BASES PARA EL CALCULO DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO

Vialidad Nacional

PROLOGO

Estas "BASES PARA EL CALCULO DE HORMIGÓN ARMADO" tiene como objeto actualizar el Reglamento de puentes publicado por Vialidad Nacional bajo el título de "FUNDAMENTOS PARA EL CALCULO Y PROYECTO DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO" que, luego de más de 15 años de vigencia, requiere su ajuste a los programas originados en los conceptos que deben regir el cálculo de las estructuras y el dimensionamiento de las secciones de hormigón armado.

El nuevo reglamento guarda, en esencia, las mismas características del anterior, habiendo quedado iguales no solo su ordenamiento general, sino que en grandes extensiones del mismo, el único cambio introducido estiba en la nueva redacción de algunos párrafos en los que la experiencia ha indicado la necesidad de aclaración, pues daba lugar a interpretaciones dispares.

Entre los cambios más importantes pueden citarse:

El Capítulo A establece que los cálculos se harán teniendo en cuenta el 75% del esfuerzo producido por el peso propio más todo el esfuerzo originado por la sobrecarga. Esta reglamentación tiene un doble propósito. Por un lado hacer que los cálculos tengan en cuenta que el peso propio tiene un valor fijo y conocido que no está sujeto a cambio. Tomar para el dimensionamiento el 75% del esfuerzo producido por el propio peso significa reconocer que para éste solo se estima necesaria dicha fracción del coeficiente de seguridad que se requiere para los esfuerzos producidos por la sobrecarga, cuyo valor es mucho más indeterminado. Por otro lado, esta forma de cálculo trae como consecuencia estructuras más balanceadas, con márgenes de seguridad más uniformes respecto a la sobrecarga.

La disminución de la seguridad requerida para los esfuerzos del peso propio traería como secuela el alivianamiento de los puentes si se conservara el mismo tren de carga. Se estima que sería poco previsor aprovecharse del delante de la técnica para disminuir, sin más, las dimensiones de todos los puentes olvidando de considerar la tendencia de aumento constante en las cargas que circulan por los caminos. Un puente de hormigón armado es una obra que una vez construida resulta difícil, cuando no imposible, de reforzar. Debe por tanto diseñarse, no para las cargas actuales, sino para las posibles cargas futuras.

Con este pensamiento, unido a la idea de que los puentes que se calculan con el nuevo reglamento no resulten sistemáticamente menos resistentes que los proyectados hasta ahora, se ha modificado el tren de cargas aumentándolo en la forma que se indica en el Capítulo A.

El nuevo tren de cargas se ha determinado fijando, como condición, que aquellas estructuras en que el momento originado por todo el peso propio sea igual y del mismo signo que el originado por el tren tipo I del antiguo reglamento (nuestra viga simple tipo de 15 m. de luz por ejemplo) tengan que resistir cuando se calculen con el nuevo reglamento un momento total igual al que resulta aplicando el reglamento anterior. Las consecuencias de esta modificación serán las siguientes:

Las vigas simples con luces menores a 15 metros resultarán más pesadas que las actuales, las de más de 15 metros más livianas, proporcionando puentes más uniformes en cuanto a su capacidad de absorción de sobrecarga.

En las vigas continuas, vigas Gerber, pórticos, etc. la aplicación de estas cláusulas dará lugar a efectos similares. En aquellas secciones de dichas estructuras en que el esfuerzo originado por el peso

IF-2021-09477178-APN-LYC#DNV

propio sea preponderante, habrá una disminución de las dimensiones requeridas; en las que el peso propio origine esfuerzos relativamente débiles, un aumento de la misma.

Para el cálculo de losas sobre vigas, se considera una reducción de la sobrecarga igual al 80% del valor especificado, a fin de ajustarle a los resultados de las experiencias realizadas en los últimos años.

Las modificaciones más importantes introducidas en el Capítulo B se refieren a la consideración del comportamiento plástico del hormigón y a la introducción en el reglamento de un nuevo tipo de estructura: la viga T de una losa de hormigón armado y un alma metálica.

En el Capítulo C se introduce como optativo el método de las cargas de rotura como base para el dimensionamiento de las secciones de hormigón armado, método que la experiencia de los últimos años ha sancionado como el más adecuado para la mayoría de los tipos de solicitación. Para el método de cálculo corriente se aumentan las tensiones admisibles tanto en el hormigón como en el acero. Se incluyen asimismo importantes modificaciones en lo que se refiere a la seguridad contra los efectos de las tensiones tangenciales.

Dirección Técnica, enero de 1952.

Este libro fue preparado por el Ingeniero Oreste Moretto con la colaboración de los ingenieros de la División Puentes del Departamento de Puentes y Obras Especiales de la Administración General de Vialidad Nacional dependiente del Ministerio de Obras Públicas.

INDICE

CAPÍTULO A – CARGAS DE CÁLCULO PÁGINA

1. HIPOTESIS DE CARGA 8
2. FUERZAS PRINCIPALES
   - A. CARGA PREMANENTE 8
   - B. SOBRECARGA UTIL 9
   - C. IMPACTO 11
   - D. INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA, DE LA CONTRACCIÓN Y DE LA FLIENCIA DEL HORMIGÓN 14
3. FUERZAS ADICIONALES
   - A. ACCIÓN DEL VIENTO
     - I. PUENTES VACIOS 15
     - II. PUNTES CARGADOS 15
     - III. SEGURIDAD CONTRA EL VOLCAMIENTO 15
   - B. ESFUERZO PRODUCIDO POR EL FRENADO DE VEHICULOS 16
   - C. ESFUERZO TRANSMITIDO POR LA BARANDA 16
   - D. FROTAMIENTO EN LOS APOYOS MÓVILES 16
   - E. DESPLAZAMIENTO Y ASENTAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Y PILARES 16
   - F. EFECTOS ORIGINADOS POR LA PRESIÓN DEL AGUA, CHOQUE DE OBJETOS O VEHICULOS SOBRE PILARES Y ACCIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS 16

CAPÍTULO B – CALCULOS DE RESISTENCIA

1. HIPÓTESIS GENERALES 17
2. EXACTITUD DE LOS CALCULOS 17
3. HIPÓTESIS SIGNIFICATIVAS
   - A. MOMENTO DE INERCIA 17
   - B. VALORES DE LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD, DE CORTE Y DEL COEFICIENTE DEDILATACIÓN LINEAL Y DEL COCIENTE DE EQUIVALENCIA 18

