

CAPITULO 8
DE LOS REGLAMENTOS TÉCNICOS

- 8. 1. DE LAS CARGAS PERMANENTES Y ACCIDENTALES.
- 8. 1. 1. CARGAS PERMANENTES Y SOBRECARGAS.
- 8. 1. 2. CARGAS PERMANENTES.
- 8. 1. 3. SOBRECARGAS, CARGAS ACCIDENTALES O UTILES.
- 8. 1. 4. CARGAS TOTALES MINIMAS A UTILIZARSE EN EL CALCULO.
- 8. 1. 5. ACCION DEL VIENTO.
- 8. 1. 6. EMPUJE DE LAS TIERRAS.
- 8. 1. 7. 0. CIMENTOS DE ESTRUCTURAS.
- 8. 1. 7. 1. BASES DENTRO DE LOS LIMITES DEL PREDIO.
- 8. 1. 7. 2. PILOTES HINCADOS.
- 8. 1. 7. 3. CIMENTACIONES ESPECIALES.
- 8. 1. 8. 0. HIPÓTESIS DE CARGAS EN COLUMNAS.
- 8. 1. 8. 1. REDUCCIÓN DE SOBRECARGAS EN COLUMNAS.
- 8. 1. 8. 2. COLUMNAS AISLADAS EN LAS ACERAS.
- 8. 1. 9. DESIGNACIÓN DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES QUE CORRESPONDEN A LOS PISOS.

- 8. 2. DE LAS TENSIONES ADMISIBLES DE TRABAJO.
- 8. 2. 1. COMPRESIONES ADMISIBLES EN OBRAS DE ALBAÑILERÍA.
- 8. 2. 2. TRACCIÓN ADMISIBLE EN LAS JUNTAS DE ALBAÑILERÍA.
- 8. 2. 3. TENSIONES ADMISIBLES PARA LA MADERA.
- 8. 2. 4. COMPRESIONES ADMISIBLES EN LOS SUELOS.
- 8. 2. 5. 0. TENSIONES ADMISIBLES PARA ACEROS.
- 8. 2. 5. 1. TENSIONES ADMISIBLES EN PIEZAS DE ACERO.
- 8. 2. 5. 2. TENSIONES ADMISIBLES EN LAS SOLDADURAS ELECTRICAS.
- 8. 2. 5. 3. TENSIONES ADMISIBLES DEL ACERO PARA HORMIGÓN ARMADO.

- 8. 2. 6. 0. TENSIONES ADMISIBLES EN EL HORMIGÓN.
- 8. 2. 6. 1. TENSIONES ADMISIBLES EN LAS COLUMNAS DE HORMIGÓN.
- 8. 2. 6. 2. CASO DE CARGAS APLICADAS, SOBRE PARTE DE LA SECCION DE HORMIGÓN.
- 8. 2. 6. 3. TENSIONES ADMISIBLES PARA FLEXION SIMPLE Y COMPUESTA.

- 8. 3. DE LA PREPARACIÓN DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL.
- 8. 3. 1. COMPONENTES DEL HORMIGÓN.
- 8. 3. 2. MEDIDA DE LOS COMPONENTES DE LA MEZCLA DEL HORMIGÓN.
- 8. 3. 3. AMASADO DEL HORMIGÓN.
- 8. 3. 4. CONSISTENCIA DEL HORMIGÓN.

- 8. 4. DE LAS PRESCRIPCIONES PARA ENSAYO DE ACEROS Y HORMIGONES ESTRUCTURALES.

- 8. 4. 1. [ENSAYOS A REQUERIMIENTO DE LA DIRECCION.](#)
- 8. 4. 2. 0. [ENSAYO DEL ACERO DE CONSTRUCCIÓN.](#)
- 8. 4. 2. 1. [ENSAYO DE ACERO ESTRUCTURAL.](#)
- 8. 4. 2. 2. [ENSAYO DEL ACERO PARA HORMIGÓN ARMADO.](#)
- 8. 4. 3. 0. [ENSAYO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL.](#)
- 8. 4. 3. 1. [ENSAYO DE CONSISTENCIA DEL HORMIGÓN.](#)
- 8. 4. 3. 2. [FABRICACIÓN DE PROBETAS DE HORMIGÓN.](#)
- 8. 4. 3. 3. [ENSAYO DE LAS PROBETAS – RESISTENCIA CUBICA DEL HORMIGÓN.](#)

- 8. 5. [DE LAS ESTRUCTURAS METALICAS.](#)

- 8. 5. 1. 0. [CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS METALICAS.](#)
- 8. 5. 1. 1. [CALCULO DE PIEZAS SOMETIDAS A ESFUERZOS DE TRACCION Y COMPRESIÓN – COLUMNAS.](#)
- 8. 5. 1. 2. [CALCULO DE PIEZAS SOMETIDAS A ESFUERZOS DE FLEXION – FLECHAS ADMISIBLES.](#)
- 8. 5. 1. 3. [CALCULO DE CUBREJUNTAS.](#)
- 8. 5. 1. 4. [CALCULO DE UNIONES ROBLONADAS.](#)
- 8. 5. 1. 5. [CALCULO DE UNIONES SOLDADAS.](#)
- 8. 5. 1. 6. [MODELOS PARA LA PRESENTACIÓN DE PLANOS Y PLANILLAS DE ESTRUCTURAS METALICAS.](#)
- 8. 5. 2. 0. [EJECUCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS METALICAS.](#)
- 8. 5. 2. 1. [EJECUCIÓN DE PIEZAS SOMETIDAS A ESFUERZOS DE COMPRESIÓN – COLUMNAS.](#)
- 8. 5. 2. 2. [EJECUCIÓN DE APOYOS.](#)
- 8. 5. 2. 3. [EJECUCIÓN DE PIEZAS SOMETIDAS A ESFUERZOS DE FLEXION.](#)
- 8. 5. 2. 4. [EJECUCIÓN DE ROBLONADO.](#)

- 8. 6. [DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.](#)

- 8. 6. 1. 0. [CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.](#)
- 8. 6. 1. 1. [CONCEPTOS GENERALES PARA EL CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.](#)
- 8. 6. 1. 2. [LOSAS CON ARMARURA PRINCIPAL EN UNA DIRECCION.](#)
- 8. 6. 1. 3. [LOSAS CON ARMADURAS CRUZADA.](#)
- 8. 6. 1. 4. [LOSAS NEVURADAS.](#)
- 8. 6. 1. 5. [LOSAS SIN VIGAS SOBRE COLUMNAS.](#)
- 8. 6. 1. 6. [VIGAS RECTANGULARES Y VIGAS PLACA.](#)
- 8. 6. 1. 7. [COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO.](#)
- 8. 6. 1. 8. [CONSTRUCCIONES APORTICADAS.](#)

CAPÍTULO 8

DE LOS REGLAMENTOS TÉCNICOS

8.1 DE LAS CARGAS PERMANENTES Y ACCIDENTALES

8.1.1 Cargas permanentes y sobrecargas

Las estructuras se calculan para resistir las cargas permanentes y las sobrecargas.

La carga permanente está constituida por el peso de todas las partes fijas de la construcción como muros, pisos, techos, tabiques, instalaciones y artefactos fijos. La sobrecarga está formada por los pesos de las personas, instalaciones, maquinarias y otros artefactos móviles y por la acción del viento.

8.1.2 Cargas permanentes.

La carga permanente se determina de acuerdo al análisis de cada elemento constructivo, considerando los materiales que en él van incluidos, teniendo en cuenta los pasos específicos que a continuación se detallan:

a) Cuerpos a granel:

(1) Tierra seca	1300 kg/m ³
(2) Tierra húmeda.....	1800 kg/m ³
(3) Tierra saturada.....	2100 kg/m ³
(4) Arena seca	1600 kg/m ³
(5) Arena húmeda.....	1860 kg/m ³
(6) Arena saturada.....	2100 kg/m ³
(7) Gravilla o canto rodado secos	1700 kg/m ³
(8) Gravilla o canto rodado húmedo.....	2000 kg/m ³
(9) Piedra partida	1700 kg/m ³
(10) Cemento posado.....	1400 kg/m ³
(11) Cemento recalcado por sacudimientos	2000 kg/m ³
(12) Cal viva	1150 kg/m ³
(13) Polvo de ladrillos.....	900 kg/m ³
(14) Yeso	970 kg/m ³
(15) Sal.....	1250 kg/m ³
(16) Escorias y cenizas de coque	750 kg/m ³
(17) Escorias de carbón de piedra	1000 kg/m ³
(18) Ceniza.....	900 kg/m ³
(19) Basura	660 kg/m ³

b) Piedras naturales:

(1) Granito – Sienita – Pórfido.....	2800 kg/m ³
(2) Basalto	3000 kg/m ³
(3) Mármol	2700 kg/m ³
(4) Pizarra	2700 kg/m ³
(5) Piedra caliza compacta	2500 kg/m ³
(6) Piedra caliza porosa	2000 kg/m ³

c) Mamposterías:

(1) Ladrillos comunes, mezcla de cal.....	1600 kg/m ³
(2) Ladrillos comunes, mezcla de cemento	1800 kg/m ³
(3) Ladrillos huecos, mezcla de cal	1300 kg/m ³

(4) Ladrillos huecos, mezcla de cemento	1500 kg/m ³
(5) Ladrillos de máquina, O.S.N, mezcla de cal	2000 kg/m ³
(6) Ladrillos de máquina, O.S.N, mezcla de cemento.....	2200 kg/m ³
(7) Ladrillos prensados, mezcla de cal.....	1900 kg/m ³
(8) Ladrillos prensados, mezcla de cemento	2100 kg/m ³
(9) Ladrillos de escoria, carbonilla, empastados con cemento.....	1300 kg/m ³
(10) Ladrillos refractarios.....	2700 kg/m ³
(11) Mármol	2500 kg/m ³
(12) Piedra caliza	2300 kg/m ³
(13) Granito.....	2600 kg/m ³
(14) Piedra artificial.....	2100 kg/m ³

d) Mezclas:

(1) Cemento y arena	2100 kg/m ³
(2) Cemento, cal y arena	1900 kg/m ³
(3) Cal y arena.....	1700 kg/m ³
(4) Cal, arena y polvo de ladrillo.....	1600 kg/m ³
(5) Yeso fundido	1000 kg/m ³

e) Hormigones:

(1) Cemento, arena y canto rodado, piedra partida o granza granítica:	
Sin Armar	2200 kg/m ³
Armado	2400 kg/m ³
(2) Cemento, arena y cascotes.....	1800 kg/m ³
(3) Cal, arena, polvo de ladrillos y cascotes.....	1600 kg/m ³

f) Maderas:

(1) Abedul	650 kg/m ³
(2) Álamo	500 kg/m ³
(3) Algarrobo	810 kg/m ³
(4) Caldén	630 kg/m ³
(5) Caoba	820 kg/m ³
(6) Cedro	750 kg/m ³
(7) Cedro Misionero.....	550 kg/m ³
(8) Coihué	660 kg/m ³
(9) Curupay	1080 kg/m ³
(10) Ébano	1300 kg/m ³
(11) Espina corona	900 kg/m ³
(12) Fresno	810 kg/m ³
(13) Guaicá	600 kg/m ³
(14) Guayacán	1190 kg/m ³
(15) Guayaibí	830 kg/m ³
(16) Guatambú	840 kg/m ³
(17) Haya.....	640 kg/m ³
(18) Ingá	670 kg/m ³
(19) Incienso	920 kg/m ³
(20) Itín	1260 kg/m ³
(21) Lapacho	1000 kg/m ³
(22) Laurel negro	640 kg/m ³
(23) Mora	1050 kg/m ³

(24) Nogal de Italia	620 kg/m ³
(25) Nogal salteño	620 kg/m ³
(26) Ñandubay.....	1010 kg/m ³
(27) Palo blanco.....	840 kg/m ³
(28) Palo lanza.....	960 kg/m ³
(29) Palo santo	1230 kg/m ³
(30) Petiribí	650 kg/m ³
(31) Pino blanco.....	430 kg/m ³
(32) Pino misionero.....	510 kg/m ³
(33) Pino Neuquen.....	520 kg/m ³
(34) Pino oregón.....	550 kg/m ³
(35) Pino spruce	460 kg/m ³
(36) Pino tea	600 kg/m ³
(37) Quebracho blanco.....	910 kg/m ³
(38) Quebracho colorado	1280 kg/m ³
(39) Quina.....	1000 kg/m ³
(40) Roble de eslabona.....	710 kg/m ³
(41) Roble pellín	720 kg/m ³
(42) Roble salteño.....	580 kg/m ³
(43) Timbó colorado.....	440 kg/m ³
(44) Tipa blanca.....	710 kg/m ³
(45) Urunday.....	1180 kg/m ³
(46) Urundel.....	1210 kg/m ³
(47) Virapitá	900 kg/m ³
(48) Viraró.....	920 kg/m ³

g) Metales:

(1) Acero o hierro, laminado o soldado	7850 kg/m ³
(2) Hierro fundido	7250 kg/m ³
(3) Plomo	11420 kg/m ³
(4) Cobre	8900 kg/m ³
(5) Bronce.....	8600 kg/m ³
(6) Zinc fundido	6900 kg/m ³
(7) Zinc laminado	7200 kg/m ³
(8) Estaño laminado.....	7400 kg/m ³
(9) Latón laminado.....	8400 kg/m ³
(10) Latón fundido	8650 kg/m ³

h) Combustibles sólidos y líquidos:

(1) Madera troceada.....	450 kg/m ³
(2) Carbón antracita	1550 kg/m ³
(3) Carbón bituminoso.....	1350 kg/m ³
(4) Carbón de lignito	1250 kg/m ³
(5) Carbón de turba	800 kg/m ³
(6) Carbón de coke (hulla)	500 kg/m ³
(7) Carbón de coke (gas)	450 kg/m ³
(8) Petróleo crudo	880 kg/m ³
(9) Petróleo refinado	800 kg/m ³
(10) Bencina.....	740 kg/m ³
(11) Nafta	680 kg/m ³

i) Pavimentos:

- (1) Baldosas, mezcla de cemento y mármol reconstituido, por cada centímetro de espesor 22 kg/m³
- (2) Baldosas cerámicas, id., id..... 20 kg/m³
- (3) Asfalto fundido, id., id. 14 kg/m³

j) Cielorrasos:

- (1) Yeso con enlistonado 20 kg/m³
- (2) Mezcla de cemento, cal y arena con metal desplegado..... 57 kg/m³
- (3) Yeso (enlucido)..... 5 kg/m³

k) Cubiertas:

