagrama $\frac{M}{Z}$ correspondiente al tramo extremo de una viga continua y en trazo continuo se ha dibujado el diagrama de tracciones

Z_s , obtenido a partir del decalaje del primero, de acuerdo a lo explicado en el capítulo IV.

		VALORES DE K_1						
$\frac{A_{S,NEC}}{A_{S,EXIS}}$	POSICION	$\beta_{CN} (Kg/cm^2)$						
		110	130	170	210	300	380	470
1,0	I	60	43	38	33	27	23	20
	II	120	86	75	66	54	46	40
0,9	I	54	39	34	30	24	21	18
	II	108	78	68	60	48	42	36
0,8	I	48	35	30	26	22	18	16
	II	96	70	60	52	44	36	32
0,7	I	42	30	27	23	19	16	14
	II	84	60	54	46	38	32	28
0,6	I	36	26	23	20	16	14	12
	II	72	52	46	40	32	28	24
0,5	I	30	22	19	17	14	12	10
	II	60	44	38	34	28	24	20
0,4	I	24	17	15	13	11	10	10
	II	48	34	30	26	22	18	16
0,33	I	20	14	13	11	10	10	10
	II	40	28	26	22	18	16	14

Figura VIII.13.

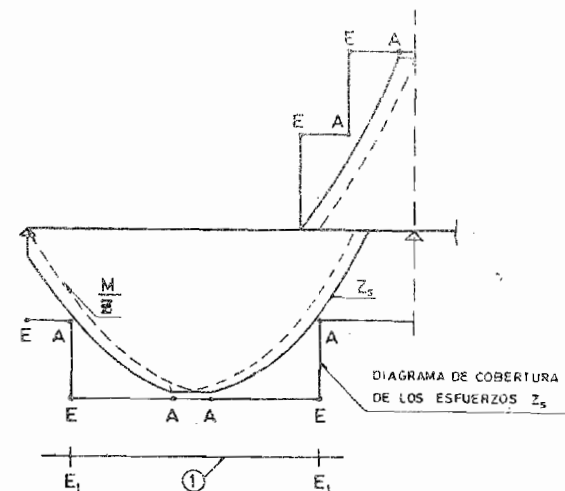


Figura VIII.14.

El diagrama de cobertura nos indica el modo en que la armadura colocada cubre el diagrama de esfuerzos de tracción Z_s . Para cada barra de acero podemos definir dos puntos:

A punto teórico inicial: punto a partir del cual la barra ya no es aprovechada íntegramente.

E punto terminal de cálculo: punto a partir del cual la barra no es más necesaria.

A partir del punto E la barra debe prolongarse en una extensión igual a la longitud de anclaje necesaria, por ejemplo en la Figura VIII.14 la barra (1) ya no es necesaria a partir del punto E, luego desde este punto hay que adicionar la longitud de anclaje correspondiente.

VIII.3.5.1. - ANCLAJE DE BARRAS FUERA DE LOS APOYOS

- a) anclaje de barras escalonadas, levantadas o dobladas que no forman parte de la armadura de corte.

$$l = \alpha_1 \cdot l_0$$

medida a partir del punto E

Cuando se trata de losas armadas con barras de diámetro $d_s < 16$ mm, la longitud de anclaje debe ser:

$$l = l_1$$

medida a partir de E siempre que se verifique que la longitud de anclaje medida a partir de A resulta mayor o igual que $\alpha_1 \cdot l_0$.

- b) Anclaje de barras dobladas que forman parte de la armadura de corte.

en zona traccionada $l = 1,3 \cdot \alpha_1 \cdot l_0$

en zona comprimida $l = 0,6 \cdot \alpha_1 \cdot l_0$

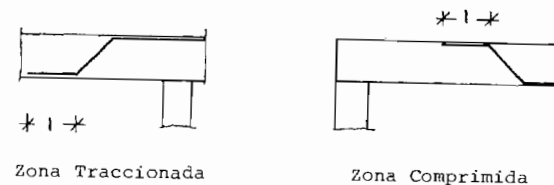


Figura VIII.15.

VIII.3.5.2. - ANCLAJE DE BARRAS EN APOYOS EXTREMOS

En apoyos extremos con libre rotación o débilmente empotrados debe colocarse como mínimo una armadura inferior capaz de absorber el esfuerzo de tracción F_{sR}

$$A_{s_{MIN}} = \frac{F_{s_1}}{\beta / \gamma} \geq \frac{1}{3} A_{s_{tr}}$$

siendo: $F_{s_R} = Q_R \cdot \frac{v}{h} + N$

$A_{s_{tr}}$ = armadura total del tramo

Q_R = esfuerzo de corte en el apoyo

v = valor del decalaje

h = altura útil de la sección

N = esfuerzo de tracción que solicita la pieza

Esta armadura mínima no podrá ser inferior a $\frac{1}{3}$ de la armadura en el tramo; la longitud de anclaje debe medirse a partir del filo interior del apoyo y su valor resulta:

- para apoyos directos (columnas, tabiques, mampostería)

$$l = \frac{2}{3} \cdot l_1 \geq 6 \cdot d_s$$

- para apoyos indirectos (vigas, ménsula corta)

$$l = l_1 \geq 10 \cdot d_s$$

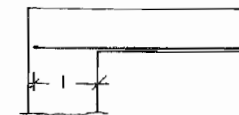


Figura VIII.16.

VIII.3.5.3. - ANCLAJE DE BARRAS EN APOYOS INTERMEDIOS

Para apoyos intermedios de losas y vigas continuas, apoyos terminales con ménsulas adosadas, empotramientos y esquinas de pórticos se deberá prolongar la armadura de tramo, por lo menos en un valor:

$$A_s \geq \frac{1}{4} A_{s_{tr}}$$

La longitud de anclaje medida a partir del filo interior del apoyo debe ser:

$$l \geq 6 \cdot d_s$$



Figura VIII.17.

VIII.3.6. - EMPALMES DE ARMADURA

Pueden efectuarse por:

- 1) superposición de barras, ya sea con extremos rectos, con ganchos, con ganchos en ángulo recto.
- 2) empalmes roscados
- 3) soldadura
- 4) otros tipos

En esta publicación solamente se tratará los empalmes del tipo 1.

Con barras lisas no se pueden efectuar empalmes por superposición con extremos rectos o con ganchos en ángulo recto.

En una sección se puede empalmar el 100% de la armadura total si se trata de barras nervuradas y ubicadas en una misma capa.

Si las barras están ubicadas en 2 o más capas se podrá empalmar en una misma sección el 50% de la armadura total.

Si las barras son lisas se podrá empalmar en una misma sección el 33% de armadura de cada capa.

VIII.3.6.1. - SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE LAS SECCIONES DE EMPALME Y ENTRE BARRAS.

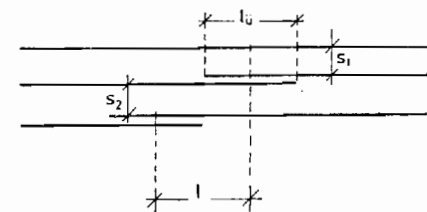


Figura VIII.18.

	$\geq d_s$
s_1	
	$\geq 2 \text{ cm}$
	$\geq 2 \cdot d_s$
s_2	
	$\geq 2 \text{ cm}$

La distancia entre ejes de empalmes de barras debe ser:

$$l \geq 1,3 l_u$$

l_u = longitud de empalme

VIII.3.6.2. - LONGITUD DE EMPALME DE BARRAS TRACCIONADAS

La longitud de empalme viene dada por la expresión

$$l_u = \alpha_u \cdot l_t$$

donde:

l_t = longitud reducida de anclaje, de acuerdo a lo explicado en el punto VIII.3.4.

El valor de l_u deberá cumplir:

≥ 20 cm

$l_u \geq 15 \cdot d_s$ para barras con extremos rectos

$\geq 1,5 \cdot d_{br}$ para barras con ganchos o ganchos en ángulo recto, donde

d_{br} = diámetro mínimo del mandril de doblado

Los valores de α_u se obtienen de la tabla de la Figura VIII.19

		VALORES DE α_u		
POSICION	d_s (mm)	PARTICIPACION DE BARRAS EMPALMADAS EN UNA SECCION DE UNA CAPA DE ARMADURA		
		< 20%	> 20 % < 50 %	> 50 %
I	< 16	1,2	1,4	1,6
	> 16	1,4	1,8	2,2
II	< 16	0,90	1,05	1,20
	> 16	1,05	1,35	1,65

Figura VIII.19.

VIII.3.6.3. - LONGITUD DE EMPALME DE BARRAS COMPRIMIDAS

La longitud de empalme viene dada por la expresión

$$l_u = l_o$$

donde

l_o = longitud de anclaje, de acuerdo a lo explicado en el punto VIII.3.3

C A P I T U L O IX

ENTREPISOS PREFABRICADOS

IX.1. - CONSIDERACIONES GENERALES

La necesidad de reducir los costos y racionalizar los métodos constructivos, ha dado gran impulso a la prefabricación de estructuras o partes de las mismas, especialmente en lo que se refiere a entrepisos y cubiertas. Es así como se ha llegado a desarrollar una serie de entrepisos de diversos tipos, constituida por elementos prefabricados.

Las ventajas principales de esta clase de losas son las siguientes:

- a) Fabricación industrial en serie de los elementos que las componen, lo que permite un mayor rendimiento de la mano de obra, con la consiguiente reducción de costo.
- b) Posibilidad de aumentar las tensiones admisibles del hormigón, vale decir, mejor aprovechamiento del material, pues, con los procesos controlados de elaboración, colocación y curado, se lo

gra una mayor uniformidad y calidad del hormigón.

- c) Eliminación de encofrados y disminución de los apuntalamientos a un mínimo o prescindencia total según los casos, lo que implica una considerable economía de madera y mano de obra especializada.
- d) Mayor aislamiento térmico que en las losas corrientes, debido a la alta proporción de elementos huecos por unidad de su superficie y la facilidad de emplear agregados livianos, cuya presencia disminuye el coeficiente de conductibilidad térmica del hormigón.
- e) Mayor rapidez de construcción, pues ya sea que los elementos premoldeados se preparen en fábrica o en la misma obra, su colocación es inmediata. En el primer caso, además, el transporte y manipuleo de materiales sueltos se reduce a un mínimo, al mismo tiempo que se reduce el empleo de mano de obra.
- f) La simplicidad del proceso constructivo y el hecho de no requerir mano de obra especializada, facilitan al usuario la construcción de estos entrepisos.

Dentro de los entrepisos prefabricados se encuentran los constituidos con viguetas de hormigón pretensado; el esquema general es el siguiente:

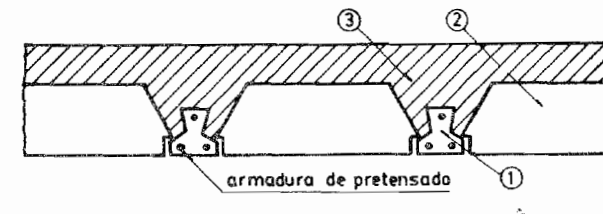


Figura IX.1.

- 1) Viguetas de hormigón pretensado, actúa como elemento resistente a la tracción; en general tienen sección rectangular, doble T o T invertida. Están construidas con hormigón de alta resistencia característica y acero para pretensado según normas IRAM-IAS U 500-07 y U 500/517.
- 2) Bloque de hormigón de cemento portland, hueco, que actúa de relleno y cuya altura prefija en primera instancia la capacidad mecánica de la estructura.
- 3) Capa de compresión constituida por hormigón y que se vierte en obra.

Los cables pretensados se ubican en 3 o 4 cordones dis-

puestos como aparecen en la figura IX.1., cada cordón puede estar constituido por 1 o más alambres.

La separación entre ejes de viguetas oscila entre 50 y 60 cm; asimismo para aumentar la capacidad resistente de la pieza suelen colocarse dos viguetas entre bloques huecos.