4. REPARTICIÓN DE LAS CARGAS CONCENTRADAS, ANCHOS ACTIVOS

A. EN EL CÁLCULO DE LAS LOSAS A FLEXIÓN 19

B. EN EL CÁLCULO DE LAS LOSAS EN VOLADIZO 20

C. EN EL CÁLCULO DE LA SLOSAS AL CORTO 21

D. ANCHO ACTIVO A LA COMPRESIÓN DE LAS VIGAS PLACAS 22

E. REPARTICIÓN DE LAS CARGAS CONCENTRADAS EN VIGAS, PÓRTICOS, BÓVEDAS, ETC. 23

5. CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS DE PUENTES

A. GENERALIDADES SOBRE LA FORMA DE CONSIDERAR LOS ESFUERZOS 23

B. CÁLCULO DEL TABLERO 24

I. LUZ DE CÁLCULO 24

II. HIPÓTESIS DE APOYO Y DE CÁLCULO 25

III. CÁLCULO SIMPLIFICADO DE LOSAS CONTÍNUAS 25

IV. CÁLCULO DE LOSAS CON ARMADURAS CRUZADAS 25

V. ESPESOR MÍNIMO DE LOSAS 25

VI. ARMADURAS DE LAS LOSAS 25

VII. LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO PARA LA CALZADA EN PUENTES METÁLICOS 27

C. VIGAS PRINCIPALES, VIGAS SECUNDARIAS, PÓRTICOS, ARCOS, BÓVEDAS

I. VIGAS PRINCIPALES Y VIGAS SECUNDARIAS 27

II. PÓRTICOS O ESTRUCTURAS SIMILARES 28

III. ARCOS Y BÓVEDAS 28

6. GENERALIDADES SOBRE LA DISPOSICIÓN DE LAS ARMADURAS

A. ARMADURAS PARA DISMINUIR EFECTOS DE LA CONTRACCIÓN 30

B. GANCHOS 30

C. DOBLADO DE BARRAS 30

D. EMPALMES 30

E. RECUBRIMIENTOS 31

F. DISTANCIA MÍNIMA ENTRE BARRAS 31

CÁPITULO C – DIMENSIONAMIENTO DE LAS SECCIONES DE

HORMIGÓN ARMANDO

1. SECCIONES SOMETIDAS A COMPRESIÓN CENTRADA (COLUMNAS, PILARES)

A. DIMENSIONES MÍNIMAS

B. ARMADURAS 33

I. COLUMNAS CON ESTRIBOS SIMPLES

II. COLUMNAS ZUNCHADAS 33

C. CÁLCULO DE LAS COLUMNAS 34

D. CÁLCULO AL PANDEO DE LAS COLUMNAS CON CARGAS CENTRADAS 35

2. SECCIONES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA (COMPRESIÓN EXCÉNTRICAS) 36

A. COMPRESIÓN EXCÉNTRICAS

B. FLEXIÓN COMPUESTA CON GRAN EXCENTRICIDAD 37

3. SECCIONES SOMETIDAS A FLEXIÓN SIMPLE 38

4. SEGURIDAD CONTRA LOS EFECTOS DE LAS TENSIONES TANGIALES 40

5. TENSIONES DE ADHERENCIA 41

6. TENSIONES ADMISIBLES 43

A. HORMIGÓN

B. ACERO 43

44

CÁPITULO D - CONSTRUCCIONES DE HORMIGON SIMPLE Y DE MAMPOSTERÍA

1. COLUMNAS, PILARES Y ESTRIBOS

2. TENSIONES ADMISIBLES 45

A. HORMIGÓN ARMADO

B. MAMPOSTERÍA 45

46

CÁPITULO E – APOYOS Y ARTICULACIONES

1. GENERALIDADES

48

2. TENSIONES ADMISIBLES DE LOS APOYOS Y ARTICULACIONES

A. APOYOS Y ARTICULACIONES DE ACERO Y PLOMO

B. RÓTULAS DE HORMIGÓN 48

3. TENSIONES ADMISIBLES DE LAS JUNTAS DE APOYO Y DEBAJO DE LOS DADOS DE APOYO 49

4. COMPRESIÓN ADMISIBLE EN LOS APOYOS DE PIEDRA O DE HORMIGÓN ARMADO CON SUPERFICIE PARCIALMENTE CARGADAS. 49

50

CAPÍTULO A – CARGAS DE CÁLCULO

1. HIPÓTESIS DE CARGA

Las fuerzas que solicitan las estructuras de los puentes y que deben considerarse en los cálculos, se dividen en los dos grupos siguientes:

Fuerzas Principales

- Carga permanente
- Sobrecarga accidental
- Impacto
- Influencias de la temperatura, la contracción y la fluencia del hormigón.

Fuerzas adicionales.

Entre estas deben destacarse:

- Acción del viento
- Esfuerzo producido por el frenado de vehículos
- Esfuerzo trasmitido por la baranda
- Frotamiento en los apoyos móviles
- Efectos originados por el desplazamiento y asentamiento de estribos y pilares
- Efectos originados por la presión del agua y choque de objetos o vehículos sobre pilares y acción de los movimientos sísmicos

2. FUERZAS PRINCIPALES

A. Carga permanente

La carga permanente se compone del peso de la superestructura (vigas principales, viguetas transversales y longitudinales, losa de la calzada, contraventamiento, arriostrado, veredas y barandas) y de la sobrecarga permanente (adoquinado, enripiado, capa de desgaste, etc.)

Para la determinación de las cargas arriba mencionadas se admitirán los siguientes pesos específicos:

Acero laminado y acero fundido	7850 Kg/Cm^2
Hormigón de cemento y piedra	2300 Kg/Cm^2
Hormigón de ladrillo	18000 Kg/Cm^2
Hormigón de cemento armado[1]	2500 Kg/Cm^2
Ripio (canto rodado) seco	1800 Kg/Cm^2
Ripio (canto rodado) mojado	2000 Kg/Cm^2
Granito para máquinas	2800 Kg/Cm^2
Arena para el colchón de adoquines	1800 Kg/Cm^2
Material asfaltico o bituminoso	1500 Kg/Cm^2
Madera dura	1200 Kg/Cm^2

Los cálculos de resistencia que se ajustan a este reglamento se afectarán considerando los esfuerzos exteriores (momentos, esfuerzos de corte, esfuerzos normales) que corresponden al 75 % del peso propio real, salvo cuando el mismo tenga efectos estabilizantes en forma tal que desvirtúe el propósito indicado en la nota[2] como en muros de sostenimiento, arcos, etc.