- (1) Tejas planas simples, con armadura de sostén 75 kg/m³
- (2) Tejas planas dobles, id., id. 95 kg/m³
- (3) Tejas Marsella, id., id. 65 kg/m³
- (4) Tejas españolas, id., id..... 105 kg/m³
- (5) Tejas flamencas con barro mezcla, id., id..... 80 kg/m³
- (6) Tejas flamencas de gran tamaño, id., id. 85 kg/m³
- (7) Tejas árabes a la bohemia, id., id..... 115 kg/m³
- (8) Tejado inglés de pizarra sobre enlistonado, id., id..... 45 kg/m³
- (9) Tejado inglés sobre tablas de 2.5 cm. id., id. 55 kg/m³
- (10) Tejado alemán de pizarras c/tejas de 20 x 15 cm., id., id. 60 kg/m³
- (11) Tejado alemán sobre tablas de 2.5 cm. y cartón cuero, tejas de 35 cm. x 25 cm., id., id. 65 kg/m³
- (12) Zinc en chapas de 0.7 mm. de espesor, id., id. 40 kg/m³
- (13) Cobre en chapa de 0.6 mm. de espesor, id., id..... 40 kg/m³
- (14) Vidrios sin armar de 4 mm. de espesor 12 kg/m³
- Por cada mm. más de espesor de vidrio un aumento de 3 kg/m³
- (15) Vidrios armados de 5 mm. de espesor 30 kg/m³
- Por cada mm. más de espesor de vidrios un aumento de 5 kg/m³
- (16) Tejas de vidrio con armadura de sostén..... 65 kg/m³
- (17) Cubierta de chapa ondulada de hierro..... 10 kg/m³
- (18) Chapa ondulada de fibrocemento de 8 mm. de espesor..... 20 kg/m³
- (19) Chapa ondulada de fibrocemento de 6 mm. de espesor..... 15 kg/m³

l) Materiales varios:

- (1) Vidrio.....2600 kg/m³
- (2) Asfalto1300 kg/m³
- (3) Brea1100 kg/m³
- (4) Alquitrán.....1200 kg/m³
- (5) Parafina 900 kg/m³

8.1.3 Sobrecargas, cargas accidentales o útiles.

Las sobrecargas varían según el uso de cada parte estructural:

a) Locales:

- (1) Habitaciones..... 150 kg/m³
- (2) Comedores y salas de recepción en viviendas – oficinas..... 200 kg/m³

Se aumentará esta sobrecarga en un 10% hasta un máximo de 50%, por cada 5.00 m² o fracción que pase los 25.00 m² de superficie.

(3) Comedores públicos, salones de baile y recepción y en general donde se puedan llevar a cabo reuniones.....	500 kg/m ³
(4) Baños y cocinas.....	200 kg/m ³
(5) Salas de enfermos en hospitales y sanatorios.....	200 kg/m ³
(6) Aulas.....	350 kg/m ³
(7) Bibliotecas, archivos.....	400 kg/m ³
(8) Locales públicos.....	400 kg/m ³
(9) Salas de espectáculos.....	500 kg/m ³
(10) Salas o locales para deportes.....	600 kg/m ³
(11) Pasillos de acceso en general, escaleras, balcones: en edificios para vivienda.....	300 kg/m ³
en edificios públicos, comerciales e industriales.....	500 kg/m ³
(12) Mercados.....	400 kg/m ³
(13) Garajes, depósitos comunes, grandes tiendas y almacenes....	500 kg/m ³
(14) Locales a los cuales no se le asigna destino.....	600 kg/m ³
(15) Barandilla de balcones y escaleras, esfuerzo horizontal dirigido al exterior y aplicado sobre el pasamano: en edificios de vivienda.....	40 kg/m ³
en edificios públicos, comerciales e industriales.....	100 kg/m ³

b) Azoteas:

(1) Azoteas inaccesibles.....	100 kg/m ³
(2) Azoteas accesibles.....	150 kg/m ³
(3) Azoteas donde pueda congregarse gente para fines de recreo u observación.....	500 kg/m ³

c) Patios de maniobra:

Los patios de maniobra o lugares para carga y descarga, siempre que el peso de los vehículos no importe una carga mayor..... 800 kg/m³

d) Cargas concentradas y dinámicas:

La enumeración de los incisos a), b) y c) no incluye cargas concentradas, ni dinámicas. Para estructuras que soporten cargas móviles, la sobrecarga producida por ellas se considera aumentada en un 25% como mínimo para prevenir contra los efectos dinámicos del choque y vibraciones.

8.1.4 Cargas totales mínimas a utilizarse en el cálculo.

Cuando no se proceda al análisis completo de las descargas, deben utilizarse para el cálculo, los siguientes valores mínimos:

- 400 Kg/m², para entresijos con acceso de personas y con solado de madera.
- 450 Kg/m², para entresijos con acceso de personas y con solado de baldosas.
- 520 Kg/m², para entresijos de azoteas con o sin acceso.

8.1.5 Acción del viento.

a) Dirección:

Se supondrá que el viento actúa:

- (1) En superficies verticales, horizontalmente;
- (2) En superficies inclinadas, hacia abajo, con una inclinación de 10° sobre la horizontal,

b) Presión normal:

- (1) Las presiones resultantes se aplican en los baricentros de la superficie. Los valores unitarios de P_v para superficies planas son:

Valores de P_v en Kg/m^2 , para alturas comprendidas entre	0 m y 15,00 m	15,00 m y 25,00 m	Más de 25,00 m
Cercas de altura hasta 3,00 m	50	--	--
Construcciones en parajes constantemente resguardados del viento	75	100	125
Construcciones parcialmente resguardadas por otras vecinas y estables	100	125	150
Construcciones completamente expuestas a la acción del viento	175	200	250

- (2) En las superficies curvas o poligonales (chimeneas, torres, tanques, cúpulas, gasómetros, bóvedas) se utilizan los coeficientes de reducción siguientes:

- Para secciones circulares0,67
- Para secciones octogonales.....0,71
- Para secciones hexagonales0,75
- Para secciones cuadradas1,00

c) Presión en superficies inclinadas:

Para superficies con una inclinación de x° sobre la horizontal se aplica la fórmula:

$$p_n = p_v \times \text{sen}^2 (x + 10^\circ)$$

donde p_n = presión efectiva en kg/m^2 actuando normalmente a la superficie.

Los reticulados en general deben calcularse con la dirección e intensidad de la fuerza p_n determinada precedentemente, suponiendo, además, que el viento sople del lado del apoyo fijo.

8.1.6 Empuje de las tierras.

a) Memoria de cálculo:

Es obligatoria la presentación de una memoria relativa a todo muro de sostenimiento (muros de sótanos, muros divisorios en caso de fuertes desniveles entre predios linderos). El criterio a seguir en el cálculo será libre, debiendo mencionarse su origen. Se tendrán en cuenta todas las sobrecargas que puedan presentarse en el terreno.

b) Teoría de cálculo de un caso particular:

Puede calcularse mediante la teoría de Coulomb el empuje que un terreno horizontal ejerce sobre un paramento vertical.

(1) Recta de acción:

El empuje E actúa a $1/3 h$ (h = desnivel de los terrenos) con una dirección inclinada de

$$\frac{\rho^\circ}{2} \text{ sobre la horizontal } (\rho^\circ = \text{ángulo de talud natural})$$

(2) Intensidad:

Se utilizará la fórmula siguiente.

$$E = \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho^\circ}{2} \right) \gamma_t \cdot h^2$$

Donde E = empuje del terreno, expresado en toneladas por metro lineal de frente de muro;

γ_t = peso específico de la tierra, expresado en t/m³

h = altura de tierra contenida por el muro expresada en metros;

ρ° = ángulo de talud natura de la tierra.

Para los terrenos más frecuentes se utilizan los valores de la Tabla.

Clase de terreno		
Tierra de aluvión seca	1.4	40°
Tierra de aluvión mojada	1.65	30°
Tierra colorada compacta	1.6	40°
Arcilla seca	1.6	40°
Arcilla mojada	2.0	20°
Arena seca	1.6	31°
Arena húmeda	1.86	40°
Arena mojada	2.1	29°
Gravilla seca	1.7	30°
Gravilla húmeda	2.0	25°
Piedra partida	1.3	45°
Arena gruesa bajo agua descontando la influencia de esta última 2,1 – 1	1.1	25°
Gravilla id., id., 1,86 – 1	0.86	25°
Agua	1.0	0°

8.1.7.0 Cimientos de estructuras.

8.1.7.1 Bases dentro de los límites del predio.

Las bases de las estructuras resistentes deben proyectarse y ejecutarse dentro de los límites del predio, salvo las que correspondan al frente, sobre la L.M., cuyas zarpas y zapatas pueden avanzar lo establecido en "Perfil para cimientos sobre la Línea Municipal".

8.1.7.2 Pilotes hincados.

En el proyecto se mencionará el pilote tipo a utilizarse así como las características de la hinca. Para calcular la carga que soportará cada pilote se puede utilizar la fórmula siguiente denominada "holandesa":

$$P = \frac{h \times Q_2}{5 \times (Q + q)}$$

donde:

p = carga de seguridad expresada en kilogramos.

Q = Peso de la masa en kilogramos.

q = Peso del pilote en kilogramos.

h = Altura de caída de la masa expresada en centímetros.

e = Penetración del pilote, en cm debido al último golpe.

La aprobación del proyecto queda subordinada a la experiencia que suministre un pilote de ensayo efectuada bajo la fiscalización de la Dirección. Los resultados de esta experiencia se consignarán en las memorias, informes y diagramas de la hinca. Los diagramas se harán conforme la figura.

En todos los casos debe verificarse que la tensión de compresión en el pilote no exceda de:

- 60 kg/cm² para madera;
- 35 kg/cm² para hormigón.

8.1.7.3 Cimentaciones especiales.

La cimentación por bóvedas invertidas, plateas, arcos, pilares, vigas continuas, emparrillados, pilotes fabricados en el subsuelo u otros procedimientos especiales motivarán la presentación de planos memorias y cálculos justificativos.

8.1.8.0 Hipótesis de carga en columnas.

8.1.8.1. Reducción de sobrecargas en columnas.

Se autoriza a reducir las sobrecargas fijadas por este Código, de la siguiente manera:

- Azoteasin reducción.
- Piso superiorsin reducción.
- Piso inmediato inferior10% de reducción.
- Piso siguiente en orden descendente20% de reducción.
- Id., id., id., id.30% de reducción.
- Siguiendo en forma progresiva 30%, 40%, hasta un 50% de reducción.
- Máxima de pisos siguientes50% de reducción.

Estas reducciones no valen para el Piso Bajo y para todos los entresijos destinados a comercios, industrias, depósitos, almacenes.

El análisis de la reducción se consignará en una planilla.

ANÁLISIS DE CARGA PARA EL CÁLCULO DE COLUMNAS.

POSICIÓN	TRAMO	VIGA	o p t	oo g t	REACCIÓN DEL APOYO	Reducción de la sobrecarga	CARGAS EN t			OBSERV.
						Valor de produc.	Que transmite el tramo sup. de la col.	Parc.	Total	

o Únicamente cuando se utilicen las ventajas del artículo "Reducción de sobrecargas en columnas".

oo Cambiar G por Q, cuando NO se utilicen las ventajas mencionadas en la nota anterior.

8.1.8.2. Columnas aisladas en las aceras.

Las columnas emplazadas en la acera fuera de la L.M., para soportar cuerpos cerrados o arquería en las esquinas tendrán en cuenta:

- Capacidad de resistir sin fluir una carga vertical equivalente a 3 veces la carga P efectiva;

- La estructura que da origen a la carga P que soporta, será capaz de absorber por sí sola la mitad de esa carga P con una seguridad de fluencia igual a 3;
- Cuando la relación de esbeltez ($\lambda = +$) de la columna sea $r \geq 50$, ésta debe vincularse a la estructura que sostiene con medios que permitan una acusada deformación transversal en el caso posible de recibir un impacto, sin originar solicitaciones de tracción en la estructura sostenida. Dicha vinculación, por otra parte debe ser capaz de absorber el esfuerzo de corte causado por el mismo impacto.

8.1.9. Designación de los elementos resistentes que corresponden a los pisos.

La designación de los elementos resistentes que corresponden a los pisos, se indica en la figura.

8.2. DE LAS TENSIONES ADMISIBLES DE TRABAJO.

8.2.1. Compresiones admisibles en obras de albañilería.

CLASE DE ALBAÑILERÍA	Resistencia mín. a la rot. Kg/cm ²	Proporción de mezcla u hormigón					Compres. adm. Kg/cm ² llamando h a la (°)		
		Cem.	Cal	Are.	Gva.	Cas.			
De piedra: Granito blanco	1000	1	-	2	-	-	80	60	45
Granito gris	800	1	-	2	-	-	60	45	25
Arenisca	600	1	-	2	-	-	30	25	15
Caliza	400	1	-	3	-	-	30	20	12
De ladrillos: Máquina O.S.N	300	1	-	3	-	-	18	12	10
Prensados	200	1	-	3	-	-	14	10	8
Comunes 1° calidad	100	1	-	3	-	-	10	8	7
Comunes 2° calidad	80	-	1	3	-	-	8	7	6
Otros ladrillos como sílico-calcareos y hormigón, según su resistencia a la rotura	-	1	-	3	3	-	35	30	25
Pilares de hormigón	-	1	-	3	3	-	15	12	10
Hormigón apisonado en cimientos	-	1	-	3	-	4	8	6	5

(°) Altura y b al lado menor de la sección para:

8.2.2. Tracción admisible en las juntas de albañilería.

Se aceptan para tensiones de tracción 1/5 de los valores de la compresión admisible.

La inclinación de la resultante de las fuerzas que solicitan a la junta de albañilería, no puede exceder de 35° respecto de la normal a la misma.