Los fabricantes de viguetas pretensadas clasifican las mismas en series o tipos de acuerdo a la sección de armadura pretensada que poseen; a su vez proveen dos tipos de tablas de dimensionamiento:

1) Tabla de cargas totales admisibles

En este caso se procede al cálculo de la carga total q que soportará el entrepiso; luego con este valor y la luz de la losa se entra en tablas obteniendo el tipo de viguetas (función de la armadura), el tipo de bloque y el espesor de la capa de compresión, cuya carga admisible q_a resulta

$$q_a > q$$

2) Tablas de momentos totales admisibles

En este caso se calcula el momento flexor máximo M que soportará el entrepiso, entrando en tablas se obtiene las ca

racterísticas del bloque hueco, espesor de hormigón y vigueta cuyo momento admisible M_a resulta:

$$M_a > M$$

IX.2. - DETALLES CONSTRUCTIVOS

Para luces mayores de 4 m y con sobrecargas superiores a 200 kg/m², se debe ejecutar una riostra transversal.

Este elemento se puede materializar por encima de bloques de menor altura, como se ve en la Figura IX.2.

El criterio de cálculo de la riostra es el siguiente:

- a) para $q \leq 350$ kg/m², se dimensiona con la mitad de las solicitaciones de un nervio longitudinal.
- b) para $q > 350$ kg/m², se dimensiona con el total de las solicitaciones de un nervio longitudinal.

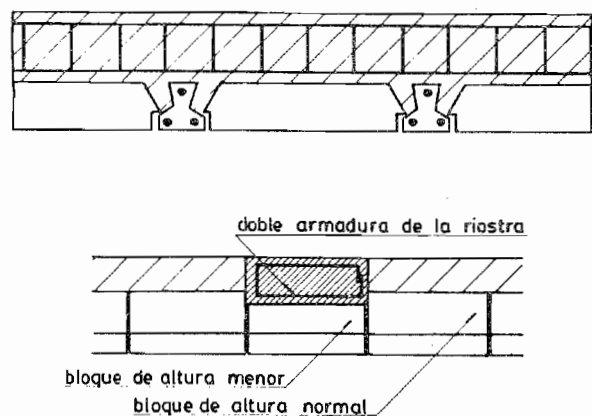


Figura IX.2.

Cuando el entrepiso soporta cargas concentradas (tabiques, por ejemplo) se deberán colocar refuerzos de armadura en esa zona, se distinguen dos casos:

a) Tabique paralelo a la dirección de las viguetas

Para tabiques livianos - $p < 150 \text{ kg/m}^2$ - se debe colocar una armadura de repartición en sentido transversal, ubicada en la

capa de compresión, pudiendo abarcar 2 o 3 nervios, figura IX.3.

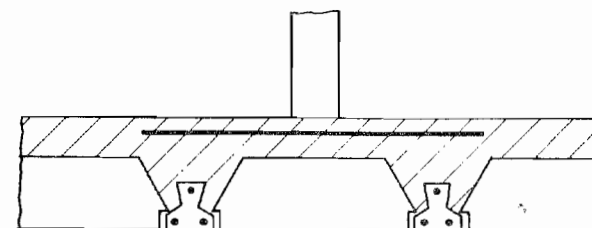


Figura IX.3.

Otra forma es ubicar 2 o 3 viguetas apareadas por debajo del tabique debiéndose verificar la tensión de compresión en la capa superior de hormigón.

b) Tabique ubicado en sentido transversal al de las viguetas.

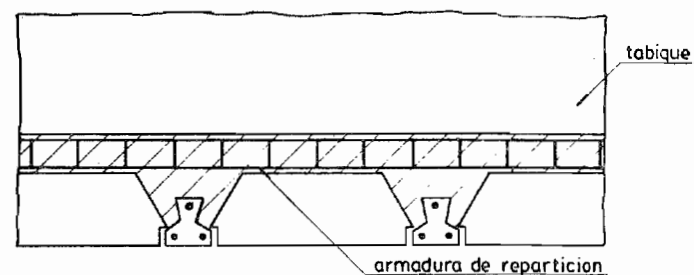


Figura IX.4.

336.

En este caso debe considerarse el tabique como carga con centrada sobre las viguetas, si bien es conveniente colocar una armadura de repartición en la capa de compresión, ubicada bajo el tabique y en toda su extensión.

Cuando se proyectan voladizos, deben colocarse armaduras en la zona superior capaces de absorber todo el momento flexor, debiéndose verificar la tensión de compresión en las viguetas pre tensadas.

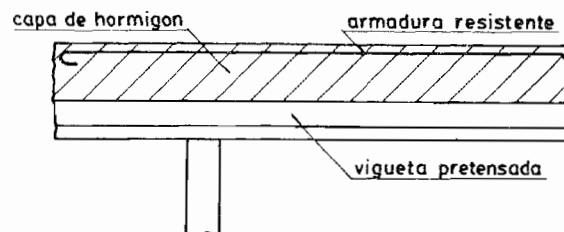


Figura IX.5.

Otro tipo de entrepiso prefabricado lo constituyen las lo sas huecas de hormigón pretensado, que pueden cubrir luces mayo res de 10 m; en la Figura IX.6. se muestra un corte esquemático de este tipo de losa.



Figura IX.6.

C A P I T U L O X

EJEMPLOS DE CÁLCULO

X.1. - LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN

Cálculo y dimensionamiento de la losa continua representada en la Figura X.1.

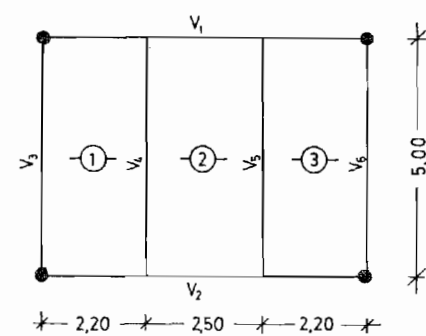


Figura X.1.

Hormigón: $\beta_{cN} = 130 \text{ kg/cm}^2$

Características de los materiales:

Acero : $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

LOCAL: COMEDOR DE VIVIENDA $p = 0,204 \text{ t/m}^2$

Las losas 1, 2 y 3 se proyectan como losas armadas en una dirección dadas las dimensiones de las mismas.

1) Determinación de las cargas

espesor mínimo en función de la deformación:

$$h = \frac{l}{35} = 0,06 \text{ m} \quad \text{se adopta } h = 6,5 \text{ cm } d = 8 \text{ cm}$$

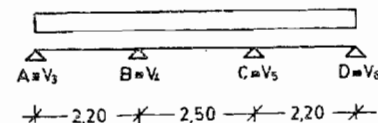
$$\text{peso propio losa: } 0,08 \cdot 2,4 \text{ t/m}^3 = 0,192 \text{ t/m}^2$$

peso propio piso y contra

$$\begin{aligned} \text{piso (estimado):} &= 0,060 \text{ " } \\ g &= 0,252 \text{ " } \end{aligned}$$

$$q = g + p = 0,456 \text{ t/m}^2$$

2) Cálculo de sollicitaciones



siendo la diferencia de luces muy pequeña se utilizará la Tabla T. 50; se determinan primeramente:

$$\begin{aligned} \frac{g}{q} &= 0,55 ; & q \cdot l^2 &= 0,456 \cdot 2,50^2 = 2,84 \text{ tm/m} \\ q \cdot l &= 0,456 \cdot 2,50 & &= 1,14 \text{ t/m} \end{aligned}$$

luego se obtienen:

$$M_{AB} = \frac{2,84}{11,07} = 0,25 \text{ tm/m} = M_{CD}$$

$$M_B = \frac{2,84}{9,23} = -0,31 \text{ tm/m} = M_C$$

$$M_{BC} = \frac{2,84}{20,00} = 0,14 \text{ tm/m}$$

$$Q_A = \frac{1,14}{2,35} = 0,49 \text{ t/m} = -Q_D$$

$$Q_{IB} = \frac{1,14}{1,64} = -0,70 \text{ t/m} = -Q_{dC}$$

$$Q_{d_8} = \frac{1,14}{1,85} = 0,62 \text{ t/m} = -Q_{i_c}$$

3) Dimensionamiento (Tabla T.2.)

TRAMO AB - TRAMO CD

$$K_h = \frac{6,5}{\sqrt{\frac{0,25}{1}}} = 13,00 ; \quad k_s = 0,45 ; \quad A_s = 0,45 \cdot \frac{0,25}{0,065} = 1,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

TRAMO BC

$$K_h = \frac{6,5}{\sqrt{\frac{0,14}{1}}} = 17,37 ; \quad k_s = 0,44 ; \quad A_s = 0,44 \cdot \frac{0,14}{0,065} = 0,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

APOYO B - APOYO C

$$K_h = \frac{6,5}{\sqrt{\frac{0,31}{1}}} = 11,67 ; \quad k_s = 0,46 ; \quad A_s = 0,46 \cdot \frac{0,31}{0,065} = 2,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta una separación ϕ igual a 16 cm, que surge del valor máximo admisible.

$$\phi_{\max} = 15 + \frac{8}{10} = 15,8 \text{ cm}$$

Esquema de distribución de armadura (ver Tabla T.55)

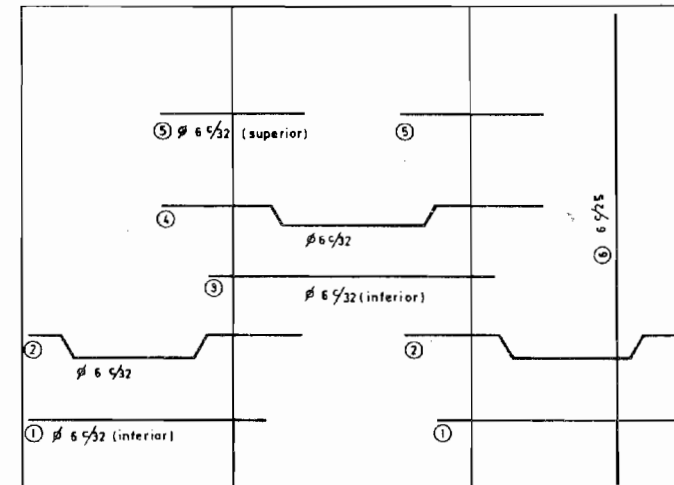


Figura X.2.

La posición (5) corresponde a la armadura adicional en apoyo y la (6) es la armadura secundaria.

4) Reacciones en vigas

$$V3 \quad r_{L_1} = 0,49 \text{ t/m}$$

$$V4 \quad r_{L_1} + r_{L_2} = 0,70 + 0,62 = 1,32 \text{ t/m}$$

$$V5 \quad r_{L_2} + r_{L_3} = 0,62 + 0,70 = 1,32 \text{ t/m}$$

$$V6 \quad r_{L_3} = 0,49 \text{ t/m}$$

X.2. - LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES

Cálculo y dimensionamiento de las losas de la Figura X.3.

Características de los Materiales: Hormigón: $\beta_{cN} = 170 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Local: Oficinas $p = 0,255 \text{ t/m}^2$

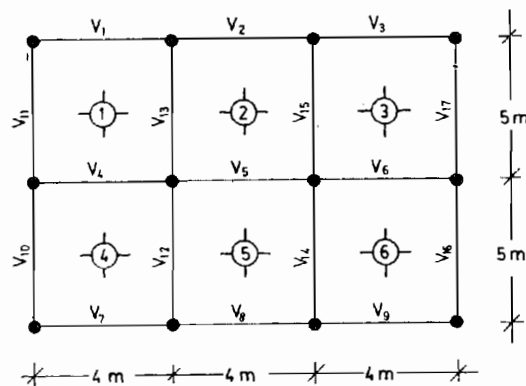


Figura X.3.

Las losas se proyectan armadas en dos direcciones, dadas las dimensiones de las mismas.

1) Determinación de las cargas

Como espesor de losa se adopta:

$$h = 10,5 \text{ cm} ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

$$\text{peso propio de la losa:} \quad 0,12 \cdot 2,4 \text{ t/m}^3 = 0,288 \text{ t/m}^2$$

$$\text{peso propio contrapiso y piso (estimado)} \quad = 0,100 \text{ t/m}^2$$

$$g = 0,388 \text{ t/m}^2$$

$$q = g + p = 0,643 \text{ t/m}^2$$

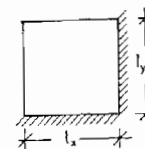
2) Cálculo de solicitaciones

Los momentos flexores se determinan ubicando las cargas en damero.