En estos casos se dimensionará adoptando la acción menor que resulte considerando:

a. Para esfuerzos normales: 100% del peso propio

Para esfuerzos flectores: 75% del peso propio

b. Para esfuerzos normales: 75% del peso propio

Para esfuerzos flectores: 75% del peso propio

B. Sobrecarga útil

Los puentes carreteros de hormigón a construirse en todo el territorio de la República con la intervención de la Administración General de Vialidad Nacional responderán a la siguiente clasificación:

[1] En piezas sometidas a tracción, por ejemplo la cadena de un arco atirantado, péndolas, tensores, etc. Con armadura extraordinaria se determinará el peso unitario por separado para el hormigón y la armadura respectivamente.

[2] Esta forma de considerar el peso propio en los cálculos de resistencia tiene por objeto obtener márgenes de seguridad distintos para los esfuerzos originados por el peso propio y por la carga útil de los puentes de distintas luces tengan capacidad máximo de sobrecarga.

TABLA N° 1 – SOBRECARGA REGLAMENTARIA

	Categoría de puentes			
	A-30	A-25	A-20	Especial
Paso total Tn.	30	25	20	CARGA SEGÚN EL CASO
Aplanadora rodillo delantero Tn.	13	10	8	
Cada rodillo trasero Tn.	8,5	7,5	6	
Multitud compacta Tn./m^2	0,6	0,6	0,5	
Sobrecarga en las veredas Tn./m^2	0,4	0,4	0,4	

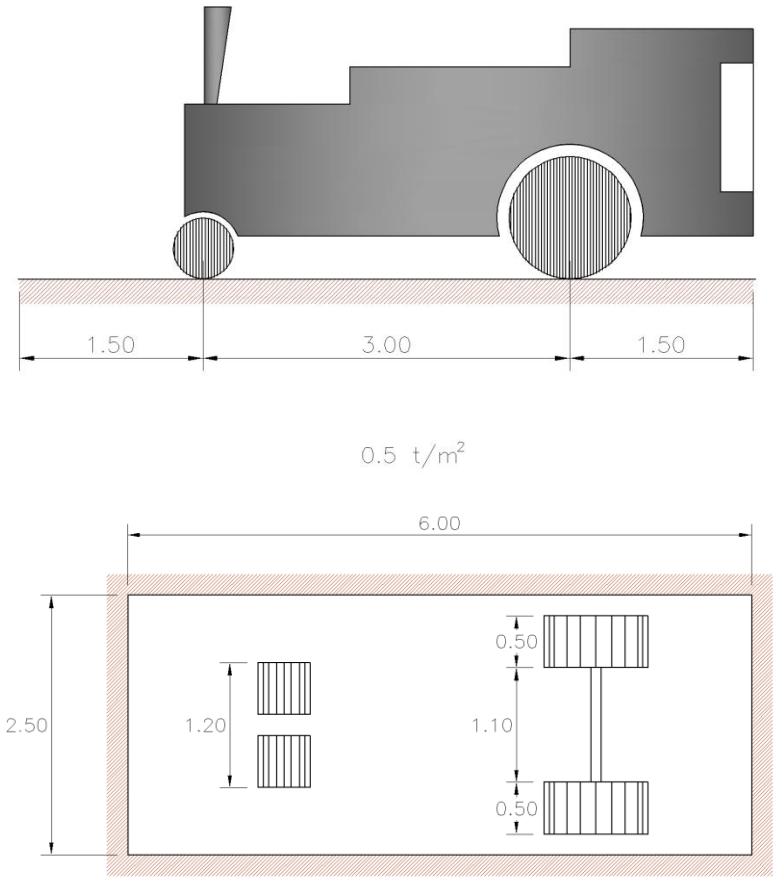


FIGURA 1. Aplanadora tipo

La categoría del puente será determinada en cada caso por Vialidad Nacional[3]

[3] Los puentes de categoría A30 se emplearán en los caminos de la Red Nacional y de Ayuda Federal sometidos a tránsito de vehículos pesados y en aquellos que ofrezcan posibilidades de tenerlo durante la vida útil del puente. Los de categoría A25 se emplearán en los caminos secundarios que por su característica o ubicación solo por excepción tengan que soportar el tránsito de vehículos pesados.

Para el cálculo estático se tomará una aplanadora por cada faja de circulación de que se disponga el puente. Fuera de la zona de calzada ocupada por las aplanadoras se supondrá que actúa una sobrecarga uniforme equivalente al peso de la multitud correspondiente a la categoría del puente.

Cuando en el cálculo se admita que la sobrecarga se reparta, en sentido transversal, por igual entre todas las vigas (véase apartado 2.D.V) a los efectos de calcular la multitud entre aplanadoras, se supondrá que el borde exterior de éstas coinciden con el borde del guardarruedas.

Cuando el ancho de la calzada sea superior a dos fajas de circulación, se efectuará la siguiente reducción en el peso de las aplanadoras:

- Para tres fajas se tomará el 95% de su peso
- Para cuatro fajas se tomará el 90% de su peso
- Para más de cuatro fajas se tomará el 85% de su peso

Se considerará como fajas de circulación un ancho mínimo de calzada igual a tres metros.

La multitud compacta se tomará siempre sin reducción con el valor indicado en la tabla N° 1.

Las cargas se situarán en la posición más desfavorable. No deberá tenerse en cuenta las cargas que debido a su ubicación reduzcan los momentos flectores (por ejemplo en voladizos al calcular los momentos positivos) siempre que no estén directamente vinculadas a otras cargas, que actúan desfavorablemente. Así mismo se consideran descartadas las posiciones de vehículos perpendiculares u oblicuos al eje longitudinal del puente.

En las zonas de la calzada de puente solo accesible accidentalmente a los vehículos (por ejemplo canteros, tragaluces, etc.) se considerará como sobrecarga la multitud compacta con impacto sin carga de vehículos.

Para el cálculo de las losas de tableros de puentes vigas, se efectuará una reducción de la carga reglamentaria tomando el 80% del peso de las aplanadoras.

C. Impacto

Para el cálculo de los esfuerzos originados por la sobrecarga móvil o de las tensiones producidas por la misma, la sobrecarga será afectada por el coeficiente de impacto correspondiente a las características y a la luz de la estructura indicada en la tabla N° 2.