8.2.3. Tensiones admisibles para la madera.

Madera sana y seca	Dureza	Tensión en kg/cm ²				
		Tracción	Compr.	Flexión	Corte	
					II	I
Maderas Argentinas						
Muy duras (más de 10 unid. Brinel)						
Itín	12,7	125	90	130	20	40

Palo Santo	12,6	120	85	110	15	35
Guayacán	12,3	85	95	115	15	35
Quebracho colorado	12,0	110	90	125	20	45
Quina	11,5	110	85	120	15	40
Mora	10,2	90	85	100	15	35
Curupay	10,0	110	90	120	15	40
Urunday	10,1	100	80	110	15	40
Urundel	10,0	95	95	120	15	35
Duras (entre 7 y 10 unid. Brinel)						
Lapacho	9,8	100	80	130	15	35
Viraró	9,7	75	60	100	10	30
Palo lanza	9,6	80	70	100	15	35
Incienso	8,7	85	75	125	15	35
Ñandubay	8,3	90	75	110	15	35
Guayaibí	7,8	70	60	105	15	30
Guatambú	7,8	70	60	110	15	35
Quebracho blanco	7,6	60	50	85	15	30
Espina corona	7,1	55	60	90	10	25
Palo blanco	7,0	60	65	100	10	25
Semiduras (entre 4 y 7 unid. Brinel)						
Virapitá	6,8	65	60	80	10	30
Algarrobo	6,8	50	50	95	15	25
Caldén	5,7	55	45	65	10	25
Petiribí	5,6	55	55	80	15	30
Guaicá	4,8	60	55	75	15	25
Tipa blanca	5,4	50	50	80	10	30
Laurel negro	4,7	50	50	65	10	25
Ingá	4,5	50	50	70	10	25
Roble salteño	4,0	35	35	60	10	25
Roble pellín	4,5	50	45	80	10	30
Coihué	4,3	50	45	70	10	25
Nogal salteño	4,2	50	50	70	10	20
Blandas (menos 4 unid. Brinel)						
Timbó colorado	2,9	35	35	45	10	20
Raulí	-	-	-	-	-	-
Cedro misionero	3,3	35	40	60	10	20
Pino misionero	3,1	30	40	70	10	20
Pino Neuquen	3,2	30	40	70	10	20
Álamo	-	-	-	-	-	-
Maderas extranjeras						
Muy Duras (más 10 unid. Brinel)						
Ébano	12,4	125	95	120	15	35
Duras (entre 7 y 10 unid. Brinel)						
Caoba	7,5	60	65	95	15	25
Fresno	6,8	55	50	95	15	25
SEMIDURAS (entre 4 Y 7 unid. Brinel)						
Cedro	6,5	55	50	80	10	25
Roble eslabona	6,1	50	50	80	10	25
Abedul	4,4	50	50	75	10	25
Haya	4,3	55	50	75	10	25
Nogal de Italia	4,1	50	50	70	10	25

Pino tea	4,0	60	50	75	10	25
Blandas (menos 4 unid. Brinel)						
Pino oregón	3,2	35	40	65	8	20
Pino spruce	3,0	30	35	55	5	20
Pino blanco	2,9	25	30	50	5	20

8.2.4. Compresiones admisibles en los suelos.

El coeficiente de trabajo para suelos aptos para cimentar no excederá de 2,5 kg/cm². En los casos de terrenos de rellenos o barros, y cuando se proponga aumentar este coeficiente de trabajo se exigirá una experimentación que comprenderá: ensayo de terreno, determinación de espesores de capas, diagramas, memoria, todo lo cual servirá para la decisión de la Dirección.

8.2.5.0. Tensiones admisibles para aceros.

8.2.5.1. Tensiones admisibles en piezas de acero.

La tensión admisible depende de la manera de actuar la carga. Se distinguen tres formas: la forma I corresponde al caso de carga inmóvil o estática; la forma II supone esfuerzos que varían desde cero hasta un máximo para volver a cero; la forma III corresponde a esfuerzos alternativos desde un máximo negativo hasta un máximo positivo, pasando por cero.

Cuando se trate de piezas sometidas a cargas dinámicas, se adoptarán coeficientes de trabajo disminuidos prudentemente.

En la Tabla que sigue se dan las tensiones admisibles (según Bach) en kg/cm² con los valores correspondientes a las diferentes clases de esfuerzos, según la forma de actuar la carga para los distintos aceros.

TABLA

Clase de esfuerzo	Forma de actuar	Hierro Dulce	Acero dulce A32 for. o laminado	Acero dulce A50 for. o laminado	Acero moldeado aprox.	Fundición
TRACCIÓN (adm.)	I	900	900 a 1200	1200/1800	600/1200	300
	II	600	540 a 700	700/1080	360/720	180
	III	300	450 a 600	600/900	300/600	150
COMPRESIÓN (adm.)	I	900	900 a 1200	1200/1800	900/1500	900
	II	600	540 a 700	700/1080	540/900	500
FLEXIÓN (adm.)	I	900	900 a 1200	1200/1800	750/1200	---
	II	600	540 a 700	700/1080	450/720	---
	III	300	450 a 600	600/900	375/600	---
DESGARRAMIENTO (adm.)	I	720	720 a 1000	1000/1440	480/960	300
	II	480	430 a 560	560/860	290/580	180
	III	240	360 a 480	480/720	240/480	180
TORSIÓN (adm.)	I	360	600 a 1000	1000/1440	480/960	---
	II	240	360 a 560	560/860	290/580	---
	III	120	300 a 480	480/720	240/480	---

8.2.5.2. Tensiones admisibles en las soldaduras eléctricas.

En construcciones de acero soldadas, son admisibles para las costuras soldadas, las tensiones admisibles consignadas en la siguiente

TABLA

Clase de costura	Clase de esfuerzo	Tensión admisible	Observación
Costura al tope	Tracción	0,60 adm.	adm. es la tensión admisible para el material que se ha de soldar según las prescripciones establecidas en "Tensiones admisibles en piezas de acero" .
	Compresión	0,75 adm.	
	Flexión	0,60 adm.	
	cizallamiento	0,50 adm.	
Costura de frente y de flanco	Cualquier clase de esfuerzo	0,50 adm.	
		0,50 adm.	

8.2.5.3. Tensiones admisibles del acero para hormigón armado.

La tensión admisible en las barras de las armaduras será de 1200 kg/cm² para el acero dulce ordinario, y de 1500 kg/cm² para el acero superior de construcción (A52)

8.2.6.0. Tensiones admisibles en el hormigón.

8.2.6.1. Tensiones admisibles en las columnas de hormigón.

La tensión admisible en el hormigón de las columnas será:

TABLA

Cemento artificial	σ _d adm. en kg./cm ²	
	Columnas rectangulares y zunchadas	Columnas en forma de L, T, +.
Normal	45	40
De alta resistencia inicial	60	55

Los valores de la tabla pueden ser variados con el siguiente criterio:

- En las columnas circulares, octogonales, hexagonales y cuadradas las tensiones se pueden aumentar en 1 kg./cm² por cada centímetro de aumento sobre 25 cm de su diámetro, doble apotema o lado;
- En las columnas rectangulares, en forma de L, T ó +, se reducirá su superficie a un cuadrado equivalente, adoptando el aumento de tensión que le corresponde a éste.

Se tendrá en cuenta el cambio de tensiones iniciales que le corresponde según la forma de la columna y la tensión admisible no puede sobrepasar los 80 kg/cm² para cemento Pórtland artificial de alta resistencia inicial.

8.2.6.2. Caso de cargas aplicada, sobre parte de la sección de hormigón.

Cuando, en sillares de apoyo, articulaciones, de forma aproximadamente cúbica, la carga actúa en una parte central F₁ de la superficie F y siendo la altura h por lo menos igual al lado mayor de la superficie F se calcula la tensión admisible en la superficie F₁ por la fórmula:

$$\sigma_1 = \sigma \sqrt{\frac{F}{F_1}}$$

Cuando el cuerpo de asiento es de forma prismática de sección aproximadamente cuadrada, siendo h por lo menos igual al lado d, y la carga actúa en una faja central de ancho d₁ la tensión admisible se calcula en la faja de ancho d₁, por la fórmula:

En estas fórmulas σ significa la tensión admisible indicada en la tabla de "[Tensiones admisibles en las columnas de hormigón](#)". La tensión σ_1 no deberá ser mayor que 160 kg/cm².

8.2.6.3. Tensiones y compuesta.
$$\sigma_1 = \sigma \sqrt{\frac{d}{d_1}}$$
 admisible para flexión simple

La tensión admisible para piezas sometidas a esfuerzos de flexión simple y compuesta es la indicada en la:

TABLA

CEMENTO ARTIFICIAL	$\sigma_{e,b}$ adm. en kg./cm ²		
	I	II	III
Normal	40	45	55
De alta resistencia inicial	60	65	70

Los valores de la Tabla se aplican con el siguiente criterio:

Valores de la columna I: losas de espesores inferiores a 8 cm., pero no por la zona de compresión de losas nervuradas;

Valores de la columna II: elementos no comprendidos en las columnas I y III.

Valores de la columna III: nervios de vigas placa y losas nervuradas en las zonas de los momentos negativos;

Pórticos, arcos y columnas como partes de construcciones aporticadas cuando éstas se calculen exactamente según la teoría de la elasticidad considerando la posición más desfavorable de las cargas.

Para estructuras especiales deben considerarse, además, las acciones producidas por las variaciones de temperatura, contracción y eventuales fuerzas de frotamiento, frenaje;

Losas sin vigas sobre columnas;

Secciones rectangulares llenas de 0.20 m de altura mínima (vigas rectangulares y losas de gran espesor);

Elementos construidos en serie bajo la vigilancia de técnicos responsables.

8.3. DE LA PREPARACIÓN DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL.

8.3.1. Componentes del hormigón.

a) Cemento:

El cemento a utilizarse debe ser de marca aprobada.

Se reconocen las siguientes calidades:

(1) Cemento Pórtland artificial normal.

(2) Cemento Pórtland artificial de alta resistencia inicial.

El cemento debe suministrarse en el lugar de su empleo en los envases originales de fábrica y estar protegido perfectamente de modo que no sea posible la alteración de las propiedades del producto.

c) Arena, grava y otros agregados:

(1) Granulaciones:

En lo que sigue valdrán las denominaciones de la
TABLA

Arena, Grava Y Otros Agregados	Deja Residuos Sobre El Tamiz	Pasa Por El Tamiz
		Dimensión de malla en mm.
Arena fina	---	1
Arena gruesa	1	7
Grava o piedra quebrantada fina	7	30
Gruesa	30	70

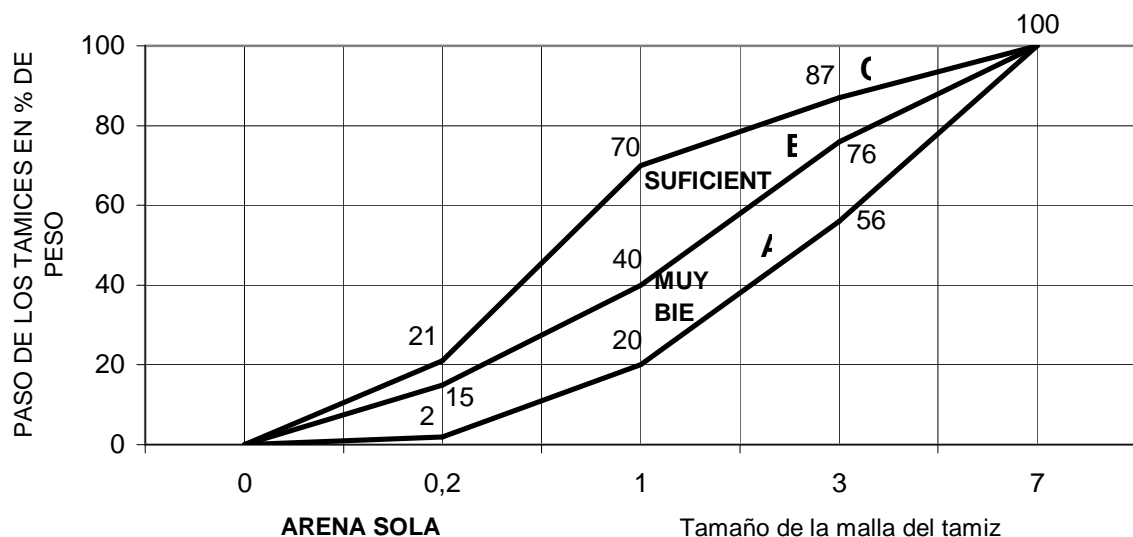
(2) Composición granulométrica:

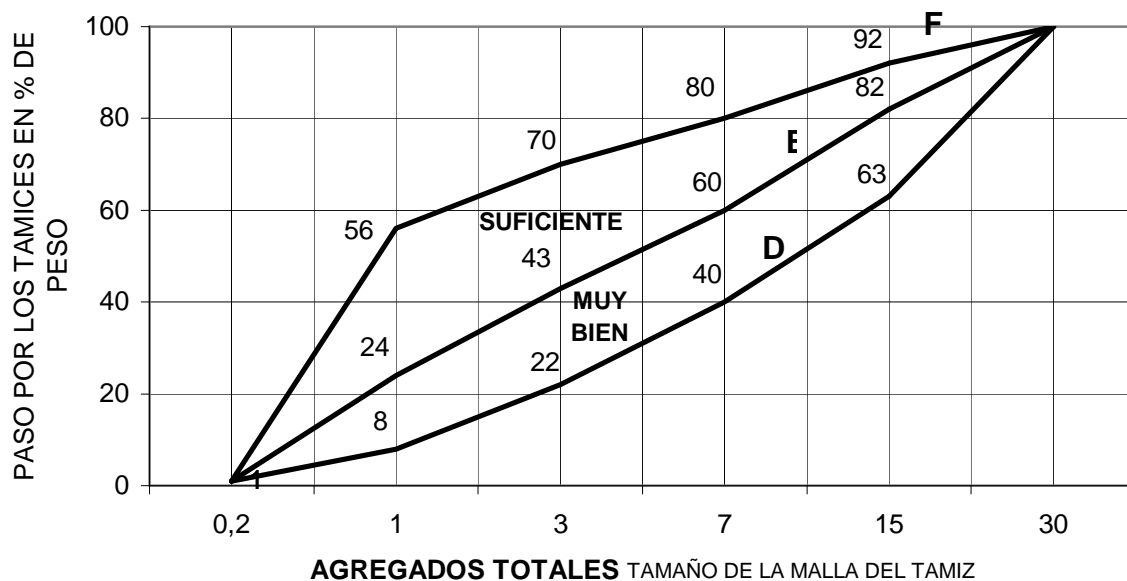
Los tamaños de los granos influyen especialmente en la calidad del hormigón. Por eso, la granulación de los agregados debe ser comprobada por ensayos mediante el tamiz. La composición de la arena tiene que estar entre las líneas A y C de la figura; la composición de la mezcla de arena y grava, dentro de las líneas D y F.

En general es suficiente conocer la proporción de arena fina y gruesa. La arena debe contener por lo menos un 20% y un máximo de 70% de arena fina.

La mezcla de arena y grava, debe incluir por lo menos un 40% y un máximo de 80% de arena fina.