LOSAS 1-3-4-6: Momentos en tramos

$$l_x = 4 \text{ m} ; \quad l_y = 5 \text{ m} ; \quad \frac{l_x}{l_y} = 0,80$$

a)



346.

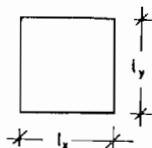
$$\text{carga: } q' = g + \frac{p}{2} = 0,516 \text{ t/m}^2$$

de la tabla T.29. resulta:

$$M_x = 0,0355 \cdot 0,516 \cdot 4^2 = 0,29 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 0,0203 \cdot 0,516 \cdot 4^2 = 0,17 \text{ tm/m}$$

b)



$$\text{carga: } q' = \frac{p}{2} = 0,128 \text{ t/m}^2$$

de la Tabla T. 26 resulta:

$$M_x = 0,056 \cdot 0,128 \cdot 4^2 = 0,12 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 0,0334 \cdot 0,128 \cdot 4^2 = 0,07 \text{ tm/m}$$

momentos máximos en el tramo:

$$M_x = 0,29 + 0,12 = 0,41 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 0,17 + 0,07 = 0,24 \text{ tm/m}$$

347.

momentos mínimos en el tramo:

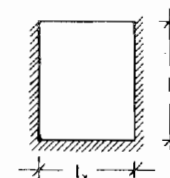
$$M_x = 0,29 - 0,12 = 0,17 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 0,17 - 0,07 = 0,10 \text{ tm/m}$$

LOSA 2-5: Momentos en tramo

$$l_x = 4 \text{ m} ; \quad l_y = 5 \text{ m} ; \quad \frac{l_x}{l_y} = 0,80$$

a)



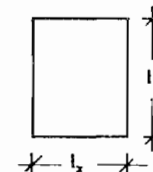
$$\text{carga } q' = g + \frac{p}{2} = 0,516 \text{ t/m}^2$$

de la Tabla T.30 resulta:

$$M_x = 0,0313 \cdot 0,516 \cdot 4^2 = 0,26 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 0,0123 \cdot 0,516 \cdot 4^2 = 0,10 \text{ tm/m}$$

b)



348.

$$\text{carga } q' = \frac{p}{2} = 0,128 \text{ t/m}^2$$

$$M_x = 0,12 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 0,07 \text{ tm/m}$$

momentos máximos en el tramo

$$M_x = 0,26 + 0,12 = 0,38 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 0,10 + 0,07 = 0,17 \text{ tm/m}$$

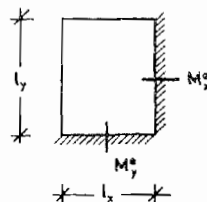
momentos mínimos en el tramo

$$M_x = 0,26 - 0,12 = 0,14 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 0,10 - 0,07 = 0,03 \text{ tm/m}$$

Momentos en apoyoLOSA 1-3-4-6

$$\text{carga } q = g + p = 0,643 \text{ t/m}^2$$



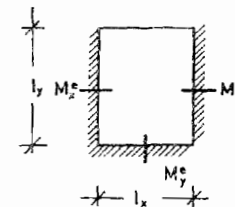
349.

$$M_x^e = -0,0882 \cdot 0,643 \cdot 4^2 = -0,91 \text{ tm/m}$$

$$M_y^e = -0,0746 \cdot 0,643 \cdot 4^2 = -0,77 \text{ tm/m}$$

LOSA 2-5

$$\text{carga } q = 0,643 \text{ t/m}^2$$



$$M_x^e = -0,072 \cdot 0,643 \cdot 4^2 = -0,74 \text{ tm/m}$$

$$M_y^e = -0,0568 \cdot 0,643 \cdot 4^2 = -0,58 \text{ tm/m}$$

en definitiva los momentos en apoyos resultan:

APOYO L1-L4

$$M = -0,77 \text{ tm/m}$$

L3-L6

APOYO L2-L5

$$M = -0,58 \text{ tm/m}$$

APOYO L1-L2

$$M = -0,83 \text{ tm/m}$$

L2-L3

L4-L5

L5-L6

3) Dimensionamiento (TABLA T.2.)LOSA 1-3-4-6Tramo dirección

$$K_h = \frac{10,5}{\sqrt{\frac{0,41}{1}}} = 16,4 ; \quad k_s = 0,44 ; \quad A_s = 0,44 \cdot \frac{0,41}{0,105} = 1,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tramo dirección

$$K_h = \frac{9,5}{\sqrt{\frac{0,24}{1}}} = 19,4 ; \quad k_s = 0,44 ; \quad A_s = 0,44 \cdot \frac{0,24}{0,095} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

LOSA 2-5Tramo dirección

$$K_h = \frac{10,5}{\sqrt{\frac{0,38}{1}}} = 17 ; \quad k_s = 0,44 ; \quad A_s = 0,44 \cdot \frac{0,38}{0,105} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tramo dirección

$$K_h = \frac{9,5}{\sqrt{\frac{0,17}{1}}} = 23 ; \quad k_s = 0,44 ; \quad A_s = 0,44 \cdot \frac{0,17}{0,095} = 0,79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

APOYOS L1-L4 ; L3-L6

$$K_h = \frac{10,5}{\sqrt{\frac{0,77}{1}}} = 11,97 ; \quad k_s = 0,45 ; \quad A_s = 0,45 \cdot \frac{0,77}{0,105} = 3,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

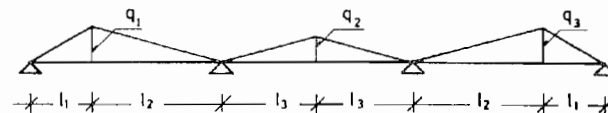
APOYO L2-L5

$$K_h = \frac{10,5}{\sqrt{\frac{0,58}{1}}} = 13,8 ; \quad k_s = 0,45 ; \quad A_s = 0,45 \cdot \frac{0,58}{0,105} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

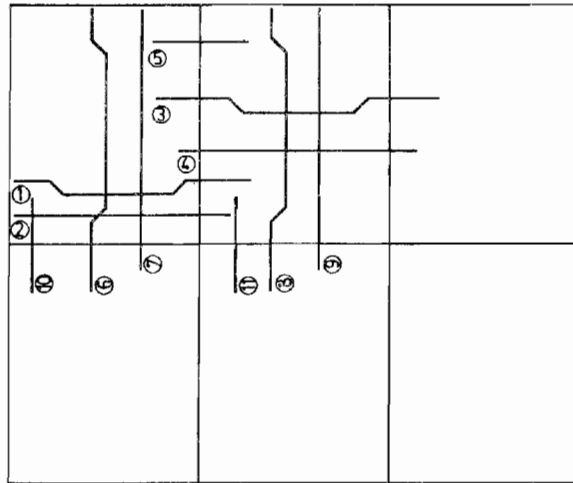
APOYOS L1-L2; L2-L3; L4-L5; L5-L6

$$K_h = \frac{10,5}{\sqrt{\frac{0,83}{1}}} = 11,5 ; \quad k_s = 0,45 ; \quad A_s = 0,45 \cdot \frac{0,83}{0,105} = 3,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{separación máxima de barras: } Q = 15 + \frac{12}{10} = 16,2 \text{ cm}$$

4) Reacciones en vigasV1-V2-V3V7-V8-V9

Esquema de distribución de armaduras (ver Tabla T.55.)



- | | | |
|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| ① $\phi 6 \text{ c}/32$ | ⑤ $\phi 6 \text{ c}/16$ (superior) | ⑨ $\phi 6 \text{ c}/32$ (inferior) |
| ② $\phi 6 \text{ c}/32$ (inferior) | ⑥ $\phi 6 \text{ c}/32$ | ⑩ $\phi 6 \text{ c}/18$ (superior) |
| ③ $\phi 6 \text{ c}/32$ | ⑦ $\phi 6 \text{ c}/32$ (inferior) | ⑪ $\phi 6 \text{ c}/40$ (superior) |
| ④ $\phi 6 \text{ c}/32$ (inferior) | ⑧ $\phi 6 \text{ c}/32$ | |

Figura X.4.

$$q_1 = q_3 = 0,366 \cdot 0,643 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cdot 4 \text{ m} = 0,94 \text{ t/m}$$

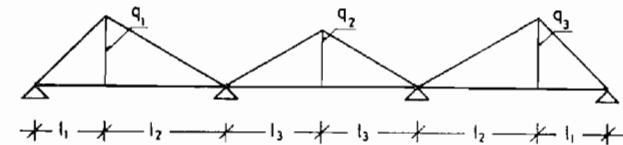
$$q_2 = 0,29 \cdot 0,643 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cdot 4 \text{ m} = 0,75 \text{ t/m}$$

$$l_1 = 0,366 \cdot 4 \text{ m} = 1,46 \text{ m}$$

$$l_2 = 2,54 \text{ m}$$

$$l_3 = 0,50 \cdot 4 \text{ m} = 2 \text{ m}$$

V4-V5-V6



$$q_1 = q_3 = 2 \cdot (0,634 \cdot 0,643 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cdot 4 \text{ m}) = 3,26 \text{ t/m}$$

$$q_2 = 2 \cdot (0,50 \cdot 0,643 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cdot 4 \text{ m}) = 2,57 \text{ t/m}$$

$$l_1 = 0,366 \cdot 4 \text{ m} = 1,46 \text{ m}$$

$$l_2 = 2,54 \text{ m}$$

$$l_3 = 0,50 \cdot 4 \text{ m} = 2 \text{ m}$$

354.

V10-V11

V16-V17



$$q = 0,366 \cdot 0,643 \text{ t/m}^2 \cdot 4 \text{ m} = 0,94 \text{ t/m}$$

$$l_1 = 0,366 \cdot 4 \text{ m} = 1,46 \text{ m}$$

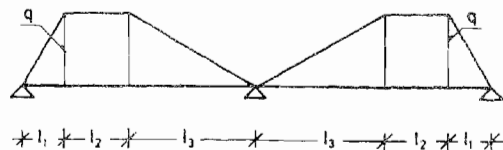
$$l_2 = 5 - 1,46 - 2,54 = 1 \text{ m}$$

$$l_3 = 0,634 \cdot 4 \text{ m} = 2,54 \text{ m}$$

V12-V13

V14-V15

a) Reacciones L1 - L4 (L3 - L6)



355.

$$q = 0,634 \cdot 0,643 \text{ t/m}^2 \cdot 4 \text{ m} = 1,63 \text{ t/m}$$

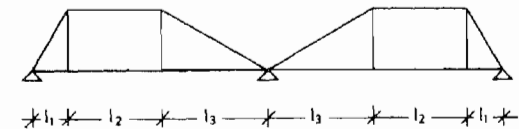
$$l_1 = 1,46 \text{ m}$$

$$l_2 = 1 \text{ m}$$

$$l_3 = 2,54 \text{ m}$$

b) Reacciones

L2-L5



$$q = 0,50 \cdot 0,643 \text{ t/m}^2 \cdot 4 \text{ m} = 1,29 \text{ t/m}$$

$$l_1 = 0,29 \cdot 4 \text{ m} = 1,16 \text{ m}$$

$$l_2 = 5 - 1,16 - 2 = 1,84 \text{ m}$$

$$l_3 = 0,50 \cdot 4 \text{ m} = 2 \text{ m}$$

X.3. - VIGA SIMPLEMENTE APOYADA

Cálculo y dimensionamiento de la viga de la Figura X.5.