La multitud compacta, sobre veredas o sobre espacios no accesibles para vehículos, como así también en puentes destinados exclusivamente para peatones, se aplicará en el cálculo sin impacto. Se

---

Los puentes de categoría A 20 se emplearán en los caminos que no tengan tránsito de vehículos pesados y en los que por razones de su pendiente no presenten la posibilidad de tenerlo en general. Se dimensionarán también con este tren de cargas las obras de arte menores hasta 5 metros de luz. Puentes de categoría especial son aquellos destinados a soportar las cargas que en cada caso se determinen.

tendrá en cuenta este coeficiente cuando se aplica la multitud sobre la calzada o en espacios accesibles accidentalmente a los vehículos.

Así mismo se calcularán sin impacto: las tensiones en la infraestructura, es decir en los estribos, pilares y fundaciones. Salvo que la misma se halle rígidamente unida a la superestructura, como los pies derechos de pórticos, en cuyo caso se considerará el impacto para aquella parte situada por encima de la fundación. La fundación se calculará sin impacto.

Para el cálculo de las columnas y péndolas, de los apoyos y articulaciones o bancos de apoyo y de la presión en las junta de apoyos se adoptará el impacto que corresponde a la parte suspendida o apoyada respectivamente.

En tramos simples se aplicará el coeficiente que corresponde a la luz. En puentes de vigas continuas con o sin articulaciones se tomará para las vigas principales de cada tramo el coeficiente correspondiente a su luz. En los tramos suspendidos entre voladizos (vigas Gerber) se considerará la distancia entre articulaciones. Para los voladizos que soportan tramos suspendidos se tomará el impacto que corresponde a una luz igual a la suma de la luz del voladizo más el tramo suspendido. Para los voladizos que no soportan tramos se tomará la luz del voladizo.

Para los esfuerzos en apoyos intermedios de tramos de distinta luz sirve la media aritmética de los coeficientes de impacto correspondiente a los tramos adyacentes.

TABLA N° 2 – COEFICIENTE DE IMPACTO[4]

Tipo de Estructura	Coeficiente de Impacto
1. Tablero de la calzada: incluyendo viguetas transversales y longitudinales, nervios, columnas y péndolas	1,4
2. Vigas principales o pórticos nervados; que parcial o íntegramente formen parte de la estructura del tablero o que estén directamente vinculadas a ésta:	
1< 10 M	1,4
1= 10 M	1,3
1= 30 M	1,2
1= 50 M	1,1
1≥ 70 M	1,0
3. Vigas principales vinculadas al tablero solamente mediante vigas transversales, es decir cuando la losa de la calzada no apoya directamente sobre la viga principal. Pórticos, losas y puentes losas	
1< 10 M	1,3
1= 10 M	1,2
1= 30 M	1,1
1≥ 50 M	1,0
4. Estructuras en arco	
A. Puentes en arcos de sección discontinua (vigas aisladas, vigas huecas, sección nervada, etc.)	
1< 50 M	1,2
1= 50 M	1,1
1≥ 70 M	1,0
B. Bóvedas de sección plana	
1< 50 M	1,1
1≥ 50 M	1,0
5. Alcantarillas, cualquier luz	
Tapada menor de 0,20 M	1,4
Tapada entre 0,20 y 0,40 M	1,3
Tapada entre 0,40 y 0,60 M	1,2

[4] Para valores intermedios de la luz podrá determinarse el coeficiente de impacto por interpolación.

Tapada entre 0,60 y 0,80 M	1,1
Tapada mayor de 1,00 M	1,0

D. Influencias de la temperatura, de la contracción, y de la fluencia del hormigón.

Solo se tendrán en cuenta las variaciones de temperatura y la contracción en el cálculo de arcos y estructuras hiperestáticas, o en aquellas estructuras en que las mismas puedan originar tensiones de importancia.

Se supondrá en general que la temperatura podrá sufrir una variación de ± 20°C a ± 30° C respecto a la temperatura media de ejecución de la obra, según cuál sea la región del país donde se construya.

En las partes de la construcción cuya dimensión transversal mínima es de 70 Cm. O más y en aquellas que protegidas por recubrimientos u otros dispositivos están menos expuestos a las variaciones de temperatura, puede disminuirse la diferencia de temperatura arriba indicada en 5°C. Al determinar las dimensiones mínimas no se descontarán los espacios completamente cerrados (por ejemplo secciones huecas en vigas en forma de cajón)

El calentamiento desigual en distintas partes de la construcción (por ejemplo en la cadena de un arco atirantado) se considerará con una diferencia de temperatura de ± 5°C.

Para el cálculo de efecto de la contracción se supondrá:

- En pórticos y sistemas similares una contracción de 25×10^{-5}.
- En arcos y bóvedas de hormigón armado:

Con más de 0,5 % de armadura longitudinal 25×10^{-5}

Con menos de 0,5% y más de 0,1 % de armadura longitudinal 30×10^{-5}.

- Bóvedas de hormigón sin armadura o con armadura menor del 0,1% 35×10^{-5}

El coeficiente de dilatación del hormigón armado se tomará igual a 10×10^{-6}.

Para la determinación de los momentos flectores, esfuerzos de corte y esfuerzos normales resultantes de la variación de temperatura y de la contracción se tomará un coeficiente de elasticidad del hormigón igual a $Ep =$ 100.000 Kg/Cm^2.

La fluencia del hormigón se halla implícitamente considerada en el valor del coeficiente de elasticidad Ep del hormigón bajo cargas permanentes y no deberá por lo tanto ser considerada especialmente en los cálculos salvo cuando la misma pueda producir efectos no contemplados en el valor de Ep. En estos casos se considerará que la deformación por fluencia del hormigón es igual a 1,5 veces la deformación instantánea calculada con $Ei =$ 250.000 Kg/Cm^2.

3. FUERZAS ADICIONALES

A. Acción del viento

La acción del viento se determinará adoptando las siguientes presiones horizontales.

- Para puentes vacios: 250 Kg/Cm^2.
- Para puentes cargados: 150 Kg/Cm^2.

Las superficies expuestas a la acción del viento se determinarán de acuerdo a las dimensiones efectivas del puente en la forma que se indica a continuación:

I. Puentes vacios

En estructuras con vigas de alma llena se tomará la proyección vertical de la viga principal exterior y de la parte del tablero que sobresalga.

En estructuras con dos vigas reticuladas, la superficie correspondiente al tablero y la de las partes de las dos vigas principales que sobresalgan, en proyección vertical.