Se consideran como agregados especialmente buenos los que se encuentran entre las líneas A y B y D y E.





Para obras de importancia a juicio de la Dirección y siempre que se emplee hormigón fluido hay que comprobar por ensayos, la granulación conveniente de los agregados antes de comenzar la ejecución de las obras, verificando repetidamente durante los trabajos, la constancia de la granulación;

(3) Calidad de los agregados:

Los agregados deben ser suficientemente duros, inalterables y resistentes a la acción del tiempo.

La composición granulométrica conveniente puede resultar de la mezcla de agregados de distinta procedencia.

(4) Agregados perjudiciales:

En los agregados debe procurarse no incluir materiales que perjudiquen el endurecimiento y la resistencia del hormigón o que ataquen a los hierros de la armadura. En caso de duda hay que comprobar por ensayos la influencia de estos materiales.

Como materiales perjudiciales se consideran:

- Limo, arcilla y otros semejantes que puedan presentarse mezclados con la arena o piedra en los yacimientos naturales. Ellos perjudican especialmente cuando se encuentran adheridos a los granos de los agregados. Estas sustancias en pequeñas cantidades y repartida finamente en la arena, es decir, sin estar adherida a los granos no influyen por lo general en la resistencia. Hasta una cantidad del 3% del peso de los agregados estas sustancias son admisibles. Pueden utilizarse agregados sucios mediante un lavado mecánico previo;
- Materiales orgánicos vegetales;
- Escorias de carbón de locomotoras, calderas, residuos de la combustión en desperdicios.

d) Agua:

De preferencia se utilizará el agua corriente suministrada por O.S.N.

Se pueden emplear todas las aguas de yacimientos naturales, pero en estado de suficiente limpieza y siempre que no posean sales dañinas para el cemento.

8.3.2. Medida de los componentes de la mezcla del hormigón.

Los agregados, es decir, la arena, grava o piedra quebrantada que formen la mezcla, se miden en general en volumen y el cemento en peso; este último puede medirse también en volumen teniendo en cuenta su densidad aparente.

a) Cantidad de cemento:

La mezcla debe contener las cantidades de cemento, arena, grava, piedra quebrantada u otros materiales agregados en la proporción necesaria para obtener un hormigón denso y garantizar la formación de un revestimiento que proteja las barras de hierro de la oxidación. Generalmente debe contener, por lo menos, por cada metro cúbico de hormigón colocado en obra y apisonado, 300 kg de cemento.

Para partes de estructuras de edificios no expuestas a las influencias de humedad e intemperie, puede disminuirse la cantidad de cemento a 270 Kg/m³ de hormigón colocado y apisonado. Para los puentes, el hormigón debe contener siempre un mínimo de 300 kg/m³ colocado y apisonado la Dirección puede fijar el peso obligatorio del cemento en estructuras especiales.

b) Cantidad de agua:

La adición de agua depende de la consistencia del hormigón a preparar, de la calidad, humedad y capacidad de absorción de agua de los agregados empleados, de la mezcla y del tiempo. El hormigón debe ser suficientemente plástico de modo que encierre perfecta y densamente las barras de la armadura.

La adición de agua no debe ser mayor que la indispensable para la fabricación adoptada, porque el agua sobrante perjudica considerablemente la resistencia del hormigón. La consistencia de la mezcla indicada en los documentos del proyecto, debe observarse durante la ejecución de todas las estructuras.

Para probar sirve el ensayo de extendido.

El profesional indicará en los documentos del proyecto, las cantidades de agua que propone emplear para obtener la consistencia del hormigón previsto.

8.3.3. Amasado del hormigón.

Es obligatorio que el amasado del hormigón se haga con hormigoneras. Sólo para estructuras pequeñas se permite excepcionalmente la fabricación a mano. Las proporciones de la mezcla coincidirán con lo especificado en los documentos del proyecto y se indicarán en el lugar de fabricación con caracteres legibles.

a) Amasado mecánico:

En el amasado se mezclarán los materiales hasta que la mezcla sea íntima y la masa sea uniforme. En general no es necesario mezclar los materiales en estado seco.

Empleando hormigoneras modernas será suficiente mezclar los materiales por lo menos un minuto.

Las hormigoneras tendrán contadores que permitan una alimentación uniforme y rápida de agua cuya capacidad corresponderá con una exactitud del 3% relativo a lo establecido en los documentos del proyecto;

b) Amasado a mano:

En el amasado a mano se fabrica el hormigón sobre una tarima resistente, impermeable y bien apoyada, o sobre una solera aproximadamente plana, estanca y sólida.

Primero se mezcla la arena y la grava o piedra quebrantada con el cemento seco paleando la mezcla hasta obtener un color uniforme; después se agrega el agua gradualmente y se continúa mezclando hasta obtener una masa de consistencia uniforme respetándose siempre las proporciones de cemento, agua y agregados.

8.3.4. Consistencia del hormigón.

a) Hormigón denso (para apisonar):

Se obtiene cuando el contenido de agua apenas humedece la mano al amasar un puñado, así como queda ligeramente húmeda la superficie al finalizar el apisonado.

No conviene emplearlo para estructuras de edificios;

b) Hormigón plástico:

Su contenido de agua es tal que le da suficiente facilidad para llenar moldes.

Su uso es especialmente indicado para estructuras de edificios.;

c) Hormigón fluido:

Contiene tanta agua que escurra fácilmente.

En la Tabla se han relacionado por cada tipo de hormigón el resultado de la prueba de extendido y la relación:

$$\frac{\text{Volumen de agua}}{\text{Volumen de cemento}} \quad (1)$$

TABLA

Tipo de hormigón		Prueba de extendido	Relación (1)
A	Denso	---	< 65
B	Plástico	$\emptyset \leq 50 \text{ cm.}$	70
C	Fluido	$50 \text{ cm.} < \emptyset < 65 \text{ cm.}$	> 75

8.4. DE LAS PRESCRIPCIONES PARA ENSAYO DE ACEROS Y HORMIGONES ESTRUCTURALES.

8.4.1 Ensayos a requerimientos de la Dirección.

La Dirección al entregar los planos aprobados o durante la realización de las obras puede exigir que se demuestre mediante ensayos la calidad y resistencia de los aceros u hormigones indicados en los documentos del proyecto. En caso de controversia se consideran como decisivos los resultados de las experiencias efectuadas en

La toma de probetas en el obrador se hará bajo el control del Inspector o empleados autorizados para ello.

8.4.2.0. Ensayo del acero de construcción.

8.4.2.1 Ensayo de acero estructural.

Los ensayos técnicos del acero estructural se efectuarán según las normas IRAM del caso.

8.4.2.2. Ensayo del acero para hormigón armado.

Para la realización de los ensayos de acero para hormigón armado, la barra no debe ser torneada, forjada o laminada, es decir, la sección de prueba debe constituirse siempre con el espesor de las barras en las condiciones que se toman del obrador.

Las pruebas de doblado pueden efectuarse en el obrador; el diámetro libre del ojal debe ser igual al doble del diámetro de la barra si esta es redonda, o al doble del espesor si es cuadrada o rectangular. En el lado exterior no deben formarse grietas. Las pruebas de tracción se realizarán en laboratorios.

Acero dulce ordinario: Tendrá una resistencia mínima a la rotura por tracción de 3700 kg/cm².

Acero superior de construcción: tendrá una resistencia mínima a la rotura por tracción, variable entre 5000 y 6200 kg/cm². Para barras redondas y perfiles pequeños ($\varnothing < 7$ mm) se permite una resistencia a la tracción de 5.000 kg/cm²; para grosores mayores que 18 mm el límite inferior de resistencia a la tracción será de 6.400 kg/cm².

El alargamiento mínimo de rotura de la barra ensayada debe ser del 20% la tensión del límite del alargamiento proporcional será por lo menos de 3.600 kg/cm², para espesores mayores que 18 mm será por lo menos 3.500 kg/cm².

8.4.3.0. Ensayo del hormigón estructural.

8.4.3.1. Ensayo de consistencia del hormigón.

El ensayo de consistencia permite diferenciar un hormigón denso, plástico o fluido.

Se puede efectuar antes de comenzar la obra y sirve para determinar la consistencia que debe tener el hormigón para satisfacer las exigencias del caso.

El ensayo de consistencia se ejecutará para hormigones plásticos y fluidos.

La prueba se realizará en una mesa de 0,70 m x 0,70 m, cuya parte superior esté cubierta con una chapa lisa de hierro de 2 mm de espesor. El centro de la placa estará marcado con una cruz (de trazos paralelos a los bordes de la mesa) y un círculo de 0,20 m de diámetro, un tope colocado en un borde de la chapa limita la posibilidad de mayores elevaciones que $e = 4$ cm. El peso de la parte móvil de la mesa debe ser aproximadamente de 16 Kg.

El molde troncocónico tiene 0,20 m de altura; el espesor de las paredes es de 2 mm y los diámetros interiores son: arriba 0,13 m y abajo 0,20 m.

La base de la mesa debe permanecer fija en posición horizontal.

Debe repasarse con un trapo húmedo la chapa de la mesa y la parte interior del molde tronco cónico.

Se coloca el molde en el centro de la mesa y se llena de hormigón (preparado en la misma forma como debe ser empleado en la obra) en dos capas, aproximadamente de igual altura, que apisonarán dándole 10 golpes con un pisón de madera de sección cuadrada de 0,04 m de lado. Durante el llenado y apisonado, el operador debe estar parado sobre las aletas inferiores que posee dicho molde.

Después del apisonado se alisa la parte superior con una llana y se limpia la superficie libre de la placa. Medio minuto después se quita el molde levantándolo por sus asas y el hormigón fluye de él, más o menos rápidamente según su consistencia.

Luego se levanta la chapa tomándola por la manija que tiene a un costado hasta la altura del tope; se la deja caer, repitiendo la operación 15 veces consecutivas. Entonces el hormigón se extiende.

Acto seguido se miden los dos diámetros g_1 y g_2 de la pasta del hormigón extendido, paralelamente a los bordes de la mesa. El término medio de ambos diámetros da el ancho g del extendido que se expresa en centímetros.

8.4.3.2. Fabricación de probetas de hormigón.

El hormigón para los ensayos de resistencia debe tener la misma composición, grado de humedad e igual preparación que el empleado en la obra.

Para ensayos preliminares, se admite batir la mezcla a mano aún en los casos en que el hormigón de la obra se fabrique a máquina.

Para ensayos de comprobación deben fabricarse las probetas en el lugar del batido de las mezclas. Cuando esto no sea posible y no se puedan impedir largos transportes, deben batirse el hormigón otra vez antes de llenar los moldes de las probetas.

- a) Tamaño de las probetas:
Las probetas serán cúbicas de aristas de 0,30 m para agregados mayores que 40 mm y aristas de 0,20 m para agregados más finos. Para ensayos preliminares que empleen agregados menores que 30 mm, en caso de hormigones plásticos y fluidos, los cubos pueden tener aristas de 0,10 m
- b) Cantidad de probetas:
Se prepararán como mínimo 3 cubos, los que serán ensayados a los 28 días de edad. Para el ensayo de progreso de endurecimiento es conveniente fabricar 6 probetas a fin de repetir periódicamente el ensayo de compresión;
- c) Preparación de las probetas:
- (1) Se emplearán moldes de hierro de superficies lisas y paralelas.
 - (2) Cuando se deban preparar cubos de hormigón denso, que se comprimirá con pisones de hierro lo mismo que en la obra, es necesario colocar marcos de 0,20 m ó 0,30 m de altura encima de los moldes, a objeto de guiar los pisones y contener el hormigón excedente al colocar otras capas. La luz interior de estos marcos será un poco menor que la de los moldes. Se emplearán pisones de hierro de 12 kg y sección cuadrada de 0,12 m de lado.
 - (3) Para hormigón plástico y fluido se usan los mismos útiles que en la obra;
 - (4) En los moldes de 0,10 m se colocará el hormigón en una capa y en los moldes de 0,20 m y 0,30 m se colocará en dos capas. Las capas deben tener en los últimos, una altura aproximada de 0,12 m y 0,18 m respectivamente.
Para evitar la formación de vacíos, contra las paredes del molde se aplicarán, con movimiento vertical, útiles apropiados (llanas)
Para obtener una buena vinculación de las capas, se raspará la superficie superior de la primera antes de volcar la segunda;
 - (5) En cubos de hormigón denso, de 0,20 m y 0,30 m, la altura aproximada de caída libre del pisón será de 0,15 m y 0,25 m respectivamente.
Para cubos de 0,20 m se golpeará en 4 lugares, por series de 3 golpes en cada lugar; para cubos de 0,30 m se golpeará en 9 partes de modo que cada lugar reciba también 3 golpes.
Los lugares de apisonamiento que indica la figura se golpearán siguiendo el orden anotado, en dos series (3 golpes cada una) de manera que cada lugar reciba en total 6 golpes y cada capa 24 en cubos de 0,20 m y 54 en cubos de 0,30 m
Cuando se haya terminado el apisonamiento y retirado el marco superior adicional, el hormigón sobrante será eliminado y la superficie del cubo se alisará con una regla de acero apoyada en los bordes del molde para obtener una superficie plana y lisa;
 - (6) En cubos de hormigón plástico y fluido la mezcla se colocará y apisonará como en la obra. El hormigón rebasará de los bordes del molde, se quitará el excedente una vez que haya endurecido un poco; la superficie del cubo debe ser plana y lisa al nivel del borde del molde;
- d) Manipuleo y conservación de las probetas:
- (1) En los cubos se marcará en forma clara y durable el día de su preparación y la proporción de las mezclas;
 - (2) Para los ensayos de resistencia los cubos se colocarán, en seguida de fabricados, en un cuarto cerrado con una temperatura ambiente de + 12° C a + 25° C donde se guardará hasta el ensayo o transporte.

Endurecidos convenientemente, por lo general después de 24 horas, se sacarán los cubos de los moldes y se colocarán sobre una rejilla de madera donde permanecerán cubiertos con un paño que se mantendrá húmedo.

En caso de transportar estos cubos o probetas antes del séptimo día, se empaquetarán en aserrín húmedo;

- (3) Para la prueba de progreso de endurecimiento, los cubos deben estar en las mismas condiciones que el hormigón de la obra, y se sacará de los moldes cuando hayan endurecido suficientemente.

8.4.3.3. Ensayo de las probetas – Resistencia cúbica del hormigón.

a) Ensayo de las probetas de hormigón:

- (1) Los ensayos decisivos para establecer la tensión admisible del hormigón son los de resistencia a la compresión (W_{b28}) de cubos de 0,20 m de arista, a los 28 días de su fabricación.