Característica de los materiales: Hormigón: $f_{cN} = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

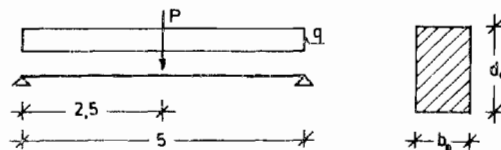


Figura X.5.

$$p = 1,5 \text{ t/m}$$

$$P = 2 \text{ t}$$

La sección es rectangular de dimensiones $b = 20 \text{ cm}$ y $d_0 = 45 \text{ cm}$

1) Determinación de la carga

peso propio de la viga: $0,20 \text{ m} \cdot 0,45 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ t/m}^3 = 0,22 \text{ t/m}$

luego:

$$g = 0,22 \text{ t/m}$$

$$p = 1,50 \text{ t/m}$$

$$q = 1,72 \text{ t/m} \quad P = 2 \text{ t}$$

2) Cálculo de sollicitaciones

$$M_{\text{MAX}} = \frac{1,72 \cdot 5^2}{8} + \frac{2 \cdot 5}{4} = 7,88 \text{ tm}$$

$$Q_A = -Q_B = \frac{1,72 \cdot 5}{2} + \frac{2}{2} = 5,30 \text{ t}$$

3) Dimensionamiento

a) Flexión (Tabla T.2.) $b = 42 \text{ cm}$

$$K_h = \frac{42}{\sqrt{\frac{7,88}{0,20}}} = 6,7 \quad ; \quad k_s = 0,49 \quad ; \quad A_s = \frac{0,49 \cdot 7,88}{0,42} = 9,19 \text{ cm}^2$$

b) Corte

$$\tau_{0A} = -\tau_{0B} = \frac{5300 \text{ kg}}{20 \text{ cm} \cdot 42 \text{ cm} \cdot 0,85} = 7,42 \text{ kg/cm}^2$$

Si se supone que los apoyos son indirectos resulta:

$$r = \frac{h}{2} = 21 \text{ cm}$$

$$x_M = 250 \text{ cm}$$

luego:

$$\max \tau_0 = 7,42 \text{ kg/cm}^2 \cdot \frac{250 - 21}{250} = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

de la Tabla T.57. se obtiene

$$\tau_{012} = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

luego $\max \tau_0 < \tau_{012}$ CASO 1

Es necesario colocar estribos capaces de absorber una tensión

$$\tau = 0,25 \cdot \max \tau_0 = 1,7 \text{ kg/cm}^2$$

4) Disposición de las armaduras

Como armadura de tramo se adopta 3 barras de $\phi 20$ mm (ver tabla T.54.), y los estribos necesarios se obtienen de la tabla T.65, siendo $b = 20$ cm y adoptando estribos de diámetro $\phi = 8$ mm resulta $t = 30$ cm, $\tau = 4,02 \text{ kg/cm}^2$, pero deben respetarse las otras condiciones reglamentarias.

$$- 0,8 \cdot d = 0,845 \text{ cm} = 36 \text{ cm}$$

$$- 30 \text{ cm}$$

en definitiva se adopta la menor, o sea estribos $\phi 8 \text{ c/30}$ no siendo necesario doblar barras.

En la zona donde se ubica la carga concentrada se colocará un refuerzo mediante estribos de $\phi = 6$ mm, luego la cantidad resulta:

$$c = \frac{2 \cdot t}{2 \text{ ramas} \cdot 0,3 \text{ cm}^2 \cdot 2,4 \text{ t/cm}^2} = 1,5$$

en definitiva se adoptan $2 \phi 6$ de 2 ramas.

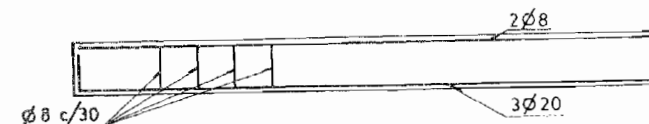


Figura X.6.

X.4. - VIGA CONTINUA

Cálculo y dimensionamiento de la viga continua de la figura X.7. y X.8.

Características de los materiales: Hormigón: $\beta_{cn} = 130 \text{ kg/cm}^2$
Acero: $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

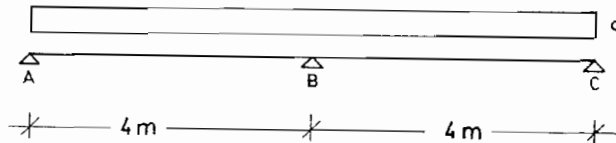


Figura X.7.

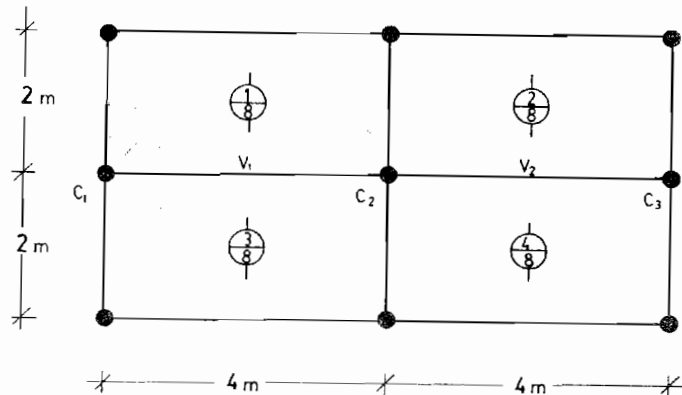


Figura X.8.

1) Determinación de las cargas

Las vigas V_1 - V_2 son de sección rectangular de ancho $b = 15$ cm y altura $d_0 = 35$ cm, luego el peso propio de las mismas resulta :

$$g_v = 0,15 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ t/m}^3 = 0,13 \text{ t/m}$$

Sobre las vigas V_1 - V_2 apoya un muro de bloques huecos de hormigón de espesor = 12 cm, con una altura de 2,80 m, el cual produce una carga uniforme sobre las mismas de valor:

$$g_m = 0,12 \text{ m} \cdot 2,80 \text{ m} \cdot 1,63 \text{ t/m}^3 = 0,55 \text{ t/m}$$

Las losas poseen una carga total de $q = 0,500 \text{ t/m}^2$, la reacción total de las mismas sobre las vigas resulta:

$$p = 2 \cdot \frac{5}{8} \cdot 0,500 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cdot 2 \text{ m} = 1,25 \text{ t/m}$$

La carga total en las vigas V_1 - V_2 resulta :

$$g = g_v + g_m = 0,68 \text{ t/m}$$

$$p = 1,25 \text{ t/m}$$

$$q = 1,93 \text{ t/m}$$

362.

2) Cálculo de solicitaciones

Se obtendrán los esfuerzos con la adaptación del 15 % que admite la DIN 1045, mediante la tabla T.51.

$$g = 0,68 \text{ t/m} ; \quad q = 1,93 \text{ t/m} ; \quad \frac{g}{q} = 0,35$$

$$M_{A_B} = M_{B_C} = \frac{1,93 \cdot 4^2}{12,10} = 2,55 \text{ tm} ; \quad M_B = -\frac{1,93 \cdot 4^2}{9,41} = -3,28 \text{ tm}$$

$$Q_A = -Q_C = \frac{1,93 \cdot 4}{2,46} = 3,14 \text{ t} ; \quad Q_{l_B} = -Q_{d_B} = -\frac{1,93 \cdot 4}{1,65} = -4,68 \text{ t}$$

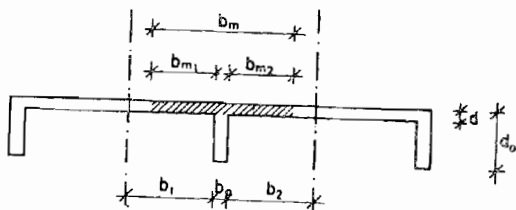
3) DimensionamientoFlexiónTRAMO AB

Figura X.9.

363.

En el tramo, la losa colabora en la absorción de esfuerzos de compresión formando una sección T.

$$d = 8 \text{ cm} \quad d_0 = 35 \text{ cm} \quad h = 32 \text{ cm}$$

$$b_1 = 100 \text{ cm} = b_2 ; \quad l_0 = K \cdot l = 0,8 \cdot 400 \text{ cm} = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{d_0} = 0,23 \quad \frac{b_1}{l_0} = 0,31$$

1) Entrando en la tabla T.52., se obtiene

$$\frac{b_{m1}}{b_1} = 0,68$$

$$b_{m1} = 0,68 \cdot b_1 = 68 \text{ cm} = b_{m2}$$

$$b_m = b_0 + b_{m1} + b_{m2} = 15 + 68 + 68 = 151 \text{ cm}$$

$$\frac{b_m}{b_0} = \frac{151}{15} = 10,07 > 5$$

2) La armadura resulta:

$$A_s = \frac{1,75}{4,2} \left(\frac{2,55}{0,32 - \frac{0,08}{2}} \right) = 3,79 \text{ cm}^2$$

Verificación del ala a compresión

364.

$$\frac{M}{b_m \cdot d \left(h - \frac{d}{2} \right)} = \frac{255000 \text{ kg.cm}}{151 \text{ cm} \cdot 8 \text{ cm} \left(32 - \frac{8}{2} \right) \text{ cm}} = 7,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_R = 105 \text{ kg/cm}^2 ; \frac{d}{h} = \frac{8 \text{ cm}}{32 \text{ cm}} = 0,25 \quad \text{del gráfico de}$$

la Figura IV.10 se obtiene: $\alpha = 0,99$

Luego resulta:

$$7,53 \text{ kg/cm}^2 < \frac{105}{1,75} \cdot 0,99 = 59,4 \text{ kg/cm}^2$$

APOYO B.

$$M = -3,28 \text{ tm}$$

$$K_h = \frac{32}{\sqrt{\frac{3,28}{0,15}}} = 6,84 < K_h^*$$

En consecuencia es necesario colocar armadura de compresión, de la Tabla T.2 se obtiene:

$$k_s = 0,53 \quad k_{s_1} = 0,03 \quad \frac{d_1}{h} = \frac{3}{32} = 0,09$$

$$\text{de tablas} \quad f = 1,0 \quad ; \quad f_1 = 1,02$$

365.

Luego:

$$A_s = 0,53 \cdot \frac{3,28}{0,32} \cdot 1,00 = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_1} = 0,03 \cdot \frac{3,28}{0,32} \cdot 1,02 = 0,31 \text{ cm}^2$$

Verificación al corte

Las vigas V1-V2 apoyan sobre las columnas C_1, C_2, C_3 que son de sección cuadrada de 20 cm de lado.

APOYO A - APOYO C

$$Q_A = - \quad Q_C = 3,14 \text{ t}$$

$$\tau_o = \frac{3140 \text{ kg}}{15 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 32 \text{ cm}} = 7,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$x_M = \frac{Q_A}{q} = 1,62 \text{ m}$$

$$r = \frac{1}{2} (h + c) = \frac{1}{2} (32 + 20) = 26 \text{ cm}$$

$$\max \tau_o = 7,70 \text{ kg/cm}^2 \cdot \frac{162 - 26}{162} = 6,46 \text{ kg/cm}^2$$

para hormigón $\beta_{cN} = 130 \text{ kg/cm}^2$, de la Tabla T.57 se obtienen:

$$\tau_{012} = 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{02} = 12 \text{ kg/cm}^2$$

Luego resulta

$$\tau_{012} < \max \tau_0 < \tau_{02} \quad \text{CASO 2}$$

La tensión de dimensionamiento es:

$$\max \tau = \frac{\max \tau_0^2}{\tau_{02}} = \frac{6,46^2}{12} = 3,48 \text{ kg/cm}^2 > 0,4 \max \tau_0$$

APOYO B

$$Q_{1B} = - Q_{dB} = 4,68 \text{ t}$$

$$\tau_0 = \frac{4680 \text{ kg}}{15 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 32 \text{ cm}} = 11,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$x_M = \frac{Q_B}{q} = 2,42 \text{ m}$$

$$r = \frac{1}{2} (h + c) = 26 \text{ cm}$$

$$\max \tau_0 = 11,47 \text{ kg/cm}^2 \cdot \frac{242 - 26}{242} = 10,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{012} < \max \tau_0 < \tau_{02} \quad \text{CASO 2}$$

La tensión de dimensionamiento resulta:

$$\max \tau = \frac{\max \tau_0^2}{\tau_{02}} = \frac{10,24^2}{12} = 8,74 \text{ kg/cm}^2 > 0,4 \max \tau_0$$

4) Disposición de armaduras

Como armadura de tramo se adoptan 2 barras de $\phi = 14$ mm rectos y una barra $\phi = 10$ mm levantada a 45° en ambos extremos, que absorba parte del momento flexor en el apoyo B y parte del esfuerzo de corte en el apoyo A y a la izquierda del B (idem en el tramo BC).

Como armadura adicional en el apoyo B para absorber el momento negativo deberán colocarse:

$$\text{barras levantadas: } 1 \phi 10 \text{ de c/lado} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{armadura necesaria en el apoyo B} = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{armadura adicional} = 5,43 - 1,57 = 3,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{se adoptan } 3 \phi 14$$

La armadura comprimida en el apoyo B ($A_{s1} = 0,31 \text{ cm}^2$) se obtiene prolongando 1 barra de $\phi 14$ sobre al apoyo.