II. Puentes cargados

Se sumará a las superficies calculadas de acuerdo al primer o segundo párrafo, la proyección vertical de la sobrecarga que sobresalga del tablero.

La superficie correspondiente a la sobrecarga móvil se considerará como una faja continua de 2 m. de altura sobre el nivel de la vereda o guardarruedas cubriendo una sola de las faja de tránsito, cuando así resulte más desfavorable.

III. Seguridad contra el volcamiento

Debe verificarse la segunda de las estructuras contra el volcamiento producido por el viento o cualquier otra fuerza lateral, en estado cargado y descargado, admitiéndose como grado de seguridad el valor 1,5.

Para la verificación en puente cargado se tomará en general una fila de vehículos vacios con 500 Kg de peso por metro lineal de puente y considerando como una faja continua de 2 metros de altura. En puentes con calzada superior puede resultar más desfavorable aplicar excéntricamente sobre una de las fajas de circulación las cargas reglamentarias, que a estos efectos se considerarán con una proyección vertical continua de 2 metros de altura.

Si el grado de seguridad es menor de 1,5 se deberán prever anclajes en los apoyos.

B. Esfuerzo producido por el frenado de vehículos

El frenado de vehículos se tomará en cuenta aplicando una fuerza horizontal en el plano del tablero de $\frac{1}{25}$ de la sobrecarga equivalente a la multitud compacta sin impacto, distribuida sobre todo el largo y ancho de la calzada, debiendo adoptarse como mínimo una fuerza de 0,15 veces el peso de una aplanadora por cada faja de circulación.

El esfuerzo de frenado deberá considerarse en conjunto con la fuerza horizontal originada por el frotamiento de apoyos móviles bajo la acción de la carga permanente. Cuando este frotamiento tienda a disminuir el esfuerzo de frenado, los coeficientes de frotamiento se tomarán iguales a la mitad de los valores indicados en el apartado A.3.D.

C. Esfuerzo transmitido por la baranda

Para el cálculo del tablero del puente se considerará una fuerza horizontal de 80 Kg/m lineal de baranda aplicada a la altura del pasamano y en sentido normal al mismo.

La baranda será calculada para resistir una fuerza horizontal de 400 Kg/m. lineal aplicada a la altura del pasamano, salvo cuando se halle separada de la calzada por un guardarruedas con baranda de seguridad. En este caso se calculará para resistir una fuerza horizontal de 150 Kg/m. lineal aplicada a la altura del pasamano.

D. Frotamiento en los apoyos móviles

El coeficiente de frotamiento por deslizamiento deberá tomarse igual a 0,2 y el de rotación a 0,03. Para el cálculo de pilares y estribos con apoyos móviles se considerará la reacción debida a la carga permanente más la sobrecarga móvil sin impacto.

E. Desplazamiento y asentamiento de los estribos y pilares

En los casos en que los desplazamientos y asentamientos pueden tener influencia sobre el estado de tensión de la estructura, debe considerarse esta influencia como fuerza adicional.

F. Efectos originados por la presión del agua, choque de objetos o vehículos sobre pilares y acción de los movimientos sísmicos

Cuando estos efectos puedan resultar de importancia deberán considerarse en el cálculo de la estructura.

CÁPITULO B – CÁLCULOS DE RESISTENCIA

1. HIPÓTESIS GENERALES

El cálculo de los momentos, esfuerzos de corte y esfuerzos normales, así como de las tensiones originadas por los mismos se realizará en general con arreglo a la teoría de la elasticidad suponiendo que el hormigón es un material homogéneo, isótropo y elástico que obedece a la ley de Hooke de proporcionalidad entre tensiones y deformaciones y que las armaduras se deforman solidaria y conjuntamente con el hormigón en razón de la adherencia entre ambos materiales. En particular se supondrá que las secciones sometidas a flexión simple o compuesta, permanecen planas después de deformarse.

En casos especiales y con comprobaciones experimentales adecuadas, podrán considerarse para el cálculo de los esfuerzos exteriores (momentos, esfuerzos de corte y esfuerzos normales) las deformaciones plásticas del hormigón y la redistribución de los esfuerzos que las mismas puedan originar.

El dimensionamiento podrá sin embargo efectuarse sobre la base de la teoría de rotura utilizando las fórmulas indicadas en el capítulo C. Las piezas sometidas a compresión simple se dimensionarán siempre en base a su carga de rotura.

2. EXACTITUD DE LOS CÁLCULOS

Para las operaciones del cálculo basta en general la aproximación que ofrece una buena regla de cálculo o un procedimiento gráfico efectuando con cuidado.

Se considerará que dos procedimientos distintos de cálculo son prácticamente equivalentes cuando la diferencia entre los resultados no es superior al 5%.

3. HIPÓTESIS SIGNIFICATIVAS

A. Momentos de inercia

El cálculo de las incógnitas, en sistemas estáticamente indeterminadas, se efectuará tomando el momento de inercia que corresponde a la sección íntegra de hormigón sin considerar las fisuras ni el aumento de rigidez proporcionado por la armadura.

Para el cálculo de flechas y contraflechas se tomará la sección íntegra de hormigón sin considerar las fisuras y con o sin inclusión de tantas veces la sección de la armadura según resulte de la relación de los módulos de elasticidad indicados en la tabla.

B. Valores de los módulos de elasticidad, de corte y del coeficiente de dilatación lineal y del coeficiente de equivalencia.

TABLA N° 3 – MÓDULOS DE ELASTICIDAD Y DE CORTE

MATERIALES	**MÓDULOS DE ELASTICIDAD E - Kg/Cm^2**		**MÓDULOS DE CORTE G - Kg/Cm^2**	
	Bajo la acción de cargas permanentes	*Bajo la acción de cargas accidentales*	*Bajo la acción de cargas permanentes*	*Bajo la acción de cargas accidentales*
Acero (acero común y acero fundido y forjado)	2.100.000	2.100.000	810.000	810.000
Hierro fundido (fundición)	1.000.000	1.000.000	380.000	380.000
Hormigón	100.000	250.000	45.000	110.000
Mampostería de piedra bruta con mortero de cemento	100.000	100.000	---	---
Mampostería de ladrillos de máquina con mortero de cemento	50.000	50.000	---	---

Los valores de E para mampostería son muy variables. Se han obtenido por ejemplo, en mampostería de granito con cemento especial E – 350.000 Kg/Cm^2. Por lo tanto conviene determinar este valor por medio de ensayos cuando se proyectan construcciones de importancia, en mampostería.