La resistencia de un cubo de 0,10 m debe ser 15% mayor y la de un cubo de 0,30 m puede ser 10% menor que la de un cubo de 0,20 m

Los resultados de un ensayo de hormigón antes de los 28 días solo se considerarán como preliminares;

- (2) Antes del ensayo los cubos deben ser medidos y pesados; se admite una diferencia de 0,1 cm en las longitudes y 0,1 kg en el peso.

Se verificará si las superficies de compresión son planas y paralelas. Las superficies no planas y paralelas se emparejarán y alisarán con mezcla de cal. Estas capas de mezcla deben estar suficientemente endurecidas en el momento del ensayo;

- (3) Cuando no se establece otra cosa, los cubos se comprimirán en dirección perpendicular a los planos del apisonado. No debe colocarse fieltro, cartón o chapas de plomo durante el ensayo;

- (4) La carga se aumentará continuamente de 2 a 3 kg/cm² por segundo hasta la rotura del cubo.

La tensión de rotura se dará en kg/cm². La resistencia cúbica es el promedio de las tensiones de rotura de los cubos ensayados;

b) Resistencia cúbica del hormigón:

La resistencia cúbica mínima del hormigón a los 28 días de fabricado depende del cemento Pórtland artificial utilizado.

Cemento normal $W_{b28} = 160 \text{ kg/cm}^2$

Cemento de alta resistencia inicial $W_{b28} = 200 \text{ kg/cm}^2$

En caso de resultar los valores W_{b28} inferiores a los establecidos como mínimos, corresponde realizar ensayos de carga en la estructura.

Cuando falte tiempo, servirá como base para la valoración del hormigón, la resistencia cúbica a los 7 días, la cual debe alcanzar por lo menos al 70% de la resistencia W_{b28} .

Esta última debe ser comprobada y será decisiva en todos los casos.

8.5. DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS.

8.5.1.0. Cálculo de las estructuras metálicas.

8.5.1.1. Cálculo de piezas sometidas a esfuerzos de tracción y compresión. **Columnas.**

a) Piezas sometidas a esfuerzos alternados:

Las piezas sometidas a esfuerzos alternados de tracción y compresión producidos por cargas móviles que causen choque o vibración, serán proyectadas para el esfuerzo

que exija mayor sección teniendo en cuenta lo establecido en el Inciso a) de "[Cálculo de la cubrejuntas](#)".

b) Deducción de agujeros de roblones:

En las piezas que trabajen a la tracción habrá que deducir los agujeros de los roblones cuya posición así lo exija;

c) Excesos de sección en piezas compuestas:

Cuando un miembro compuesto sea formado con dos o más barras, unidas entre sí por enrejados o chapas de unión discontinua, las barras individuales deben ser capaces de resistir con exceso del 10% la proporción de carga que les corresponde por su sección a menos de utilizarse en el cálculo fórmulas especiales, sujetas a la aprobación de la Dirección.

d) Cálculo de enrejados en piezas compuestas:

Deben ser proporcionadas para resistir un esfuerzo cortante no inferior al 1,5% del esfuerzo mayor directo;

e) Momentos de inercia:

(1) En los cálculos se adoptará el menor momento de inercia de las secciones;

(2) La separación de las partes constitutivas de las piezas compuestas se elegirá de tal modo que el momento de inercia respecto del eje libre sea por lo menos en un 10% mayor que el referido al eje material.

f) Relación de esbeltez – Valores admisibles:

(1) Esta relación resulta de dividir la longitud de pandeo por el radio de giro de la pieza

$$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{\text{Longitud de pandeo}}{\text{Radio de giro}}$$

que en las piezas principales se adoptará como máxima 150. Excepcionalmente y sujeto a la aceptación de la Dirección, se admitirá en piezas secundarias relaciones de esbeltez: 200

$$\text{Radio de giro} = i = \sqrt{\frac{J}{S}} = \sqrt{\frac{\text{Momento de inercia}}{\text{Sección de la pieza}}}$$

(2) El grado de esbeltez de cada uno de los perfiles que formen una pieza compuesta no debe sobrepasar al de la pieza entera ni ser en general superior a 30. En casos de rebasarse este valor se verificará la estabilidad por el cálculo.

(3) Como longitud libre de pandeo individual de piezas que formen una compuesta, se toma la distancia entre roblones interiores de las uniones.

g) Verificación al pandeo:

Todas las piezas que trabajen a la compresión deben calcularse obligatoriamente por el siguiente método, denominado de los coeficientes de pandeo, que consiste en:

(1) Determinar el grado de esbeltez de la pieza

$$\lambda = \frac{L}{i}$$

(2) Buscar el valor del coeficiente de pandeo en las tablas para el acero elegido, y para la función, y el valor determinado anteriormente;

(3) Calcular la tensión de trabajo como sigue:

$$\sigma = \frac{p \times w}{F} = \frac{\text{Carga total} \times \text{coef. } w}{\text{Sección de la pieza}}$$

Esta tensión no excederá de la admisible de trabajo por compresión en cada uno de los materiales.

PARA ACERO TIPO 3700								
l	w	l	w	l	w	l	w	l
0	1,00	30	1,05	60	1,26	90	1,88	120
1	1,00	31	1,06	61	1,27	91	1,93	121
2	1,00	32	1,06	62	1,29	92	1,98	122
3	1,00	33	1,07	63	1,30	93	2,02	123
4	1,00	34	1,07	64	1,31	94	2,07	124
5	1,01	35	1,08	65	1,33	95	2,12	125
6	1,01	36	1,08	66	1,34	96	2,17	126
7	1,01	37	1,09	67	1,35	97	2,22	127
8	1,01	38	1,09	68	1,36	98	2,26	128
9	1,01	39	1,1	69	1,38	99	2,31	129
10	1,01	40	1,1	70	1,39	100	2,36	130
11	1,01	41	1,11	71	1,41	101	2,41	131
12	1,01	42	1,11	72	1,43	102	2,46	132
13	1,01	43	1,12	73	1,45	103	2,51	133
14	1,01	44	1,13	74	1,47	104	2,56	134
15	1,02	45	1,14	75	1,49	105	2,61	135
16	1,02	46	1,14	76	1,51	106	2,66	136
17	1,02	47	1,15	77	1,53	107	2,71	137
18	1,02	48	1,16	78	1,55	108	2,76	138
19	1,02	49	1,16	79	1,57	109	2,81	139
20	1,02	50	1,17	80	1,59	110	2,86	140
21	1,02	51	1,18	81	1,62	111	2,91	141
22	1,03	52	1,19	82	1,65	112	2,97	142
23	1,03	53	1,2	83	1,68	113	3,02	143
24	1,03	54	1,21	84	1,71	114	3,08	144
25	1,04	55	1,22	85	1,74	115	3,13	145
26	1,04	56	1,22	86	1,76	116	3,18	146
27	1,04	57	1,23	87	1,79	117	3,24	147
28	1,04	58	1,24	88	1,82	118	3,29	148
29	1,05	59	1,25	89	1,85	119	3,35	149
30	1,05	60	1,26	90	1,88	120	3,40	150

h) Luz de cálculo de las columnas:
Se toma la altura indicada en la figura.

Cuando en dos pisos sucesivos la columna se halla convenientemente arriostada según sus ejes principales de inercia, a las vigas de los pisos mediante uniones adecuadas, a juicio de la Dirección, se permite calcularla con una luz convencional de 0,8 hp.

i) Cargas descentradas – Sus momentos flexores:

En columnas que soporten cargas descentradas, es decir, que no graviten exactamente sobre el eje vertical del fuste y que por su ubicación y magnitud den origen, según los ejes principales de inercia, a momentos flexores cuya sumas algebraicas no se anulen, deben calcularse como sigue:

$$G = \frac{p \cdot w}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

Donde:

M_x y M_y (momentos flexores según los ejes principales de inercia x-x e Y-Y, respectivamente) resultan, cada uno de ellos, del producto:

$$Q \times a$$

Q = las reacciones totales de las piezas que soporta en el eje considerado.

a = la distancia desde el eje del fuste hasta el centro de gravedad de la superficie de apoyo.

W_x y W_y , los módulos resistentes según los ejes X-X e Y-Y.

j) Transmisión de esfuerzos en columnas:

La carga de la columna superior se supone transmitida directamente a la inferior, sin tomar en cuenta el momento flexor que pueda existir en la superior debido a sus cargas descentradas.

8.5.1.2. Cálculo de piezas sometidas a esfuerzos de flexión – Flechas admisibles.

a) Luz de cálculo:

En estructuras, como luz de cálculo se adopta la distancia entre centros de apoyos. Para piezas apoyadas en muros ver figuras.

b) Esfuerzos combinados:

Las piezas sometidas a esfuerzos longitudinales y a la vez a esfuerzos de flexión, serán proyectadas para resistir el esfuerzo resultante;

c) Esfuerzos no coincidentes con los ejes principales de inercia:

Para calcular piezas sometidas a esfuerzos no coincidentes con uno de los ejes principales de inercia, dichos esfuerzos se deben descomponer según esos ejes;

d) Agujeros de roblones que se deben deducir:

Al determinar la sección, el momento de inercia y el módulo resistente de piezas roblonadas sometidas a esfuerzos de flexión, se deben deducir los agujeros de los roblones existentes en la zona sometida a esfuerzos de tracción (dos roblones, si éstos están dispuestos simétricamente al eje longitudinal de la pieza o uno y medio roblones; cuando estén dispuestos en zig-zag) siendo optativo tomar en cuenta los agujeros de roblones situados en la zona de compresión de la pieza;

e) Flechas admisibles:

Se admiten las siguientes flechas máximas:

(1) Para tinglados, cobertizos y galpones 1:400

(2) Para las vigas que resistan directamente el entrepiso..... 1:500

(3) Para aquellas vigas que soporten columnas, muros, vigas forjados de hormigón armado o estructuras especiales 1:600

La Dirección puede exigir una flecha común máxima inferior a las especificadas en los casos que lo considere necesario.

8.5.1.3. Cálculos de las cubrejuntas.

- a) En piezas que trabajen alternativamente a tracción y compresión:
Sus cubrejuntas deben calcularse para resistir al esfuerzo mayor aumentado en un 50% del esfuerzo menor;
- b) En piezas que trabajen a la flexión:
El momento de inercia de las cubrejuntas debe por lo menos ser igual al de las partes unidas.

8.5.1.4. Cálculo de uniones roblonadas.

- a) Diámetro efectivo del agujero:
A los efectos del cálculo se adopta como diámetro del agujero el diámetro del roblón;
- b) Esfuerzos no coincidentes con el eje de simetría de la roblonadura:
En estos casos los roblones deben calcularse con el aumento de presión que produce el momento flexor debido a la excentricidad del esfuerzo;
- c) Uniones de piezas cuyos ejes baricéntricos no concurren a un punto:
Estas uniones se aceptan excepcionalmente.
Las uniones de las piezas deben proyectarse para resistir el esfuerzo resultante previsto en el inciso b);
- d) Cálculo al aplastamiento de los roblones:
La presión sobre los bordes de los agujeros de los roblones y bulones bien ajustados, puede suponerse uniformemente repartida en el área dada por el diámetro del agujero multiplicada por el espesor de la chapa.

8.5.1.5 Cálculo de uniones soldadas.

Las uniones soldadas se ejecutarán por arco voltaico. La resistencia de estas costuras está determinada por las dimensiones, por la situación relativa de los cordones, empalmes o ensambladuras, además de la forma de actuar la carga.

La sección transversal que entra en consideración, es el producto de la longitud por el grueso del cordón. El grueso de la costura es la altura del triángulo rectángulo inscripto en la sección transversal del cordón. Las figuras que siguen ilustran las diferentes clases de costuras y de esfuerzos.

8.5.1.6 Modelos para la presentación de planos y planillas de estructuras metálicas.

8.5.2.0. Ejecución de las estructuras metálicas.

8.5.2.1. Ejecución de piezas sometidas a esfuerzos de compresión. Columnas.

- a) Chapas de unión de perfiles compuestos:
En piezas compuestas que trabajen a la compresión, las chapas de unión, cuando son extremas, tendrán una altura mínima igual a la distancia entre los centros de gravedad de los perfiles que forman la pieza de estudio, y cuando esas chapas son intermedias, su altura no será menor que la mitad de dicha distancia;
- b) Continuidad del fuste de las columnas:

El fuste se ejecutará continuo en toda la altura del edificio evitando interrupciones por vigas. En los casos que por razones constructivas o de mayor seguridad, se proponga otra disposición, la Dirección puede autorizarla;

c) Columnas de fundición:

En columnas de fundición en ningún caso la carga se transmitirá al capitel, sino directamente sobre el fuste. Las superficies de empalme han de cepillarse o fresarse.

Las columnas de fundición pueden ser huecas de sección:

- Rectangular: de lado a y espesor $0,10 a$ con un mínimo de 16 mm
- Circular: de diámetro d y espesor $0,10 d$ con un mínimo de 13 mm

8.5.2.2. Ejecución de apoyos.

a) Asiento de las columnas:

Debajo de la placa de asiento debe colocarse, según la importancia de la carga, una lechada de cemento o una lámina de plomo con el objeto de identificar el basamento con la placa;

b) Apoyo de las vigas en muros:

Se verificará la tensión en la superficie de apoyo de las vigas, la cual no excederá de los valores admitidos. La longitud de apoyo no será inferior a 12 cm.

c) Apoyo de reticulados:

Los reticulados tendrán móvil uno de los apoyos, cuyo detalle se proyectará para ser sometido a la aprobación de la Dirección.

8.5.2.3. Ejecución de piezas sometidas a esfuerzos de flexión.

a) Plantabandas en vigas compuestas y armadas:

Cada plantabanda debe ser alargada por lo menos en una cantidad equivalente a dos pares de roblones sobre el punto extremo fijado por el cálculo. Uno de estos pares puede coincidir con el punto extremo calculado;

b) Montantes de refuerzo en vigas compuestas:

Los montantes de refuerzo de alma se colocarán, generalmente en pares, ajustándolos bien contra las escuadras de las alas horizontales frente a los puntos de concentración de cargas. Los montantes intermedios irán sobre relleno o serán forjados en forma que ajusten perfectamente contra las escuadras de las alas. Los que vayan sobre los apoyos de los extremos y ligando las vigas a columnas, se colocarán sobre chapas de relleno.

En los casos de cargas uniformemente repartidas, y en los sitios donde no actúen cargas, la distancia a que se colocarán los montantes de refuerzo será aproximadamente igual a la altura del alma.