Armadura de corte

$$Q_A : Q_C$$

$$\max \tau = 3,48 \text{ kg/cm}^2$$

tensión de corte que absorbe 1 $\phi 10$ doblada a 45°

$$\tau_s = \sqrt{\frac{2 \cdot T_s \cdot \max \tau}{b_o \cdot x_M}}$$

T_s : de la tabla T.59 = 2657 kg

$$\max \tau = 3,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_o = 15 \text{ cm}$$

$$x_M = 162 \text{ cm}$$

luego resulta $\tau_s = 2,75 \text{ kg/cm}^2$

debe absorberse con estribos una tensión $\tau_B = 3,48 - 2,75 = 0,73 \text{ kg/cm}^2$

Q_{iB} ; Q_{dB}

$$\max \tau = 8,74 \text{ kg/cm}^2$$

tensión de corte que absorbe 1 ϕ 10 doblada a 45°

$$\tau_s = \sqrt{\frac{2 \cdot 2657 \text{ kg} \cdot 8,74 \text{ kg/cm}^2}{15 \text{ cm} \cdot 242 \text{ cm}}} = 3,6 \text{ kg/cm}^2$$

tensión de corte a absorber mediante estribos rectos.

$$\tau_B = \max \tau - \tau_s = 8,8 - 3,6 = 5,2 \text{ kg/cm}^2$$

Si se adoptan estribos $\phi = 6 \text{ mm}$ y de 2 ramas, de la

Tabla T.64 se obtiene para $b_o = 15 \text{ cm}$ y $\tau_B = 5,2 \text{ kg/cm}^2$, que la separación entre estribos debe ser aproximadamente 17 cm.

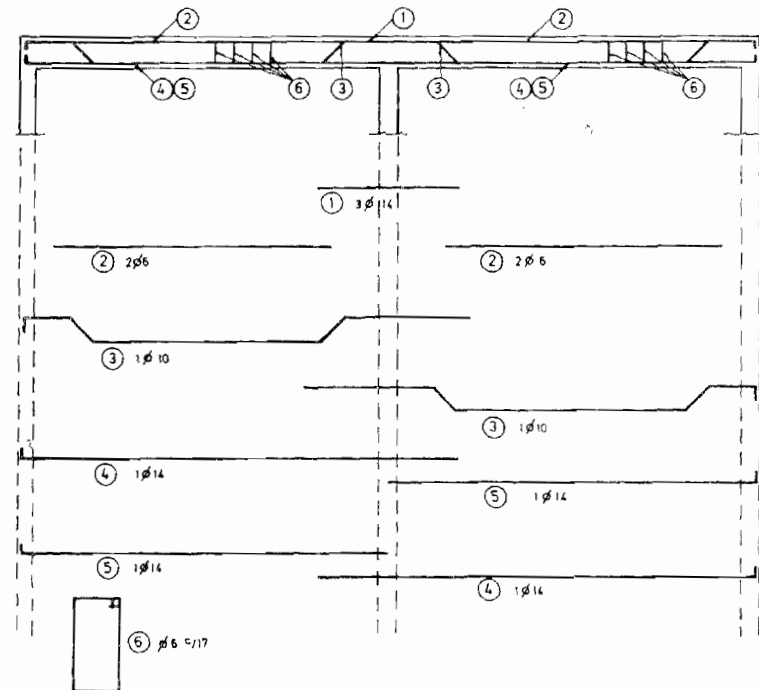


Figura X.10.

Sin embargo, deben cumplirse las condiciones reglamentarias que exigen para CASO 2 que λ resulte:

$$\lambda \leq 0,5 \cdot d_0 = 17,5 \text{ cm}$$

$$\lambda = 25 \text{ cm}$$

dado que estas condiciones deben cumplirse en toda la viga, se adoptan como estribos ϕ 6 c/17 cm de 2 ramas.

X.5. - COLUMNA A COMPRESIÓN PURA

Dimensionar una columna que soporta una carga normal de 40 t. las dimensiones máximas de la sección que admite el proyecto son de 20 cm x 20 cm; se supone que está impedida la posibilidad de pandeo en ambas direcciones y su altura es de 2,50 m.

Características de los materiales

Hormigón	$\beta_{cN} = 210 \text{ kg/cm}^2$	$\beta_R = 175 \text{ kg/cm}^2$
Acero	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	

1) Cálculo de la armadura

La armadura necesaria se obtiene con la siguiente expresión

$$A_s = - \frac{1}{\sigma_{su}} (\gamma \cdot N + A_b \cdot \beta_R)$$

luego

$$A_s = \frac{1}{4200 \text{ kg/cm}^2} \cdot (-2,140000 \text{ kg} + 20,20 \text{ cm}^2 \cdot 175 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) = 3,33 \text{ cm}^2$$

la cuantía total resulta

$$\mu_o = \frac{A_s}{A_b} = \frac{3,33 \text{ cm}^2}{400 \text{ cm}^2} = 0,008$$

cuantía que resulta admisible.

2) Disposición de la armadura

Se adoptan 4 barras de $\phi = 12 \text{ mm}$ ($A_s = 4,52 \text{ cm}^2$), una en cada esquina; como estribos se utilizan barras de $\phi = 6 \text{ mm}$, con una separación a_B igual a la menor de las siguientes magnitudes:

$$a_B \leq 20 \text{ cm}$$

$$a_B \leq 12 \phi_l = 12,1,2 \text{ cm} = 14,4 \text{ cm}$$

372.

se adopta $\emptyset$ 6 c/14

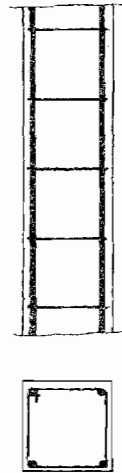


Figura X.11.

X.6. - COLUMNA A FLEXO-COMPRESIÓN

Dimensionamiento de la columna de la Figura X.12.

Características de los materiales

Hormigón: $f_{cH} = 210 \text{ kg/cm}^2$; $f_{cR} = 175 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

373.

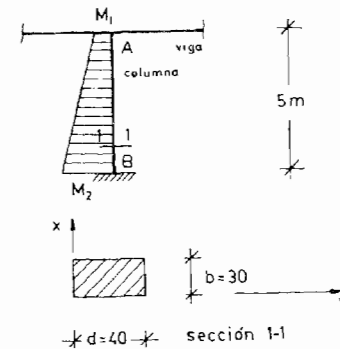


Figura X.12.

$$N = - 80 \text{ t} \quad M_1 = 10 \text{ tm} \quad M_2 = 15 \text{ tm}$$

La columna pertenece a un pórtico que es indesplazable en la dirección y, no existiendo posibilidad de pandeo en la dirección x.

Configuración de pandeo:



374.

A: empotramiento elástico

b: empotramiento perfecto

Cálculo de la longitud de pandeo

dimensiones: columna: 30 x 40 Vigas: 12 x 30
luz de vigas $s_r = 4 \text{ m}$

$$J_R = \frac{12 \cdot 30^3}{12} = 27.000 \text{ cm}^4 \quad J_S = \frac{30 \cdot 40^3}{12} = 160.000 \text{ cm}^4$$

$$k_A = \frac{J_S / s_s}{\sum J_R / s_R} = \frac{160.000 \text{ cm}^4}{5 \text{ m}} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{4 \text{ m}}{27000 \text{ cm}^4} = 2,37$$

$$k_B = 0$$

en B. $\sum J_R / s_R \approx \infty$ pues se supone muy rígida la base frente a la columna. Luego entrando en el nomograma A.20 para sistemas in desplazables, con $k_A = 2,37$ y $k_B = 0,4$ (límite de zona utilizable) se obtiene $\beta = 0,77$.

$$\text{luego } s_K = 0,77 \cdot 5 \text{ m} = 3,85 \text{ m}$$

$$\lambda = 3,47 \cdot \frac{s_K}{d} = 3,47 \cdot \frac{3,85 \text{ m}}{0,40 \text{ m}} = 33$$

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \frac{M_1}{M_2} = 45 - 25 \cdot \frac{10 \text{ tm}}{15 \text{ tm}} = 28$$

375.

$$\lambda > \lambda_{lim}$$

$$e = e_0 = \frac{0,65 \cdot M_2 + 0,35 \cdot M_1}{N} = 0,17 \text{ m}$$

$$\frac{e_0}{d} = \frac{0,17}{0,40} = 0,43 < 3,5$$

$$\text{cálculo de } f \quad 0,3 < \frac{e_0}{d} < 2,5$$

$$f = d \cdot \frac{\lambda - 20}{160} = 0,03 \text{ m}$$

solicitaciones

$$\text{sección A} \quad N = -80 \text{ t}; M = 10 \text{ tm}$$

$$\text{Sección B} \quad N = -80 \text{ t}; M = 15 \text{ tm}$$

$$\text{Sección } e_0 \quad N = -80 \text{ t}; M = N(e_0 + f) = 80 \text{ t} (0,17 + 0,03) \text{ m} = 16 \text{ tm}$$

luego $N = -80 \text{ t}$ y $M = 16 \text{ tm}$, se obtiene la armadura del diagrama de interacción del ábaco A.7. ($\frac{d_1}{h} = 0,05$).

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta_R} = \frac{-80 \text{ t}}{0,3 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 1750 \text{ t/m}^2} = -0,38$$

$$m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R} = \frac{16 \text{ tm}}{0,3 \text{ m} \cdot 0,4^2 \text{ m}^2 \cdot 1750 \text{ t/m}^2} = 0,19$$

del diagrama se obtiene

$$\omega_{01} = \omega_{02} = 0,38$$

La cuantía total resulta

$$\mu_{\text{tot}} = \mu_{01} + \mu_{02} = 2 \cdot \frac{\omega_{01}}{\beta_s / \beta_R} = 2 \cdot 0,38 \frac{175 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 3,2 \%$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \mu_{\text{tot}} \cdot b \cdot d = 0,032 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 38 \text{ cm}^2$$

se colocan 12 $\varnothing$ 20

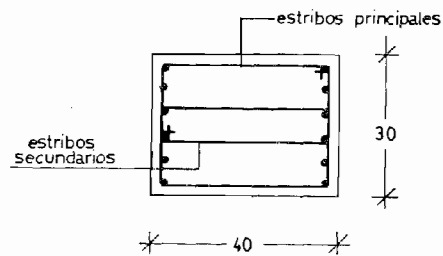


Figura X.13.

separación de estribos 12 $\cdot \varnothing_1 = 12 \cdot 2 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$

se adoptan estribos $\varnothing$ 6 c/24 (principales)

estribos secundarios $\varnothing$ 6 c/48

X.7. - BASE CENTRADA

Cálculo y dimensionamiento de la base de la Figura X.14.

Características de los materiales

Hormigón: $\beta_{cN} = 170 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

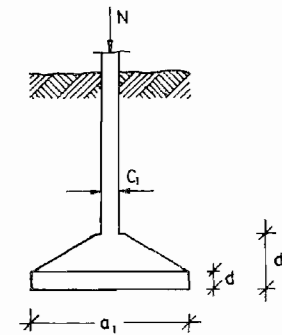


Figura X.14.

$N = 80 \text{ t}$ $G_{\text{fadm}} = 2 \text{ kg/cm}^2$ $C_1 = C_2 = 35 \text{ cm}$ $d = 20 \text{ cm}$

se adopta una base de planta cuadrada de 2,20 m de lado y una altura $d_0 = 90 \text{ cm}$.