El coeficiente de Poisson del hormigón se tomará igual a 0, 15.

TABLA N° 4 – COEFICIENTE DE DILATACIÓN LINEAL PARA 1° C

MATERIAL	COEFICIENTE DE DILATACIÓN
Hormigón, armaduras dentro del hormigón de acero y hierro fundido	0,000.010
Mampostería de piedra labrada o piedra bruta	0,000.008
Mampostería de ladrillo	0,000.005

Para el dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se tomará un coeficiente de equivalente n=15.

4. REPARTICIÓN DE LAS CARGAS CONCENTRADAS, ANCHOS ACTIVOS

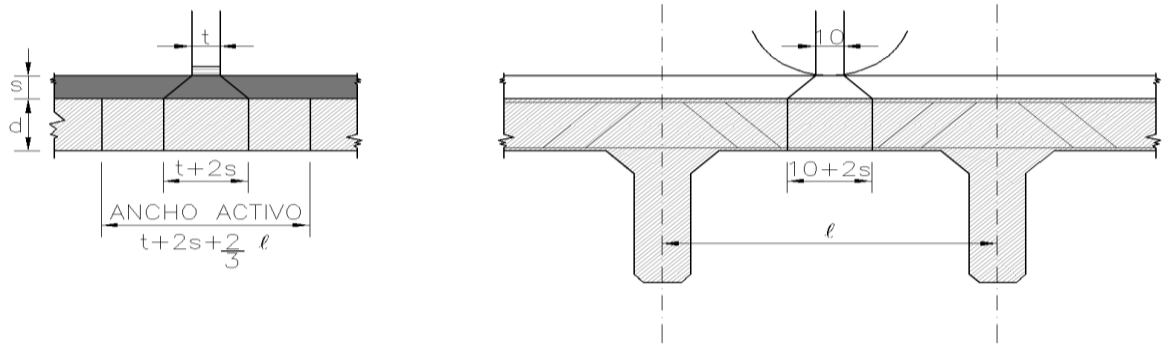
A. En el cálculo de las losas de flexión

Las losas de luz l con una capa superior de repartición de espesor s, o si ella y con la armadura transversal de repartición correspondiente (véase apartado B.5.B.VI) se calcularán a la flexión para cargas concentradas (presión de una rueda), considerando un ancho activo;

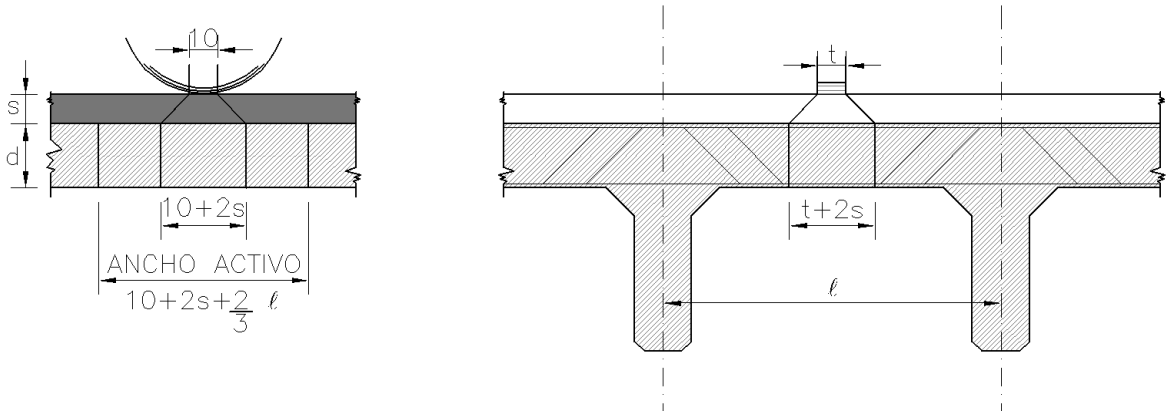
$$b = t + 2s + \frac{2}{3}\, l$$

Limitándose b a un máximo de $t + 2s + 2.0$ (en metros)

a) Movimiento del vehículo en paralelo a la luz de la losa



b) Movimiento del vehículo perpendicular a la luz de la losa



En el sentido de la armadura resistente, se admite una repartición de la carga en una longitud $t + 2s$ (véase figura 2)

Cuando en losas armadas en el sentido del movimiento del vehículo, el ancho activo b calculando para una rueda resulte mayor que la trocha e de este último, se tomará en cuenta un ancho activo de la losa igual a $b + e$ aplicado a la carga total del eje.

Para el cálculo de losas con armaduras cruzadas puede emplearse el procedimiento de Marcus.

B. En el cálculo de las losas en voladizo (figura 3)

Cuando la armadura principal es perpendicular al sentido del tránsito:

$$b = t + 5d + x$$

Cuando la armadura principal es paralela al sentido del tránsito:

$$b = t + 5d + 0{,}35x$$

En este último caso b no podrá ser mayor del ancho de calzada dividido por dos veces el número de fajas de circulación.

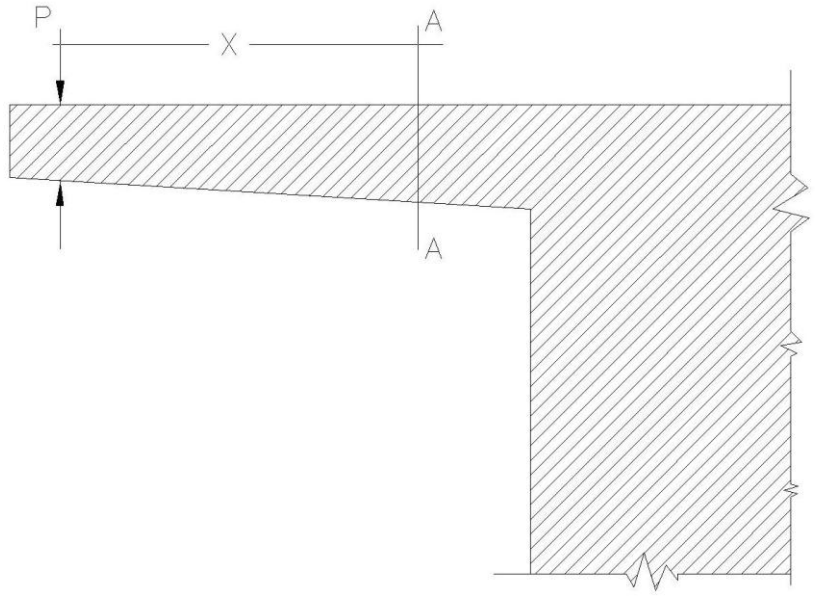


FIGURA 3 – Ancho activo de losas en voladizo

En los extremos de losas de voladizo, cuando los mismos no terminen con vigas de rigidez, el ancho activo se tomará igual a la mitad de los valores anteriores.