8.5.2.4. Ejecución del roblonado.

a) Mínimo de roblones por unión:

Toda conexión llevará por lo menos dos roblones. Pueden tener uno solo las uniones de barras de enrejados (columnas compuestas, vigas armadas);

b) Paso del roblonado:

Para roblones que transmitan esfuerzos, las distancias entre sus ejes serán:

- (1) Paso mínimo $3 d$ (siendo d = diámetro del roblón).

- (2) Paso máximo 8 d y sin exceder de 200 y 150 mm. para partes en tracción y compresión respectivamente.
Las distancias que anteceden, son para roblones colocados en una sola línea y en un solo plano.
- (3) Para roblones colocados en zig-zag (tresbolillo) en un mismo plano, la distancia entre los ejes de los roblones situados en una misma línea recta, serán las mencionadas anteriormente aumentadas en un 50%;
- c) Distancia de los roblones a los bordes:
La distancia mínima entre el eje de cualquier roblón y el borde de la pieza será igual a 2 d.
Si los bordes están cepillados o laminados en escuadra, se permite una distancia mínima igual a 1,5 d.
- d) Roblonado de simple unión:
Además de los roblones de resistencia, pueden emplearse roblones de simple unión que acoplen dos o más elementos sin transmitir esfuerzo alguno. La mayor distancia entre dichos roblones será:
8 d ... en uniones de ángulos con chapas de 8 a 11 mm.
10 d.. en uniones de ángulos con chapas de más de 11 mm., o dos ángulos entre sí.
- e) Modificación del paso del roblonado:
Para apartarse del cumplimiento de los incisos a) y b), es necesaria una autorización expresa de la Dirección.

8.6. DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.

8.6.1.0. Cálculo de las estructuras de hormigón armado.

8.6.1.1. Conceptos generales para el cálculo de estructuras de hormigón armado.

- a) Hipótesis de cálculo:
Las tensiones de la sección de una estructura expuesta a la flexión simple o compuesta, se calculan en la hipótesis de que los alargamientos son proporcionales a las distancias al eje neutro de la pieza.
Las fatigas admisibles de compresión para el hormigón y de tracción para el hierro, y las tensiones de resbalamiento y de adherencia son válidas solamente bajo la condición de que la armadura absorba todo el esfuerzo de tracción sin tomar en cuenta la cooperación del hormigón en este esfuerzo;
- b) Símbolos de los elementos para el cálculo:
Los símbolos más comunes que se utilizarán en los cálculos de hormigón armado son los de la figura:
- c) Valor del coeficiente "n":
Para dimensionar las piezas y calcular tensiones, se fija el valor de la relación entre los módulos de elasticidad del hierro y del hormigón en
- $$n = 15$$
- $$(E_e = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2; E_b = 140.000 \text{ kg./cm}^2)$$
- Para el cálculo de las magnitudes incógnitas de las estructuras estáticamente indeterminadas con excepción de vigas continuas y la determinación de las deformaciones elásticas en todas las estructuras se adoptará como módulo de elasticidad a la tracción y compresión del hormigón el valor $E_b = 210.000 \text{ kg/cm}^2$.
Para calcular el momento de inercia se tomará la sección total del hormigón

incluyendo o no 10 veces la sección de la armadura. (Para vigas placas, véase Inciso d) de "Vigas rectangulares y vigas placas");

d) Posición más desfavorable de las cargas para la determinación de los esfuerzos de corte y reacciones de apoyo:

(1) Cargas móviles:

Se proveerán siempre en la posición más desfavorable. Esta puede determinarse por medio de líneas de influencia;

(2) Sobrecargas uniformemente repartidas:

Se suponen situadas en su posición más desfavorable actuando sobre toda la extensión de cada tramo.

Los esfuerzos de corte a considerar para la determinación de las tensiones de resbalamiento y de adherencia en vigas continuas, losas nervuradas, vigas rectangulares y vigas placa en edificios comunes, se calculan con la carga total actuando en todos los tramos. En vigas continuas de luces desiguales, esto se admite solamente cuando la luz menor sea por lo menos 0,8 de la mayor.

Para vigas de un tramo se calculan también los esfuerzos de corte suponiéndolas totalmente cargadas;

(3) Reacciones de apoyo:

Las reacciones de apoyo transmitidas por losas, losas nervuradas, vigas rectangulares, vigas placa y columnas, se pueden calcular sin considerar la continuidad suponiendo que los elementos estén infinitamente próximos apoyados libremente en los apoyos intermedios. Debe tenerse en cuenta la continuidad de las vigas principales para el cálculo de las cargas de las columnas cuando la relación de las luces de dos tramos vecinos sea menor de 2/3.

Las reacciones de apoyo se calcularán suponiendo que todos los tramos están totalmente cargados;

e) Determinación de la zona de distribución de cargas aisladas para el cálculo de losas a flexión:

(1) Las losas de luz l sometidas a la acción de cargas aisladas próximas al centro del paño (transmitidas por ruedas, pies de máquinas) que actúen por intermedio de una capa

De relleno de espesor s , o sin ella se calculan como vigas rectangulares de ancho:

$$b = \left\{ \begin{array}{l} b' = t_1 + 25 \\ b'' = 2/3 \times l \end{array} \right\}$$

en la cual b'' no debe pasar del valor

$t_1 + 2s + 2,0$ (en metros)

entre ambos anchos b' y b'' puede elegirse el mayor. La zona de ancho b debe llevar una armadura de repartición igual a:

$$c \times f_e$$

donde

$$c = 0.10 + \frac{b - (t_1 + 2s)}{l}$$

f_e = armadura principal necesaria para la carga concentrada.

(b , t_1 , s , se expresan en metros)

Se adoptará como mínimo 3 \emptyset 7 mm por metro.

Se admitirá que en la dirección de la armadura principal la carga se reparta en una extensión de valor igual a:

$$t_2 + 2s$$

(2) Si la carga está próxima a los apoyos, el ancho se calcula con la fórmula:

$$b = 5d_i$$

(3) En el cálculo de las tensiones de resbalamiento de las losas debe admitirse un ancho:

$$b = \left\{ \begin{array}{l} b_1 = t_1 + 25 \\ b'' = 1/3 \times l \end{array} \right\}$$

en la cual b'' no debe pasar el valor:

$$t_1 + 2s + 1,0 \text{ (en metros)}$$

entre ambos anchos b' y b'' puede elegirse el mayor.

(4) Sobre la repartición de cargas para losas con armadura cruzada, véase inciso b) de "Losas de armadura cruzada", penúltimo párrafo;

f) Tensiones de resbalamiento:

Se calcularán las tensiones de resbalamiento en cimientos, losas nervuradas, losas, vigas rectangulares, vigas placa y pórticos. La tensión se calcula por la fórmula

$$\mathcal{T} = \frac{Q}{b_c \times z}$$

donde:

Q = Esfuerzo de corte

z = Brazo de palanca elástico

b_c = Ancho de la viga, de los nervios en losas nervuradas o de losas.

Se tomará en cuenta la variación de las tensiones cuando existan acartelamientos.

En caso de que la tensión, resulte superior a 14 kg./cm² se aumentará la sección de la viga hasta conseguir una tensión que no exceda este límite.

Para absorber las tensiones de resbalamiento en losas, vigas rectangulares, vigas placa, pórticos, se doblarán en lo posible las barras que no sean necesarias para resistir a los diferentes momentos flexores a lo largo de la viga.

Queda prohibido el uso de barras inclinadas, ancladas insuficientemente en las zonas de compresión y de tracción (es decir, barras inclinadas flotantes).

Cuando la tensión excede de 4 kg./cm² en losas nervuradas, vigas rectangulares, vigas placa y pórticos, o sea superior a 6 kg./cm² en losas, todos los esfuerzos serán absorbidos por barras dobladas y estribos proyectados según criterio gráfico de la figura:

La posición de las barras inclinadas corresponderá a la línea media de la viga o pieza en cuestión.

Cuando una carga aislada se encuentre a distancia del apoyo más o menos igual a z, se colocará una armadura apropiada para resistir los esfuerzos inclinados.

Se colocarán en las vigas y demás elementos, excepto losas, por lo menos cuatro estribos de 6 mm de diámetro por metro lineal;

g) Tensiones de torsión y de adherencia:

(1) Tensión de torsión:

Las tensiones de tracción, resultantes de los esfuerzos de torsión, deben ser tomadas en cuenta, colocándose una armadura suplementaria apropiada;

(2) Tensión de adherencia:

No es necesario calcular estas tensiones cuando el diámetro de las barras no exceda de 25 mm.

Cuando solamente existan barras rectas con o sin estribos, la tensión de adherencia se calcula por la fórmula:

$$T_1 = \frac{Q}{u \times z}$$

donde:

u = perímetro total de las barras de la armadura, expresado en cm.

Cuando existan barras dobladas con o sin estribos, en el cálculo de la tensión de adherencia de las barras rectas se tomará, para en la fórmula anterior, la mitad del esfuerzo de corte.

Cuando resulte una tensión de adherencia superior a 5 kg/cm², debe aumentarse el perímetro de las barras o asegurar los extremos por disposiciones especiales (placas de anclaje, hierros transversales);

h) Variaciones de temperatura y contracción:

(1) Variaciones de temperatura:

Se supondrá una variación uniforme de temperatura para toda la estructura. En aquellos elementos que tengan variaciones de temperatura originadas por su destino (chimeneas, depósitos de líquidos calientes) se tendrá en cuenta una posible diferencia de temperatura que pudiera ocurrir en su interior.

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado se tomará igual a 0,000010 y puede en casos especiales justificarse otro valor.

Se ha constatado para la Capital Federal una temperatura media en invierno de +10° C y en verano de +20° C y se admiten las siguientes, como mínima y máxima, de -3° C y +38° C respectivamente; en consecuencia, en los cálculos se adoptará una variación de temperatura de 28° C.

Para las estructuras cuya dimensión mínima sea superior a 70 cm. o que estén protegidas de las variaciones de temperatura por revestimientos u otras disposiciones puede adoptarse una variación de 20° C. Al considerar la dimensión mínima de 70 cm. no se descontará el vacío en elementos tubulares;

(2) Contracción:

Para estructuras estáticamente indeterminadas se considera la influencia de la tracción para las magnitudes incógnitas, admitiendo una disminución de la temperatura como sigue:

Para pórticos o similares 15° C

Para arcos o bóvedas con armadura total 0.5%..... 15° C

0.5%..... 20° C

Se consideran como arcos y bóvedas de hormigón armado solamente aquellos que tengan por metro de ancho una armadura longitudinal arriba y abajo, por los

menos de 4 cm² y que importen una armadura total igual o mayor que 0,1% de la sección de hormigón;

(3) Casos de edificios comunes:

Pueden no considerarse en el cálculo estático estas influencias, pero se tendrán en cuenta introduciendo juntas de dilatación, proyectadas de acuerdo con la Dirección.

8.6.1.2. Losas con armadura principal en una dirección.

a) Luz de cálculo de las losas:

La luz de cálculo para losas con armadura principal en una dirección será:

(1) Para losas libremente apoyadas o empotradas en sus extremos, igual a la luz libre más el espesor de la losa en el centro;

(2) Para losas continuas, igual a la distancia entre centros de apoyo o entre ejes de vigas;

b) Espesores mínimos de las losas:

El espesor mínimo de las losas es: $d = 7$ cm. Se exceptúan las losas de las siguientes aplicaciones: para cubiertas, losas colgantes o que sirvan para cerrar o sean accesibles solamente durante los trabajos de limpieza o de renovación, placas construidas en fábricas; en estos casos el espesor mínimo puede ser de 5 cm. (Para losas nervuradas, véase inciso c) de "Losas nervuradas")

Las losas que soporten patios de maniobras de vehículos y sus accesos serán macizas, y tendrán un espesor mínimo de 12 cm

La altura útil h de la losa debe ser por lo menos:

$\frac{1}{35}$ De la luz de cálculo, en losas libremente apoyadas en sus extremos;

$\frac{1}{35}$ De la mayor distancia entre dos puntos consecutivos de momento nulo en losas continuas o empotradas. Si no se calcula esa distancia se tomará $\frac{4}{5}$ de la luz de cálculo.

$\frac{1}{40}$ de la distancia entre apoyos accesibles durante renovación.

$\frac{1}{40}$ de la mayor distancia entre los puntos de momento nulo en losas continuas

En losas accesibles solamente los trabajos de limpieza y

c) Momentos en las losas continuas:

Los momentos de las losas continuas se determinan en general con la teoría de las vigas continuas con apoyos de libre rotación. En la misma forma se calculan también las losas continuas entre perfiles de hierro, cuando el plano superior de la losa esté por los menos 4 cm. sobre el ala superior del perfil;

(1) Momentos en los apoyos:

En edificios se puede redondear la gráfica de momentos encima del apoyo, según parábolas trazadas como muestran las figuras:

En caso de unión rígida con el apoyo, se puede tomar para el cálculo de las losas en edificios, como momento mayor el correspondiente al canto del apoyo

(secciones I y II), pero, con cargas uniformemente repartidas el momento será no menor que:

$$\frac{q \times l_0^2}{12}$$

En ningún caso puede la altura h , en el centro del apoyo, ser mayor que la que resulta de tomar una inclinación de 1:3 en el acartelado o su prolongación;

(2) Momentos negativos en el tramo:

En losas continuas apoyadas en vigas de hormigón armado, dada la rigidez de estas últimas contra torsión, se admite que la sobrecarga móvil que actúe, a los efectos de calcular los momentos negativos en los tramos, sea igual a la mitad de sus valores;

(3) Valor mínimo de los momentos positivos:

Si, aplicando la teoría ordinaria de las vigas continuas, se obtiene un momento positivo máximo más pequeño que si hubiera empotramiento perfecto en los apoyos, se calcula la sección con el momento debido a esta segunda hipótesis,

(4) Efecto del empotramiento:

Al calcular el momento en el tramo extremo, no se atribuirá a éste sino el grado de empotramiento que efectivamente corresponda a los detalles constructivos y sea comprobable por el cálculo estático,

(5) Casos particulares:

En el caso de tramos iguales de luces o cuando la luz menor sea por lo menos 0,8 de la mayor, en edificios con cargas uniformemente repartidas q , pueden tomarse para los momentos de las losas continuas los valores siguientes:

I) Momentos positivos:

Para losas apoyadas con cartelas, cuyo ancho sea por lo menos $\frac{1}{10} \times l$ y

10

cuya altura por lo menos $\frac{1}{30} \times l$, ver figura, se tomará:

en los tramos extremos:

$$M_{\max} = \frac{1}{12} \times q \times l^2 \quad (4)$$

en los tramos interiores:

$$M_{\max} = \frac{1}{18} \times q \times l^2 \quad (5)$$

Cuando las medidas de las cartelas sean de tamaño menor que las indicadas en la figura o no existan, se calcula:

En los tramos extremos:

$$M_{\max} = \frac{1}{11} \times q \times l^2$$

en los tramos interiores

$$M_{\max} = \frac{1}{15} \times q \times l^2$$

II) Momentos en los apoyos:

Para losas de dos tramos:

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times q \times l^2 \quad (6)$$

Para losas de tres y más tramos:

En el apoyo interior del tramo extremo:

$$M_{\max} = \frac{1}{9} \times q \times l^2 \quad (7)$$

en los demás apoyos interiores:

$$M_{\max} = \frac{1}{10} \times q \times l^2 \quad (8)$$

III) Momentos negativos en los tramos:

$$M_{\min} = \frac{l^2}{24} \times (g - p) \quad (9)$$

NOTA: En el caso de tramos desiguales debe calcularse la fórmula (9) para todos los tramos con la luz mayor; las fórmulas (6) a (8) con la media aritmética de las luces de los tramos contiguos;

d) Armadura de las losas:

La separación de las barras de la armadura principal para losas de entresijos, cubiertas, en la zona de los momentos máximos no será mayor de 1,5 d y no pasará de 20 cm. Por cada metro de ancho se colocarán no menos que 4 barras de distribución de 6 mm. de diámetro (para cargas concentradas, véase inciso e) de "Conceptos generales para el cálculo de estructuras de hormigón armado").