Altura mínima por condición de rigidez:

$$d_0 = \frac{2,20 - 0,35}{4} = 46 \text{ cm} < 90 \text{ cm adoptado}$$

a) Verificación de la tensión en el terreno

Suponiendo que los pesos de la base y de la tierra sumados resultan un 10% de N, se obtiene:

$$\sigma_t = \frac{1,10 \cdot N}{a_1 \cdot a_2} = \frac{1,10 \cdot 80000 \text{ kg}}{(220)^2 \text{ cm}^2} = 1,82 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{tadm}$$

b) Cálculo de solicitaciones y armadura

$$M_1 = M_2 = \frac{N}{a_1} \cdot \frac{(a_1 - c_1)^2}{8} = \frac{80 \text{ t}}{220 \text{ m}} \cdot \frac{(2,20 - 0,35)^2 \text{ m}^2}{8} = 15,6 \text{ tm}$$

recubrimiento = 6 cm

$$K_h = \frac{84}{\sqrt{\frac{15,6}{0,4}}} = 13,45 ; k_s = 0,45 ; A_s = 0,45 \cdot \frac{15,6}{0,84} = 8,4 \text{ cm}^2$$

c) Verificación al punzonado

$$\tau_R = \frac{Q_R}{\mu \cdot h_m}$$

$$h_m = 83 \text{ cm} ; c = 1,13.35 \text{ cm} = 39,6 \text{ cm} ; d_R = c + h_m = 122,6 \text{ cm}$$

$$d_K = c + 2 \cdot h_m = 205,6 \text{ cm} ; \mu = \pi \cdot d_R = 385 \text{ cm} ;$$

$$h'_m = \frac{h'_1 + h'_2}{2} = 53,2 \text{ cm}$$

$$Q_R = N - p \cdot \frac{\pi \cdot d_K^2}{4} = 80 - \frac{80}{(2,20)^2} \cdot \frac{\pi \cdot (2,06)^2}{4} = 24,9 \text{ t}$$

$$\tau_R = \frac{24900 \text{ kg}}{385 \text{ cm} \cdot 53,2 \text{ cm}} = 1,22 \text{ kg/cm}^2$$

de la Tabla T.57. $\tau_{011} = 4,5 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{0,2}{d_0(m)} + 0,33 = \frac{0,2}{0,9} + 0,33 = 0,55$$

$$\delta_1 = 1,6 \cdot \alpha_e \sqrt{\mu_K(\%)}$$

$$\alpha_e = 1,3 \quad \text{ACERO} \quad \beta_s = 4,2 \text{ t/cm}^2$$

armadura pasante por sector de diámetro d_K

$$A_{sK} = 8,4 \text{ cm}^2 \cdot \frac{2,06 \text{ m}}{2,20 \text{ m}} = 7,9 \text{ cm}^2$$

$$\mu_K = \frac{A_{sK}}{h'_m \cdot d_K} = \frac{7,9 \text{ cm}^2}{53,2 \text{ cm} \cdot 205,6 \text{ cm}} = 0,072 \%$$

$$\delta_1 = 1,6 \cdot 1,3 \cdot \sqrt{0,072} = 0,56$$

$$\delta_1 \cdot \tau_{011} \left[\frac{0,2}{d_0(m)} + 0,33 \right] = 0,56 \cdot 4,5 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0,55 = 1,39 \text{ kg/cm}^2 > \tau_R$$

380.

verifica el caso 1 . . . no es necesario colocar armadura de corte.

Se adopta como armadura a flexión barras ϕ 10 c/20 cm en ambas direcciones.

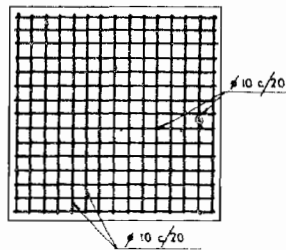


Figura X.15.

X.8. - BASE EXCÉNTRICA

Cálculo y dimensionamiento de la base de la Figura X.16.

Característica de los materiales

Hormigón: $\beta_{CN} = 130 \text{ kg/cm}^2$; $\beta_R = 105 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$N = 20 \text{ t}$; $\sigma_{adm} = 2 \text{ kg/cm}^2$; $C_1 = C_2 = 25 \text{ cm}$;

381.

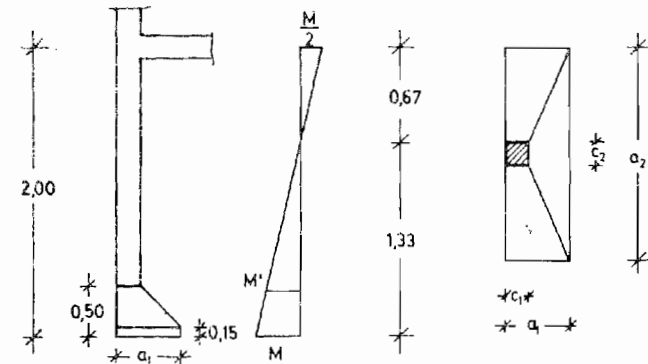


Figura X.16.

a) Cálculo de las dimensiones en planta de la base

$$A_{NEC} = \frac{1,10 \cdot N}{\sigma_{adm}} = 1,10 \cdot \frac{20000 \text{ kg}}{2 \text{ kg/cm}^2} = 11000 \text{ cm}^2$$

partiendo de una relación $\frac{a_2}{a_1} = 2,5$ resulta:

$$a_1 = \sqrt{\frac{A_{NEC}}{2,5}} = \sqrt{\frac{11000}{2,5}} = 66 \text{ cm}$$

se adopta $a_1 = 70 \text{ cm}$

luego:

$$a_2 = 2,5 \cdot a_1 = 175 \text{ cm}$$

382.

como altura total se adopta $d_o = 50$ cm

b) Cálculo de sollicitaciones en la base y dimensionamiento

$$M_1 = \frac{N}{a_1} \cdot \frac{(a_1 - c_1)^2}{2} = \frac{20 \text{ t}}{0,70} \cdot \frac{(0,70 - 0,25)^2}{2} = 2,90 \text{ tm}$$

$$K_h = \frac{43}{\sqrt{\frac{2,9}{0,25}}} = 12,6; \quad k_s = 0,46; \quad A_s = 0,46 \cdot \frac{2,9}{0,43} = 3,1 \text{ cm}^2$$

$$M_2 = \frac{N}{a_2} \cdot \frac{(a_2 - c_2)^2}{8} = \frac{20 \text{ t}}{1,75 \text{ m}} \cdot \frac{(1,75 - 0,25)^2}{8} = 3,2 \text{ tm}$$

$$K_h = \frac{45}{\sqrt{\frac{3,2}{0,25}}} = 12,6; \quad k_s = 0,46; \quad A_s = 0,46 \cdot \frac{3,2}{0,45} = 3,3 \text{ cm}^2$$

se dispondrán en la dirección $O_1 \nabla 10$ c/20

se dispondrán en la dirección $O_2 \nabla 10$ c/20

c) Dimensionamiento de la columna a flexión compuesta

La excentricidad de la carga N respecto del centro de la base resulta:

$$e = \frac{0,70 - 0,25}{2} = 0,225 \text{ m}$$

383.

luego:

$$M = N \cdot 0,225 = 4,5 \text{ tm}$$

$$M' = 4,5 \text{ tm} \cdot \frac{1,33 - 0,50}{1,33} = 2,8 \text{ tm}$$

$$N = -20 \text{ t} \quad M = 2,8 \text{ tm}$$

$$n = \frac{-20}{0,25^2 \cdot 1050} = -0,31; \quad m = \frac{2,8}{0,25^3 \cdot 1050} = 0,17$$

del diagrama de interacción A. 7.

resulta $\omega_{O_1} = \omega_{O_2} = 0,25$ luego la cuantía total resulta:

$$\mu_{\text{tot}} = 2 \cdot \frac{0,25}{\sqrt{3_s/3_R}} = 1,25 \%$$

$$A_s = 0,0125 \cdot 25^2 = 7,8 \text{ cm}^2$$

se arma la columna con 4 barras de $\varnothing 16$ y estribos $\varnothing 6$ con una separación de 19 cm (separación mínima $12 \cdot \varnothing_1$). (ver Fig. X.17)

d) dimensionamiento del tensor

esfuerzo en el tensor

$$F = 1,5 \frac{M}{h} = 1,5 \cdot \frac{4,5 \text{ tm}}{2 \text{ m}} = 3,4 \text{ t}$$

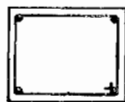


Figura X.17.

calculando con una tensión en el acero $\sigma_s = 1,2 \text{ t/cm}^2$ (ver capítulo VII-tensores) la armadura resulta:

$$A_s = \frac{3,4 \text{ t}}{1,2 \text{ t/cm}^2} = 2,83 \text{ cm}^2$$

adoptando como armadura 4 $\phi 10$

e) verificación de la seguridad al deslizamiento

$$N = 20 \text{ t} \quad \varphi = 30^\circ \quad H = 3,4 \text{ t}$$

$$\frac{20 \text{ t} \cdot \tan \varphi}{3,4 \text{ t}} = 3,4 > 1,5 \quad \text{verifica}$$

X.9. - PILOTES

Cálculo y dimensionamiento del cabezal y pilotes de la figura X.18.

Características de los materiales

$$\text{Hormigón: } \beta_{cN} = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero: } \beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = 250 \text{ t} \quad \text{carga admisible de pilote } Q_a = 80 \text{ t}$$

$$c_1 = c_2 = 50 \text{ cm} \quad \text{diámetro del pilote } d_p = 45 \text{ cm}; d_o = 150 \text{ cm}$$

$$a = b = 205 \text{ cm}$$

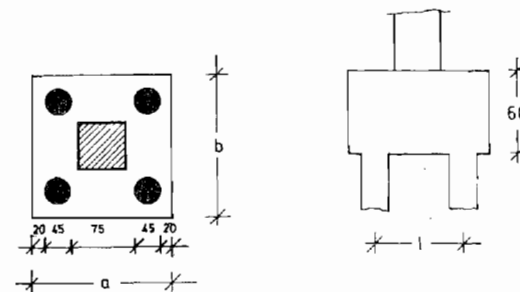


Figura X.18.

a) esfuerzo en cada pilote

$$\text{peso propio del cabezal } G = 2,05^2 \cdot 1,50 \cdot 2,4 = 15 \text{ t}$$

$$P = \frac{N + G}{4} = \frac{265}{4} = 66 \text{ t} < Q_a$$

386.

b) esfuerzos en cabezal

Los esfuerzos de tracción T_1 y T_2 resultan

$$T_1 = T_2 = \frac{N}{4} \cdot \frac{l - c}{z} \quad \text{donde}$$

l = distancia entre pilotes = 120 cm

c = 50 cm

z = $0,85 \cdot 145$ cm = 123,3 cm

luego

$$T_1 = T_2 = \frac{250 \text{ t}}{4} \cdot \frac{(120 - 50)}{123,3} = 36 \text{ t}$$

la armadura horizontal y cruzada a colocar en el cabezal resulta

$$A_s' = A_s'' = \frac{T_1}{\beta_s / 1,75} = \frac{36 \text{ t}}{2,4 \text{ t/cm}^2} = 15 \text{ cm}^2$$

se adoptan ϕ 12 c/15 en ambos sentidos

c) verificación al corte

$$\tau = \frac{2 P}{0,85 \cdot h \cdot a} = \frac{2 \cdot 66000 \text{ kg}}{0,85 \cdot 145 \cdot 205} = 5,2 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{012}$$

no es necesario colocar armadura de corte

387.

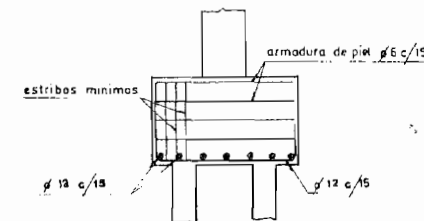


Figura X.19.

X.10 - MÉNSULA CORTA

Cálculo y dimensionamiento de la ménsula corta de la figura X.20.