C. En el cálculo de las losas al corte

En el cálculo de las losas al corte originado por una carga concentrada colocada sobre apoyos, se considerará un ancho activo igual a: $(T + 2s)o\ (t + 5d)$ (d= espesor de la losa). De los dos valores puede elegirse el mayor.

Para cargas y secciones que se apartan del apoyo hacia el centro del tramo, se admite que la zona activa se ensancha a 45° hasta alcanzar el valor$b = \frac{2}{3}l + t + 2s$, limitándose este valor a un máximo de $b = t + 2s + 2.0$ (en metros)

Para aplicar con facilidad entre procedimiento, resulta conveniente determinar el esfuerzo de corte para un metro de ancho de losa calculando los esfuerzos de corte originados por cada carga individual y dividiéndolos por su correspondiente b. El valor de b a considerarse para una carga dada depende de su posición y de la ubicación de la sección para la cual se calcula el esfuerzo de corte. Si se trata, por ejemplo, de determinar los esfuerzos de corte que produce el grupo de cargas indicado en la figura 4, se tendrá para distintas secciones, los valores que a los fines ilustrativos figuran en la tabla N° 5.

TABLA N° 5 – ANCHO ACTIVO DE LOSAS AL CORTE

SECCIÓN	FRACCIÓN DE LA CARGA A CONSIDERAR			
	P1	P2	P3	P4
Debajo de P1	P1/b1	P2/b2	P3/b	P4/b
Debajo de P2	P1/b2	P2/b2	P3/b	P4/b
Debajo de P3	P1/b	P2/b	P3/b	P4/b
Debajo de P4	P1/b	P2/b	P3/b	P4/b4
En x	P1/bx	P2/b2	P3/b	P4/b
En z	P1/b	P2/b	P3/b	P1/Bz

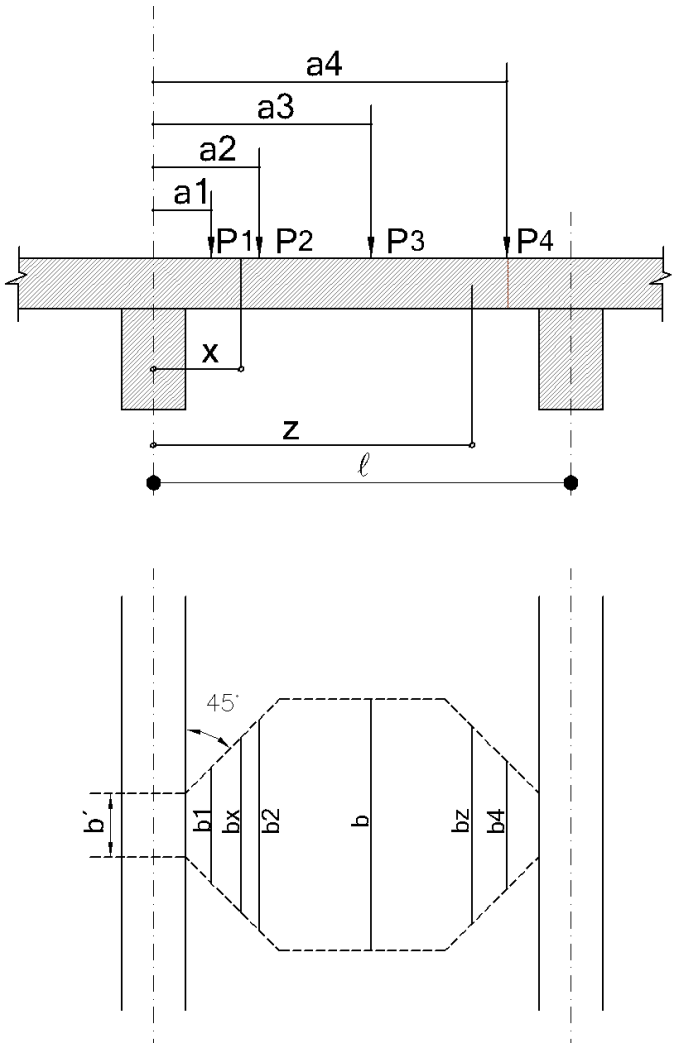


FIGURA 4 – Ancho activo de losas al corte

En el sentido de la luz de la losa, y con el objeto de simplificar el cálculo, es conveniente prescindir de toda distribución de la carga y considerarla como concentrada.

D. Ancho activo a la compresión de las vigas – placas

Se supondrá que el ancho activo a la compresión de las vigas – placas es igual a:

- Para vigas – placas simétricas, según la figura 5:

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

Pero no mayor que la distancia entre los centros de los nervios y que la semi-luz de la viga

- Para vigas – placas asimétricas, según la figura 6:

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

Pero no mayor que la semi-luz libre entre los nervios más b_1 que $\frac{1}{4}$ de la luz de la viga.

El ancho de b_s del empate de la losa no se tomará en cuenta cuando la inclinación de este es menor que $\frac{1}{3}$ y como máximo se admite $b_s = 3d$. Cuando no existen empate se hará $b_s = 0$

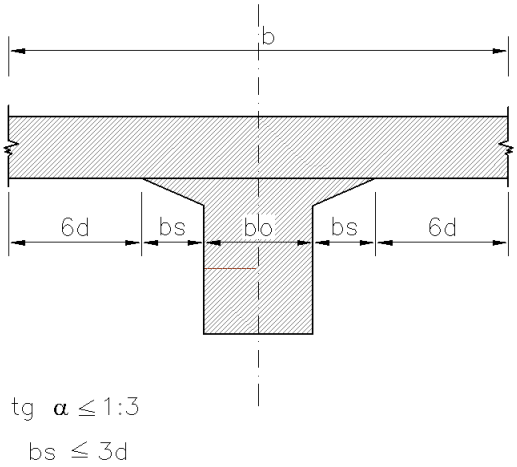


FIGURA 5 – Ancho activo de vigas placas simétricas

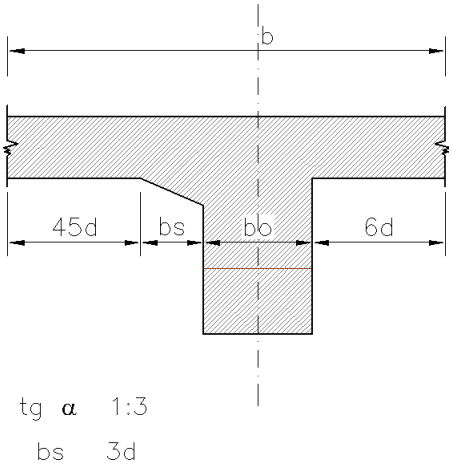


FIGURA 6 – Ancho activo de vigas placas asimétricas

E. Repartición de las cargas concentradas en vigas, pórticos, bóvedas, etc.

No se admiten la distribución de carga concentradas en el sentido longitudinal del puente.