En caso de utilizarse barras de menor diámetro, pero nunca inferior a 4 mm., éstas se colocarán a distancias de modo que la sección de hierro resultante sea equivalente. La Dirección, cuando lo crea conveniente puede exigir cálculo justificativo de esta armadura de distribución.

En las losas continuas, los hierros doblados que sirven de armadura absorbiendo el esfuerzo de tracción que provocan los momentos negativos abarcarán una fracción suficiente de tramo continuo que será por lo general $1/5 \times l$ si todos tienen luces iguales o si la luz más pequeña no es menor que 0,8 de la mayor. Cuando se calculen exactamente los momentos flexores puede proyectarse la armadura en correspondencia;

e) Apoyos extremos libres:

Los apoyos extremos libres se armarán, a pesar de suponerse sin empotramiento, también en la zona superior. La penetración de la losa en muros de albañilería será igual al espesor de la losa en el centro a 10 cm.

8.6.1.3. Losas con armadura cruzada.

a) Luz de cálculo y altura útil de las losas:

Para la luz de cálculo de losas con armadura cruzada, véase Inciso a) de "Losas con armadura principal en una dirección". Para el espesor mínimo d se tendrá en cuenta lo establecido en los párrafos primero y segundo del Inciso b) de "Losas con armadura principal en una dirección" y además lo siguiente:

La altura útil h de la losa, referida a las barras inferiores debe ser por lo menos:

$\frac{1}{50}$ de la luz menor, en losas de un tramo libremente apoyadas;

$\frac{1}{60}$ de la luz menor, en losas continuas o empotradas, y en losas accesibles solamente

$\frac{1}{60}$ para trabajos de limpieza y reparaciones.

Siendo superior a 1,5 la relación entre las luces, mayor y menor, se considera la losa, a los efectos de la menor altura útil h, como si fuese armada en una sola dirección;

b) Método de cálculo:

Las losas de planta rectangular con armadura cruzada, libremente apoyadas o continuas, pueden ser reemplazadas (cuando no se haga un cálculo exacto) por dos haces de fajas longitudinales y transversales que según las condiciones de los apoyos respectivos, se consideran como vigas libremente apoyadas, empotradas o continuas.

La carga unitaria q , uniformemente repartida, se descompondrá en q_x o q_y de tal manera que el punto medio de la losa como perteneciente a la faja paralela a l_x bajo la carga $q_x \times l_x$ tenga una flecha igual a la de la faja paralela a l_y bajo la carga $q_y \times l_y$ teniendo en cuenta las condiciones de apoyo de los bordes, siendo:

$$q_x + q_y = q$$

donde:

$$q_x = \frac{a_y \cdot l_y^4}{a_x \cdot l_y^4 + a_y \cdot l_y^4} \cdot q +$$

$$q_y = \frac{a_x \cdot l_x^4}{a_x \cdot l_x^4 + a_y \cdot l_x^4} \cdot q +$$

En estas fórmulas se dará a a los siguientes valores:

5 – cuando los apoyos sean simples;

2 – para un apoyo simple y empotrado el otro;

1 – para ambos apoyos empotrados.

La Dirección admitirá también el cálculo de una transmisión de cargas, sin tener en cuenta las condiciones de vínculo de los apoyos de las losas, vale decir, suponiendo:

$$a_x + a_y = 1$$

Los momentos de apoyo y los momentos en el tramo en ambas direcciones, se calcula con las cargas descompuestas q_x y q_y como fajas de placas armadas en una sola dirección teniendo en cuenta la posición de las cargas más desfavorables y las condiciones de apoyo, pudiéndose utilizar los coeficientes de momentos indicados en el ítem (5) del inciso c) de "Losas con armadura principal en una dirección". Debido al efecto favorable de la rigidez contra la torsión se pueden disminuir los momentos en el tramo, como sigue:

$$M_{x\max} = u_x \cdot M_x = M_x \left(16 - \frac{5}{6} \cdot \frac{M_x}{M_{oy}} \right)$$

$$M_{y\max} = u_y \cdot M_y = M_y \cdot \left(1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{M_x}{M_{oy}} \right)$$

siendo:

$$M_{ox} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{oy} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_y^2$$

Estando la losa unida a las vigas de contorno o a los tramos vecinos, no es necesario comprobar los momentos correspondientes de torsión ni colocar una armadura suplementaria contra torsión.

No existiendo tal unión rígida, se puede prescindir de la armadura contra torsión solamente cuando en las fórmulas (10) y (11) se reemplace el coeficiente por el valor:

$$\frac{1 + u}{2}$$

Por tal causa se tiene, v.gr.: que el momento en el centro de una losa cuadrada de un tramo con carga uniformemente repartida q es.

$$M_{\max} = q \cdot \frac{l^2}{20}$$

Para cargas concentradas y aisladas puede también emplearse el método aproximado de Marcus.

En losas con nervios cruzados siempre el coeficiente es igual a 1 en las fórmulas (10) y (11);

c) Reacciones de apoyo:

Las reacciones que las losas con armadura cruzada y cargas uniformes transmiten a sus apoyos, se pueden suponer uniformemente distribuidas y con los siguientes valores:

d) Armadura y ejecución del apoyo exterior:

Se tendrán en cuenta los incisos d) y e) de "Losas con armadura principal en una dirección".

Las armaduras en ambas direcciones se calculan con la altura útil que efectivamente le corresponda. La separación de las barras de la armadura más fatigada, en la zona de los momentos máximos no será mayor que $1,5 d$ y no pasará de 15 cm. En el otro sentido la separación de las barras no excederá de 15 cm.

Además, en las zonas de las losas adyacentes a los apoyos y de un ancho que no exceda de $\frac{1}{4}$ de la luz menor, la armadura se podrá disminuir en un 50%.

La penetración de la losa en muros de mampostería será igual al espesor de la losa en el centro y no inferior a 10 cm.

8.6.1.4. Losas nervuradas.

a) Concepto de losa nervurada:

Se consideran como losas nervuradas aquellas que tengan nervios a una distancia libre máxima de 70 cm. pudiendo contener como relleno piezas de cerámica o de otros materiales para obtener una superficie lisa. No deben tomarse en cuenta estas piezas para el cálculo de las fatigas;

b) Luz de cálculo y altura total mínima:

Para la luz de cálculo, ver Inciso a) de "Losas con armadura principal en una dirección".

Para la altura útil mínima, ver inciso b) de "Losas con armadura principal en una dirección".

Para losas con nervios con armadura cruzada, ver Inciso a) "Losas con armadura cruzadas".

c) Espesor mínimo de la zona de compresión:

El espesor de la losa de compresión será no menor que $\frac{1}{10}$ de la luz libre entre los nervios y no será inferior a 5 cm.

Deben colocarse en la losa de compresión no menos que 4 barras de 6 mm de diámetro por metro lineal de ancho, perpendiculares a los nervios.

Para losas de edificios residenciales y públicos, deben colocarse en la zona de compresión no menos que 2 barras de 6 mm. de diámetro por metro lineal de ancho, perpendiculares a los nervios cuando la separación de éstos no exceda de 50 cm. medidos entre ejes.

La Dirección, puede exigir cálculo justificativo de esta armadura cuando así lo juzgue conveniente. En caso de utilizarse barras de menor diámetro se procederá como se establece en el inciso c) de "Losas con armadura principal en una dirección".

Cuando la Dirección lo exija, y cuando existan cargas concentradas o aisladas se debe comprobar la resistencia de la losa de compresión;

d) Nervios:

El ancho de los nervios no será menor que 5 cm.

Deben colocarse estribos en los nervios con un mínimo de 4 barras de 6 mm. de diámetro por metro lineal.

En las losas de edificios residenciales y públicos, cuando la separación de los nervios exceda de 50 cm. medidos entre ejes, la separación de los estribos de 6 mm. de diámetro puede efectuarse de tal modo que, atados a las barras de distribución que exige el Inciso c) quedan ligados uno por medio, formando damero diagonal.

En las losas continuas en correspondencia con los momentos negativos deben suprimirse las piezas de relleno.

Para las barras dobladas de losas nervuradas continuas vale el inciso d) de "Losas con armadura principal en una dirección" lo mismo que en el caso de utilizarse barras de menor diámetro;

e) Nervios transversales:

En las losas nervuradas con armadura principal en una sola dirección deben ejecutarse nervios transversales de la misma sección y la misma armadura como los nervios principales, a razón de un nervio transversal para luces de apoyo de 4,00 m. a 6,00 m. y dos nervios transversales para luces mayores que 6,00 m.

Empleando piezas de relleno de cerámica u otros materiales de resistencia similar no son necesarios estos nervios transversales.

Las cargas aisladas deben repartirse sobre un número suficiente de nervios;

f) Ejecución de apoyos:

Para la ejecución de los apoyos, véase Inciso e) de "Losas con armadura principal en una dirección" debe preverse una sección de hormigón suficiente en la parte inferior de los nervios.

El espesor de apoyo sobre albañilería no debe ser inferior a 15 cm. Las piezas de relleno distarán del paramento 5 cm. por lo menos.

8.6.1.5. Losas sin vigas sobre columnas.

a) Concepto de losas sin vigas sobre columnas:

Se denominan losas sin vigas aquellas que estando armadas en dos sentidos se apoyan directamente y en forma rígida sobre columnas con capitel o cabeza de hongo.

Solo pueden ejecutarse respetando las dimensiones mínimas indicadas en este Artículo;

b) Dimensiones mínimas:

El mínimo espesor d de la losa será de 15 cm., a excepción de las losas para cubiertas cuyo espesor puede ser menor con expresa autorización de la Dirección.

Para asegurar una unión rígida entre la losa y columnas, se dará a éstas un ancho no menor que:

$$\frac{1}{20} \times l; \quad l = \text{Luz entre centros de columnas en la respectiva dirección;}$$

$$\frac{1}{15} \times h_p; \quad h_p = \text{altura del piso.}$$

El ancho de la columna no será menor que 30 cm.

En proyectos cuyas losas carecen de refuerzos, el capitel en el canto inferior de la losa tendrá un ancho mínimo de:

$$\frac{2}{9} \times l$$

Para losas con refuerzos como muestran las figuras, valen las dimensiones allí indicadas.

En los cálculos exactos siguiendo la teoría de las placas se considera como inexistente a los efectos de las tensiones, el hormigón situado por debajo de las rectas inclinadas 45° sobre la horizontal, según muestra la figura;

c) Indicaciones para el cálculo de losas sin vigas sobre columnas:

Cuando no se recurra a la teoría de las placas, se pueden calcular las losas sin vigas por el método aproximado que sigue:

Se puede considerar reemplazada la losa por dos series de fajas o vigas longitudinales y transversales que se calculan como vigas continuas sobre apoyos elásticos empotrados,

o también como, si vigas y columnas formaran pórticos, tomando para cada serie de vigas toda la carga q distribuida en la forma más desfavorable (y no la fracción q_x ó q_y como quedó establecido para calcular losas con armadura cruzada apoyadas en todo su contorno).

Para calcular la flexión de los referidos pórticos, no se tendrá en cuenta más que la rigidez de las columnas situadas encima y debajo del entrepiso que forma cordón del pórtico.

El cordón o cabecera del pórtico tienen respectivamente:

Luz,	I_x ó I_y
Ancho,	I_y ó I_x correspondientemente
Altura	el espesor d de la losa

Entonces se separa cada losa entre fajas una central A-B-C-D de ancho:

$$\frac{1}{2} \times l$$

2

y dos laterales A-B-F-E y C-D-H-G de ancho:

$$\frac{1}{4} \times l$$

De los momentos positivos o negativos, que se originan en el tramo considerado como cordón del pórtico se supondrá que un 45% ha de ser resistido por la faja central y que el 55% restante se reparte entre las dos fajas laterales. En cambio se admite que un 25% de los momentos negativos desarrollados en la línea de las columnas corresponde a la faja central y que el 75% restante gravita sobre las dos fajas laterales.

Cuando el borde la losa sin vigas esté apoyado en toda su extensión se puede armar la losa en el ancho $\frac{3}{4} \times l$ contiguo al apoyo con el 75% de la armadura que corresponde a una faja central de los demás tramos.

Las barras de la armadura se dispondrán como en las vigas continuas para resistir los momentos flexores y esfuerzos cortantes.

Las columnas (tanto interiores como exteriores) se calculan como pilas o pies derechos de pórticos (ver inciso c) de "Columnas de hormigón armado"). Con relación a la fuerza axial compárese con el ítem (3) del inciso d) de "Conceptos generales para el cálculo de estructuras de hormigón armado".

d) Fórmulas aproximadas:

Puede también aplicarse al cálculo las siguientes fórmulas aproximadas si los intercolumnios de cada serie son todos iguales (o poco diferentes tal que el más pequeño tenga 0,8 veces la luz mayor);

(1) Momento en las losas:

Dichas fórmulas se refieren a una sección de ancho igual a la unidad y según quiera hallarse M_x ó M_y se cambiará I_x ó I_y (ver tabla).