Características de los materiales

Hormigón: $\beta_{cN} = 170 \text{ kg/cm}^2$; $\beta_R = 140 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

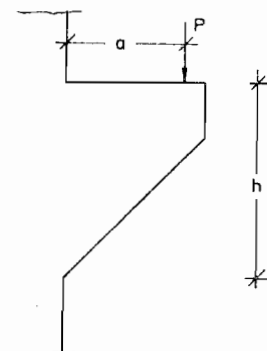


Figura X.20.

$$P = 40 \text{ t}$$

$$a = 0,80 \text{ m}$$

$$h = 1,5 \text{ m}$$

Cálculo del ancho de la ménsula corta

$$x = \frac{0,85 \cdot h \cdot a}{\sqrt{0,72 h^2 + a^2}} = \frac{0,85 \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 0,80 \text{ m}}{\sqrt{0,72 \cdot 2,25 \text{ m}^2 + 0,64 \text{ m}^2}} = 0,68 \text{ m}$$

$$D = \frac{P \cdot a}{x} = \frac{40 \text{ t} \cdot 0,8 \text{ m}}{0,68 \text{ m}} = 47,1 \text{ t}$$

$$b_{\text{nec}} = \frac{\gamma \cdot D}{0,19 \cdot h \cdot \sqrt{3_R}} = \frac{2,1 \cdot 47100 \text{ kg}}{0,19 \cdot 150 \text{ cm} \cdot 140 \text{ kg/cm}^2} = 24,8 \text{ cm}$$

se adopta $b = 25 \text{ cm}$

Cálculo armadura principal

$$Z_p = P \cdot \frac{a}{0,85 \cdot h} = 40 \text{ t} \cdot \frac{0,80 \text{ m}}{0,85 \cdot 1,5 \text{ m}} = 25 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{Z_p}{\beta_s / 1,75} = \frac{1,75 \cdot 25 \text{ t}}{4,2 \text{ t/cm}^2} = 10 \text{ cm}^2$$

se adoptan 5 $\phi 16$ de armadura principal

La armadura correspondiente a los estribos horizontales resulta:

$$A_s = \frac{1}{3} \cdot 10 \text{ cm}^2 = 3,33 \text{ cm}^2$$

que repartidos en la altura $h = 1,50 \text{ m}$ resulta

$$a_s = \frac{3,3 \text{ cm}^2}{1,5 \text{ m}} = 2,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

se adoptan estribos $\phi 8$ c/22 cm

Como barras de montaje se utilizan 2 barras $\phi 8$.

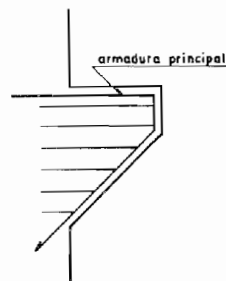


Figura X.21.

X.11. - VIGA PARED CONTINUA

Cálculo y dimensionamiento de la viga pared de 2 tramos de la figura X.22.

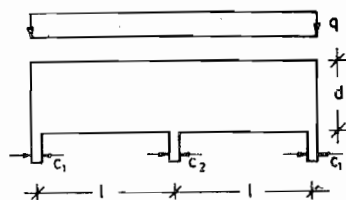


Figura X.22.

Características de los materiales

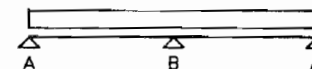
Hormigón: $\beta_{cN} = 210 \text{ kg/cm}^2$; $\beta_R = 175 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$q = 6 \text{ t/m}$; $l = 3 \text{ m}$; $d = 1,6 \text{ m}$; $b_0 = 15 \text{ cm}$; $c_1 = 20 \text{ cm}$;

$c_2 = 30 \text{ cm}$

$$\frac{d}{l} = \frac{1,6}{3} = 0,53 > 0,4$$

a) Cálculo de solicitaciones

$$M_{AB} = \frac{q \cdot l^2}{14,22} = \frac{6 \cdot 3^2}{14,22} = 3,8 \text{ tm} ; R_A = \frac{3}{8} \cdot q \cdot l = 6,75 \text{ t}$$

$$M_B = -\frac{q \cdot l^2}{8} = -\frac{6 \cdot 9}{8} = -6,75 \text{ tm} ; R_B = 2 \cdot \frac{5}{8} \cdot q \cdot l = 22,5 \text{ t}$$

b) Cálculo de armadura

$$0,4 < \frac{d}{l} < 1,0$$

$$z_F = z_s = 0,5 \cdot d \cdot \left(1,9 - \frac{d}{l}\right) = 0,5 \cdot 1,6 \cdot \left(1,9 - \frac{1,6}{3}\right) = 1,09 \text{ m}$$

$$A_{sAB} = \frac{M_{AB}}{z_F} \cdot \frac{1,75}{\beta_s} = \frac{3,8 \text{ tm}}{1,09 \text{ m}} \cdot \frac{1,75}{4,2 \text{ t/cm}^2} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{sB} = \frac{6,75 \text{ tm}}{1,09 \text{ m}} \cdot \frac{1,75}{4,2 \text{ t/cm}^2} = 2,58 \text{ cm}^2$$

c) Verificación de tensiones principales de compresión:

APOYO A

$$p = \frac{R_A}{c \cdot b} = \frac{6,75 \text{ t}}{0,2 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m}} = 225 \text{ t/m}^2$$

$$p < 0,85 \cdot \frac{\beta_R}{2,1} = 0,85 \cdot \frac{1750 \text{ t/m}^2}{2,1} = 708 \text{ t/m}^2 \quad \text{verifica}$$

APOYO B

$$p = \frac{R_B}{c_2 \cdot b} = \frac{22,5 \text{ t}}{0,3 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m}} = 500 \text{ t/m}^2$$

$$p < \frac{\beta_R}{2,1} = \frac{1750 \text{ t/m}^2}{2,1} = 833 \text{ t/m}^2 \quad \text{verifica}$$

d) Disposición de la armadura

La armadura mínima, en forma de malla cruzada y en ambas caras es

$$A_{sMIN} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m} : \phi 6 \text{ c}/19$$

La armadura de tramo se ubicará en una altura $0,1 \cdot d = 16 \text{ cm}$ y de valor $1,45 \text{ cm}^2$, adoptándose $3 \phi 8$.

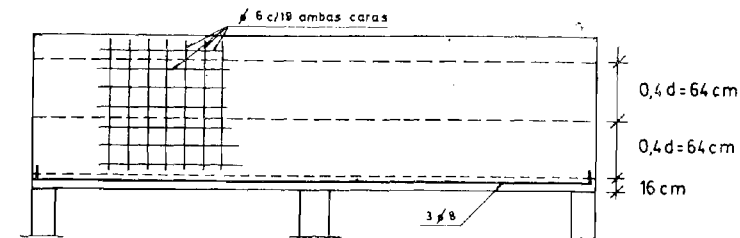


Figura X.23.

La armadura de apoyo es $2,58 \text{ cm}^2$, a distribuir $1,72 \text{ cm}^2$ en la zona 1 y $0,86 \text{ cm}^2$ en la zona 2; esta armadura ya es cubierta por las mallas mínimas $\phi 6 \text{ c}/19$.

X.12. - FLECHA INSTANTÁNEA Y TOTAL DE UNA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA

Cálculo de la flecha instantánea y flecha total de la viga de la Figura X.24.

Características de los materiales:

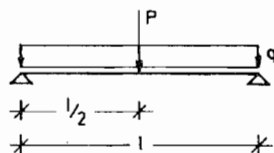
Hormigón: $\beta_{cN} = 210 \text{ kg/cm}^2$ Acero: $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$ 

Figura X.24.

$$q = 1,5 \text{ t/m} ; P = 3 \text{ t} ; l = 4 \text{ m} ; d_o = 50 \text{ cm} ; b_o = 20 \text{ cm}$$

módulo de elasticidad longitudinal del acero: $E_s = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$ módulo de elasticidad longitudinal del hormigón: $E_b = 300.000 \text{ kg/cm}^2$

momento máximo

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} + \frac{P \cdot l}{4} = 6 \text{ tm}$$

$$K_h = \frac{47}{\sqrt{\frac{6}{0,20}}} = 8,6$$

de la Tabla T.2. $k_s = 0,46$; $k_x = 0,26$

$$A_s = 0,46 \cdot \frac{6}{0,47} = 5,9 \text{ cm}^2$$

siendo la sección rectangular resultan:

$$y_G = 0,5 \cdot d_o = 25 \text{ cm}$$

$$J_b = \frac{b_o \cdot d_o^3}{12} = \frac{20 \cdot 50^3}{12} = 208334 \text{ cm}^4$$

$$\beta_{bz} = 0,75 \cdot \sqrt[3]{\beta_{cN}^2} = 26,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_F = \frac{\beta_{bz} \cdot J_b}{y_G} = \frac{26,5 \text{ kg/cm}^2 \cdot 208334 \text{ cm}^4}{25 \text{ cm}} = 220834 \text{ kg.cm} = 2,21 \text{ tm}$$

$$J_\theta = \left(\frac{M_F}{M} \right)^3 \cdot J_b + 0,85 \left[1 - \left(\frac{M_F}{M} \right)^3 \right] \frac{E_s}{E_b} \cdot A_s \cdot h^2 \cdot (1 - k_x)$$

$$J_\theta = \left(\frac{2,21}{6} \right)^3 \cdot 208334 + 0,85 \cdot \left[1 - \left(\frac{2,21}{6} \right)^3 \right] \frac{2.100.000}{300.000} \cdot 5,9 \cdot 47^2 \cdot (1 - 0,26) = 72026 \text{ cm}^4 < J_b$$

la flecha instantánea resulta:

$$f_o = \alpha \cdot \frac{M \cdot l^2}{E_b \cdot J_\theta} = \frac{l^2}{E_b \cdot J_\theta} \cdot (\alpha_q \cdot M_q + \alpha_p \cdot M_p)$$

donde α se obtiene de la figura VIII.1.

$$\begin{array}{ll} \text{carga distribuida: } \alpha = \frac{5}{48} & M_q = 3 \text{ tm} \\ \text{carga concentrada: } \alpha = \frac{1}{12} & M_p = 3 \text{ tm} \end{array}$$

$$f_0 = \frac{400^2 \text{ cm}^2}{300.000 \text{ kg/cm} \cdot 72026 \text{ cm}^4} \cdot \left(\frac{5}{48} \cdot 300.000 \text{ kgcm} + \frac{1}{12} \cdot 300.000 \text{ kgcm} \right) = 0,42 \text{ cm}$$

La flecha total resulta

$$f_t = \beta \cdot f_0$$

Suponiendo clima húmedo, una relación $\frac{A_{s1}}{A_{s2}} = 0$ y que la edad del hormigón al entrar en carga es 6 meses, se obtiene $\beta = 1,5$.

luego

$$f_t = 1,5 \cdot 0,42 \text{ cm} = 0,63 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = 1,33 \text{ cm} > f_t \quad \text{verifica}$$

X.13. - ESQUEMA DE CÁLCULO DE TANQUE DE AGUA

Procederemos a explicar el esquema general de cálculo de un tanque de agua tipo.

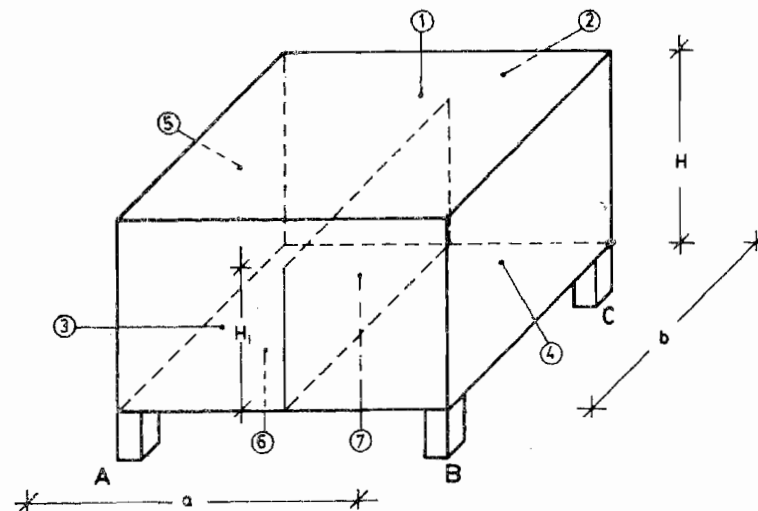


Figura X.25.

Losa Superior 1

Se considera simplemente apoyada en los bordes y su carga resulta:

$$g = e_1 \cdot \gamma_H$$

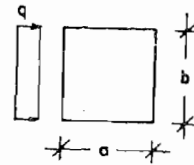
$$p = 0,150 \text{ t/m}^2$$

398.

$$q = g + p$$

e_1 : espesor de la losa 1

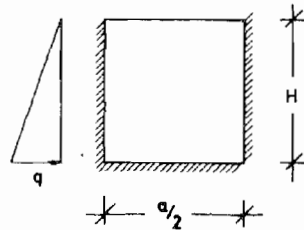
γ_H : peso específico del hormigón = 2,4 t/m³



Tabique Lateral 2-3

Este tabique trabaja simultáneamente como losa y viga pared.