(2) Momentos en las columnas:

El momento flexor M_u en la cabeza de la columna inferior y el momento M_o en el pie de la columna superior, se obtendrá por las fórmulas:

$$M_u = + - P \frac{1}{12} \cdot \frac{C_u}{1+C_u+C_o}$$

$$M_o = + - P \cdot \frac{1}{12} \cdot \frac{C_o}{1+C_u+C_o}$$

$$C_u = \frac{1}{h_u} \cdot \frac{J_u}{J_d} \quad C_o = \frac{1}{h_o} \cdot \frac{J_o}{J_d}$$

donde expresan:

P; la sobrecarga total del rectángulo de dimensiones I_x y I_y ;

h_u y h_o ; las alturas de piso de las columnas inferior y superior respectivamente.

J_u , J_d y J_o ; los momentos de inercia de la losa (a lo ancho) y de las columnas.

Las fórmulas anteriores valen también para las columnas externas cuando están rígidamente vinculadas a las losas en cuyo caso se cambia P por (G+P) expresando con G el peso propio total del rectángulo de lados I_x y I_y .

8.6.1.6. Vigas rectangulares y vigas placa.

a) Luz de cálculo de las vigas:

La luz de cálculo de las vigas rectangulares y vigas placa se determina así:

(1) Para vigas libremente apoyadas o empotradas en los dos extremos: la separación entre centros de apoyos;

(2) Para apoyos de gran profundidad: la luz libre aumentada en un 5%.

(3) Para vigas continuas: la separación axial entre vigas de apoyo o columnas;

b) Apoyo de vigas en muros:

Se verificará la tensión de la albañilería en el apoyo. La profundidad de apoyo de la viga será por lo menos de 15 cm. En el caso de ser inferior al 5% de la luz libre de la viga, se demostrará la seguridad de apoyo;

c) Espesor de la losa de vigas placa:

Para tomar en cuenta el espesor de la losa como cordón de compresión en cálculo de vigas placa se exige que la losa tengan d 7 cm;

d) Ancho de compresión eficaz de vigas placa:

(1) Para dimensionar y verificar vigas placa debe considerarse en el cálculo una faja de la losa comprimida de ancho b que no exceda los siguientes valores:

- Para vigas con losas en ambos lados, según figura:

$$b = 12 d + 2 b_s + b_o$$

pero no será superior a la separación entre centros de tramos vecinos o a la mitad de la luz de la viga;

- Para vigas laterales, según figura:

$$b = 4,5 d + b_s + b_1$$

pero no será superior a la semiluz de la losa vecina más b_1 o a la cuarta parte de la luz de la viga;

- En la figura, el ángulo tendrá la su tangente igual o mayor que 1/3, el tamaño b_s para el cálculo, no excederá de 3d;

(2) Para el cálculo de las magnitudes desconocidas y deformaciones elásticas de construcciones estáticamente indeterminadas, el ancho del cordón de compresión de la placa será:

- para vigas placa, según figura:

$$b = 6 d + 2 b_s + b_o$$

pero no será mayor que la separación entre centros de tramos vecinos;

- Para vigas placa, según figura:

$$b = 2,25 d + b_s + b_1;$$

Pero no será mayor que la semiluz de la losa vecina más b_1 ;

e) Momentos en las vigas continuas:

Los momentos en las vigas continuas, tanto rectangulares como placas, se calculan en general, admitiendo que los apoyos puedan experimentar libremente, movimientos de rotación:

(1) Momentos en los apoyos y máximos positivos en los tramos:

Véase lo establecido en el inciso c) de "Losas con armadura principal en una dirección" y figura;

(2) Momentos negativos en el tramo:

Para vigas continuas, en edificios, apoyadas sobre vigas o columnas vinculadas a ellas rígidamente, se calculan los momentos negativos en los tramos, 8 debido a la resistencia a la rotación que ofrecen las vigas y columnas de apoyo) considerando en los tramos adyacentes sólo las 2/3 partes de la sobrecarga.

Para vigas continuas de tramos de igual luz o cuando la luz menor no sea inferior a 0,8 de la mayor, puede calcularse el momento negativo en un tramo descargado por la fórmula:

$$M_{\min} = \frac{l_2}{24} \times (g - \frac{2}{3} \times p) \quad (12)$$

En la fórmula (12) debe tomarse para todos los tramos la luz mayor;

(3) Momento positivo mínimo en los tramos:

Si el momento positivo o máximo en un tramo fuera menor que el que resulta de suponer ambos extremos empotrados, en casos de tramos intermedios en vigas continuas o si fueran tramos extremos, un apoyo libre y el empotrado, se tomarán estos últimos momentos para el cálculo de la sección;

(4) Consideración del empotramiento:

Para estructuras en elevación, cuando el ancho de las columnas o apoyos sea igual o superior a la quinta parte de la altura entre pisos, se calculan las vigas continuas como empotradas perfectamente en sus extremos. Esto se admite para el caso en que las vigas estén vinculadas rígidamente a los apoyos o cuando sobre éste actúe una carga que asegure el empotramiento. Como luz entre apoyos se toma la luz libre aumentada en un 5%.

Para la disminución de los momentos positivos en tramos exteriores de vigas placa y rectangulares unidas rígidamente a columnas exteriores, véase "Construcciones aporticadas".

8.6.1.7. Columnas de hormigón armado.

a) Porcentaje de la armadura longitudinal y transversal:

(1) Columnas con estribos simples:

I) Máximo F_e :

En estas columnas la sección F_e de la armadura longitudinal, no será superior al 3% de la sección F_b de hormigón en los casos corrientes. Cuando se utilice cemento Pórtland de alta resistencia inicial y armadura de acero tipo 5.200 kg/cm² este porcentaje puede alcanzar al 6% de F_b solicitándose cada vez la expresa aprobación de la Dirección;

II) Mínimo F_e :

Designando con d la menor dimensión transversal de la columna y h_p la altura entre pisos (o entre el cuello de la base y el plano superior de la primera losa), los menores valores de F_e son:

$\frac{h_p}{d}$	E
5	0,005 F_b
10	0,008 F_b
Entre 5 y 10	Interpolar linealmente

III) Estribos:

Las barras de la armadura longitudinal se vinculan transversalmente por estribos de diámetro mínimo 6 mm y cuya separación no exceda de d ni de 12 veces el diámetro de las barras de la armadura longitudinal.

IV) Columnas de sección en forma de L; T; +:

La armadura de las columnas en forma de L, T y + seguirá las indicaciones de las figuras.

(2) Columnas zunchadas:

Se consideran columnas zunchadas, aquellas que tienen un núcleo circular y una armadura transversal dispuesta en forma de hélice o anillos y que cumplen las condiciones expresadas a continuación.

Llamando f la sección de la barra empleada en la armadura transversal se define F_s por la fórmula:

$$F_s = \frac{p \cdot D_k \cdot f}{s}$$

Donde :

s = paso de los anillos o de la hélice.

D_k = diámetro del núcleo F_k

El paso s no excederá de los siguientes valores:

$$\frac{1}{5} D_k \text{ y } 8 \text{ mm. } F_e$$

La sección F_e de la armadura longitudinal será por lo menos, igual a la tercera parte de la armadura transversal F_s , no inferior al 0,8% ni superior al 3% y en casos especiales, con la expresa aprobación de la Dirección, al 8% de la sección F_k del núcleo.

Si se designa con:

$$F_i = F_b + 15 F_e \quad (13)$$

$$F_{is} = F_k + 15 F_e + 45 F_s \quad (14)$$

Se debe cumplir además de las condiciones anteriores, la siguiente:

$$F_{is} \leq 2 F_i$$

Para núcleos de sección cuadrada y rectangular no se tiene en cuenta la armadura transversal calculándose como columnas con estribos simples;

b) Dimensiones mínimas de la sección de hormigón en columnas:

(1) Secciones cuadradas y rectangulares:

La dimensión mínima d será de 18 cm.

(2) Secciones poligonales y circulares:

El diámetro del círculo inscripto d mínimo será 20 cm.

(3) Secciones en forma de L; T; +;

Las dimensiones mínimas serán las indicadas en las figuras, debiendo mantenerse la relación de sus lados entre los valores:

$$\frac{a}{b} = 0,80 \text{ a } 1,25;$$

(4) Columnas colgantes o tensores:

Se permiten secciones cuya dimensión no sea inferior a 10 cm.

(5) Reticulados de hormigón armado:

La Dirección en caso de reticulados, admitirá secciones inferiores a las indicadas en el ítem (1);

c) Cálculo de las columnas:

(1) Compresión céntrica sin peligro de pandeo:

La carga total P_{adm} debe calcularse con las fórmulas (16) y (17)

- Caso de columnas con estribos simples: +

$$P_{adm} = G_b \times (F_b + 15 F_e), = G_b = F_1 \quad (16)$$

- Caso de columnas zunchadas:

$$P_{adm} = G_b \times (F_k + 14 F_e + 45 F_s) = G_b \times F_{is} \quad (17)$$

Los valores de G_b están indicados en "Tensiones admisibles en las columnas de hormigón";

(2) Pandeo producido por carga axial:

Se calculan las columnas con una carga ficticia igual a veces la carga efectiva en los siguientes casos:

I) En las columnas cuadradas o rectangulares con estribos simples cuando :

$$\frac{h_p}{d} > 15$$

II) En las columnas zunchadas cuando

$$\frac{h_p}{d} > 13$$

Los valores del coeficiente de pandeo se toman de la Tabla que sigue>:

$\frac{h_p}{d}$ a $\frac{h_p}{dk}$	CASO I Columnas con estribo simple	Para interpolar	CASO II Columnas zunchadas	Para interpolar
	w		w	
13	-	-	1,00	-
14	-	-	1,10	-
15	1,00	0,05	1,20	0,10
20	1,25	0,09	1,70	0,20
25	1,70	0,15	2,70	-
30	2,45	0,19	-	-
35	3,40	0,20	-	-
40	4,40	-	-	-

III) Los coeficientes para columnas con estribos simples y sección irregular están indicados en la tabla siguiente:

$l = h_p / i$	w	Para interpolar
50	1,00	0,0125
70	1,25	0,0300
85	1,70	0,0375
105	2,45	0,0633
120	3,40	0,0500
140	4,40	Los valores intermedios pueden determinarse por interpolación lineal

En esta Tabla significa:

$$l = \text{relación de esbeltez} = \frac{h_p}{i}$$

$$i = \frac{J_{\min}}{h_p} \text{ radio de giro}$$

En el cálculo de J_{\min} (momento de inercia mínimo) no se tiene en cuenta la armadura;

IV) En columnas arriostadas, existiendo en su constitución, según la dirección del menor eje, la seguridad de que es imposible el pandeo en esa Dirección, se toma como valor d el del lado mayor de la sección;

(2) Compresión excéntrica:

Cuando una columna esté cargada excéntricamente o actúen sobre ella fuerzas laterales, debe calcularse primeramente a la flexión con fuerza axial, sin coeficiente de pandeo.

Cuando la influencia del momento flexor es pequeña en relación a la fuerza axial, sin coeficiente de pandeo.

Cuando la influencia del momento flexor es pequeña en relación a la fuerza axial, pueden verificarse las presiones en los bordes con las fórmulas (18)

$$T_b = \frac{P}{F_1} + \frac{M}{W_1} \quad (18)$$

$$T_b = \frac{P}{F_{is}} + \frac{M}{W_1}$$

Únicamente cuando en este cálculo, la fatiga de tracción no rebase de $\frac{1}{4}$ de la fatiga de compresión. En caso contrario no se debe tomar en cuenta.

La armadura debe dimensionarse en todos los casos para absorber la totalidad de los esfuerzos de tracción sin tener en cuenta la cooperación del hormigón.

La seguridad contra pandeo debe verificarse igual que para una carga céntrica con peligro de pandeo, introduciendo en las fórmulas (16) y (17) en lugar de P. En las fórmulas (18), F y F_{is} son los valores dados en las (13) y (14) respectivamente; W_1 se calcula para la sección F_1 solamente.-

8.6.1.8. Construcciones aporticadas:

Las columnas de hormigón armado en unión rígida con vigas, deben calcularse excepcionalmente a pedido de la Dirección, como pies derechos de pórticos.

En edificios de elevación común, pueden calcularse por lo general, las columnas interiores unidas rígidamente con vigas de hormigón armado, solamente con la fuerza de compresión y no como pórticos.

Cuando en columnas exteriores de tales construcciones no se hace un cálculo exacto como estructura aporticada, se pueden calcular los momentos flexores de las columnas exteriores y en el tramo final de la viga por medio de las fórmulas (19) a (21)

En el apoyo exterior de la viga:

$$M_3 = M_2 \times \frac{C_0 + C_u}{1 + C_0 + C_u}$$

En la cabeza de la columna inferior:

$$M_u = M_2 \times \frac{C_u}{C_0 + C_u}$$

Al pie de la columna superior:

$$M_0 = M_3 \times \frac{C_u}{C_0 + C_u}$$

En el cálculo de la viga puede tomarse en cuenta el efecto del momento M_3 (véase línea de cierre 3 en la figura y en el ítem (4) del Inciso e) de "Vigas rectangulares y vigas placa").

En las fórmulas (19) a (21) significa:

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

$$C_o = \frac{1}{h_o} \cdot \frac{J_o}{J}$$

$$C_u = \frac{1}{h_u} \cdot \frac{J_u}{J}$$

J = momento de inercia de la viga (ver ítem (2) del Inciso d) de "Vigas rectangulares y vigas placa")

J_u = momento de inercia de la columna inferior;

J_o = momento de inercia de la columna superior;

h_u = altura de la columna inferior

h_o = altura de la columna superior;

RETICULADOS

DATOS Y GRAFICOS QUE DEBEN ADJUNTARSE A ESTA PLANILLA

Análisis de carga.

Acción del viento.

Posición efectiva de las correas con sus cargas correspondientes, distribuyendo las presiones proporcionalmente a los nudos del reticulado.

Dibujo y diagrama en escala.

Verificación de las partes a la flexión compuesta cuando las cargas no coinciden con los nudos.

Calculo de las correas a la flexión oblicua.

Espesor de las chapas de nudo.

Dimensiones de las chapas de apoyo de hierros ángulos correspondientes de sostén.

En caso de apoyos móviles debe adjuntar dibujo y cálculo

NOTA: los pares pueden calcularse como continuos, pero las barras como articulados en sus extremos.

VIGAS DE PERFILES LAMINADOS

SE DEBE EN CADA CASO, JUSTIFICAR EL VALOR DE q