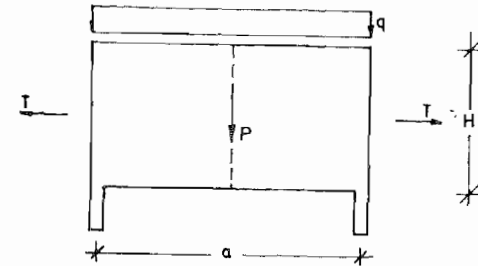
a) esquema losa



$$q = \gamma_a \cdot H; \gamma_a: \text{peso específico del agua} = 1 \text{ t/m}^3$$

399.

b) esquema viga pared



$$q = g_{L2} + r_{L1} + r_{L6} \quad (\text{t/m}); \quad P = R_{L7} \quad (\text{t}); \quad e_2 = \text{espesor } L2$$

$$g_{L2} = \text{peso propio de la losa 2(3)} = e_2 \cdot H \cdot \gamma_H$$

$$r_{L1} = \text{reacción de la losa 1 en la dirección b}$$

$$r_{L6} = \text{reacción de la losa 6 en la dirección b (tener en cuenta que esta carga es colgante)}$$

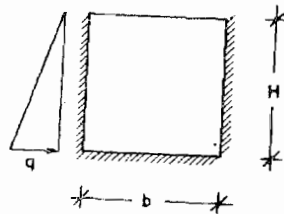
$$R_{L7} = \text{reacción de la losa 7}$$

$$T = \text{resultante de las reacciones de las losas 4 y 5 en la dirección b que producen un esfuerzo de tracción distribuido en el plano de la losa 2 (3).}$$

400.

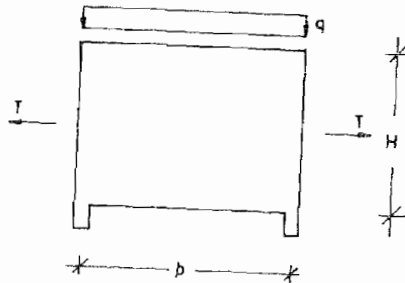
Tabique Lateral 4-5

a) esquema losa



$$q = \delta_0 \cdot H$$

b) Esquema viga pared



$$q = g_{L4} + r_{L1} + r_{L6} \quad (t/m) \quad ; \quad e_4 = \text{espesor } L_4$$

401.

g_{L4} = peso propio de la losa 4 (5) = $e_4 \cdot H \cdot \gamma_H$

r_{L1} = reacción de la losa 1 en la dirección a

r_{L6} = reacción de la losa 6 en la dirección a (tener en cuenta que esta carga es colgante)

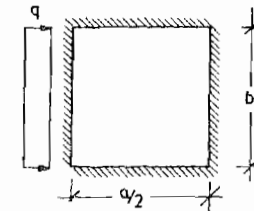
T = resultante de las reacciones de las losas 2 y 3 en la dirección a, que producen un esfuerzo de tracción distribuido en el plano de la losa 4 (5).

Losa de Fondo 6

Dado que el tanque del ejemplo posee tabique divisorio, existen 2 estados de carga.

- 1) tanque totalmente lleno
- 2) medio tanque lleno

para el cálculo del momento en los apoyos se utiliza el siguiente esquema;

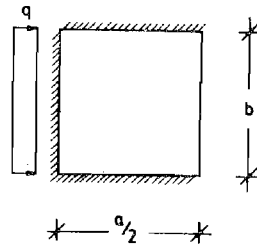


$$g = e_s \cdot \gamma_H$$

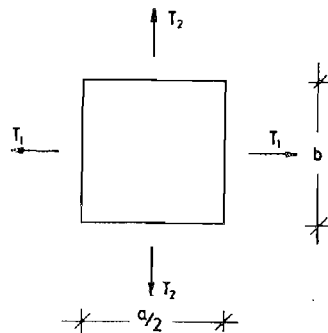
$$p = H \cdot \gamma_a$$

$$q = g + p$$

para obtener el momento máximo en el tramo se puede suponer articulado el borde que une L6 con L7, si bien este apoyo está empujado elásticamente:



La losa 6 está sometida a esfuerzos de tracción distribuidos, en su plano y en ambas direcciones.



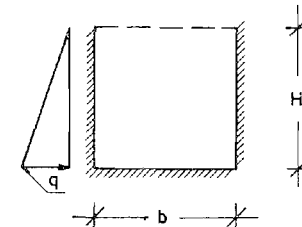
T_1 : esfuerzo de tracción provocado por la reacción en el borde inferior de las losas 4 y 5.

T_2 : esfuerzo de tracción provocado por la reacción en el borde inferior de las losas 2 y 3.

Tabique Divisorio 7

a) Esquema Losa

Estado de carga: medio tanque lleno

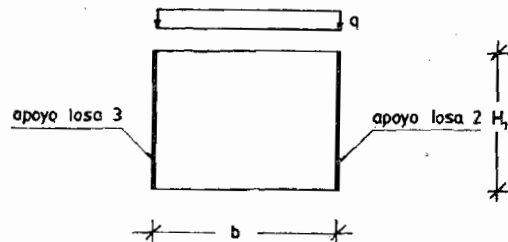


$$q = \gamma_a \cdot H_1$$

La armadura de tramo y apoyo obtenidas a partir de las sollicitaciones correspondientes al esquema de cálculo dado, deben colocarse en ambas caras de la losa, ya que el empuje de agua puede actuar de un lado u otro del tabique.

b) Esquema viga pared

Estado de carga: tanque totalmente lleno



$$q = g_{L7} + 2 r_{L6} \quad (t/m) \quad ; \quad e_7 = \text{espesor } L7$$

$$g_{L7} = \text{peso propio de la losa } 7 = e_7 \cdot H \cdot \gamma_H$$

r_{L6} = reacción losa 6 en la dirección q (tener en cuenta que esta carga es colgante)

En el ejemplo dado se han supuesto que todas las losas deben armarse en dos direcciones; en un caso real deberán calcularse todas las losas en 1 o 2 direcciones según correspondan.

Los momentos en apoyos deberán compatibilizarse, o sea en cada arista a la cual concurren dos losas el valor del momento flexor debe ser único; pueden promediarse ambos valores, au-

mentando o disminuyendo proporcionalmente el momento en el tramo de cada losa.

En las aristas de unión de los tabiques es conveniente aumentar el espesor de los mismos mediante cartelas, incrementando de este modo el brazo elástico de la sección para absorber los momentos en apoyos, figura X.26.

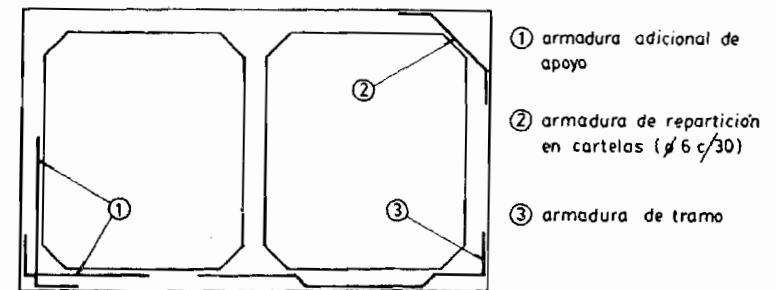


Figura X.26.

Para todas las losas en contacto con el agua se deberá proceder a la verificación de estanqueidad, explicada en el punto VIII.2.2 del capítulo VIII.

La disposición de armaduras se efectuará de acuerdo a lo explicado para losas y vigas pared; en los lugares donde se encuentran bocas de acceso o de inspección, se deberán colocar a ambos lados de la abertura y en los dos sentidos, la misma armadura de la losa que ha sido suspendida, (Figura X.27).

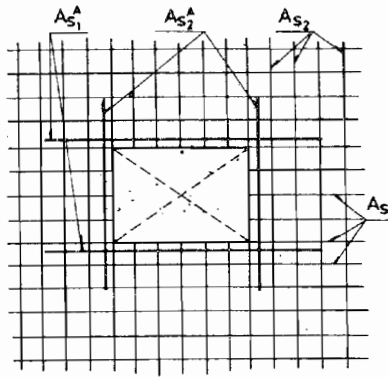
Las columnas sobre las que apoya el tanque reciben las reacciones de las vigas pared que descargan en ellas.

COLUMNA A: $R_{L3} + R_{L5}$

COLUMNA B: $R_{L3} + R_{L4}$

COLUMNA C: $R_{L2} + R_{L4}$

COLUMNA D: $R_{L2} + R_{L5}$



$$A_{S1}^A = \frac{A_{S1}}{2} \quad A_{S2}^A = \frac{A_{S2}}{2}$$

Figura X.27.

B I B L I O G R A F I A

- DIN 1045 - Hormigón y Hormigón Armado, cálculo y realización IRAM (versión castellana) - Buenos Aires - 1979.
- Comisión Alemana para el estudio del Hormigón Armado - Cuaderno 220-IRAM (versión castellana) - Buenos Aires - 1976.
- Comisión Alemana para el Estudio de Hormigón Armado - Cuaderno 240- IRAM (versión castellana) - Buenos Aires - 1978.
- Comisión Alemana del Hormigón Armado - Cuaderno 300 - IRAM (versión castellana) - Buenos Aires - 1980.
- Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón - CINEH - Buenos Aires - 1964.
- Norma IRAM 11.599 - Cargas y Sobrecargas gravitatorias a utilizar en el Cálculo de las Estructuras de Edificios - Buenos Aires - 1977.
- Norma IRAM 11.700 - Acción del Viento sobre las Construcciones Buenos Aires - 1979.
- IMPRES - Normas antisísmicas. CONCAR 70 - San Juan - 1972.
- A.H.Puppo - Cálculo Límite de Vigas y Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado - Instituto del Cemento Portland Argentino Buenos Aires - 1980.
- F. Leonhardt, E. Mönning - Construções De Concreto - Ed Inter-ciência (versión portuguesa) - Río de Janeiro - 1977.

- Beton Kalender - 1979.
- H. Rüsch - Hormigón Armado y Hormigón Pretensado. Propiedades de los Materiales y Procedimientos de Cálculo - Ed. CECSA - Barcelona - 1975.
- E. Grasser, D. Linse - Bemessungstabeln für Stahlbetonquerschnitte - (Tablas y ábacos NORMA DIN 1045). Ed. Werner - Verlag Düsseldorf - 1972.
- P. Jimenez Montoya, A. García Meseguer, F. Moran Cabre - Hormigón Armado, 7ª Edición - Ed. Gustavo Gili - Barcelona - 1973.
- Gotthard, Franz - Tratado del Hormigón Armado - Ed. Gustavo Gili - Barcelona - 1969.
- O. Moretto - Curso de Hormigón Armado - Ed. Ateneo - Buenos Aires - 1970.
- CEB - FIP - Code Modèle pour les structures en béton - 1978.
- S. P. Timoshenko, D.H. Young - Teoría de las Estructuras - Ed. Urmo - Bilbao - 1975.
- V.I. Feodosiev - Resistencia de Materiales - Ed. Sapiens - Buenos Aires - 1976.
- A.S. Kalmanok - Manual para Cálculo de Placas Ed. Inter Ciencia - Montevideo - 1961.
- K. Terzaghi, R.B. Peck - Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica - Ed. El Ateneo - Buenos Aires - 1973.
- T.W. Lambe, R.V. Whitman - Mecánica de Suelos - Ed. Limusa - Wiley - Mexico, 1972.

- Wayne C. Teng - Foundation Design - N.M. Newmark, W.J. Hall, Editors New Delhi - 1969.
- ASCE - IABSE - Planning and design of tall buildings - Bethlehem 1972.

*Esta publicación se terminó
de imprimir en Artes Gráficas
Corín Luna, Morelos 670,
Capital, en Marzo de 1983*

Es propiedad del Instituto del
Cemento Portland Argentino ha-
biéndose efectuado el depósito
que establece la ley Nacional
N°11.723.

Cerro Alpino Central B	FRANQUEO PAGADO
	Concesión N° 3179