En puentes de vigas, pórticos y arcos nervados de hasta dos trochas, se podrá considerar la sobrecarga de vehículos colocada simétricamente en sentido transversal según lo indica el apartado A.2.B. y suponer que la misma se reparte por igual entre todas las vigas. En estos casos es indispensable prever viguetas o arrastramientos transversales adecuados.

En bóvedas, pórticos, losas y puentes losas se puede considerar que dicha sobrecarga se distribuye uniformemente sobre el ancho de la bóveda, pórtico o losa.

5. CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS DE PUENTES

A. Generalidades sobre la forma de considerar los esfuerzos

En los cálculos se considerarán por separado los esfuerzos (momentos nucleares, esfuerzos normales y de corte, reacciones) debidas a la carga permanente, sobrecarga accidental, influencia de la temperatura y contracción, y cuando sea necesario, los originados por cada una de las fuerzas adicionales. En todos los casos se determinará la suma más desfavorable de los esfuerzos simultáneos.

B. Cálculo del tablero

I. Luz de cálculo

A los fines del cálculo de estabilidad, se adoptará como luz de losas y viguetas o vigas secundarias, la distancia entre los ejes de las viga, columnas o péndolas que sirven de apoyo o suspensión respectivamente. Para la altura útil de las losas y vigas, sobre los apoyos véase apartado B.5.C.II.

II. Hipótesis de apoyo y de cálculo

Para el cálculo de losas y viguetas, simples o continuas se supondrá libre rotación en los apoyos. La losa puede, sin embargo, considerarse semi empotrada en las vigas laterales, cuando mediante vigas transversales de arios tratamientos se contrarrestan los efectos de la rotación de estas.

Cuando con estas hipótesis resulte el momento máximo positivo en un tramo, inferior al que corresponde suponiendo el mismo tramo empotrado en ambos extremos, se deberá tomar dimensionar la sección, el momento que corresponde al tramo empotrado. Para el cálculo de losas apoyadas sobre vigas de momento de inercia muy distinto, debe considerarse la diferencia de las flechas respectivas, siempre que no se provean vigas transversales de arriestramiento.

Se deberán tener en cuenta los momentos que pueden producirse en viguetas simples o en partes de la losa por efecto de su unión rígida con las vigas principales, columnas o péndolas, previendo una armadura superior adecuad. En este caso se tomará, como momento de empotramiento, siempre quo no se determine ese valor por cálculo directo, $\frac{1}{3}$ hasta $\frac{1}{2}$ del momento positivo según el grado de empotramiento.

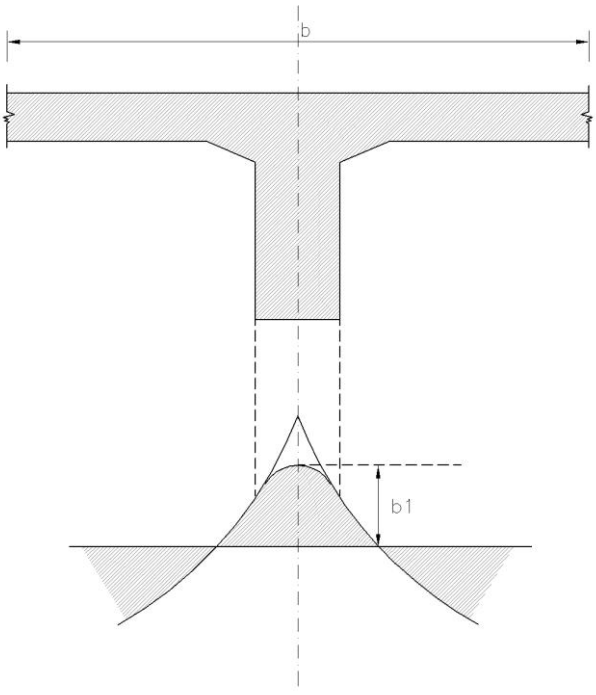


FIGURA 7 - Momentos máximos en apoyos de losas continuas

En losas continuas, los picos correspondientes a los momentos negativos máximos podrán redondearse por medio de una parábola en la forma en que lo indica la figura 7.

Las vigas transversales de las plataformas montadas sobre arcos o bóvedas, y que juntamente con los pies derechos respectivos (columnas) deben transmitir la acción del viento u otro esfuerzo horizontal a la subestructura, deberán calcularse en general como traversas de un pórtico.

En el cálculo de las reacciones de las losas y viguetas continuas se puede prescindir da la continuidad, salvo en los apoyos extremos con voladizos en el que deberá considerarse la continuidad con el tramo adyacente.

III. Cálculo simplificado de losas continúas

En losas continúas, sobre nervios arriostrados entre sí y con una distancia entre ejes no mayor de 2,50 metros se puede considerar cada tramo como una viga simple, de luz igual a la distancia entre los ejes de los nervios, y con las siguientes condiciones de apoyo. Para determinar los momentos sobre apoyos y en el tramo debido a la carga permanente y los momentos sobre los apoyos debidos a la sobrecarga se supondrá empotramiento total en los apoyos.

Como valor de los momentos en el tramo debido a la sobrecarga se tomará la media aritmética de los momentos (en el centro) que se producen suponiendo empotramiento total y apoyo libres respectivamente, en los extremos del tramo.

Para absorber los momentos negativos en el tramo deberá preverse una armadura superior igual, como mínimo, a $\frac{1}{3}$ de la armadura inferior.

IV. Cálculo de losas con armaduras cruzadas

Para el cálculo de losas con armaduras cruzadas puede utilizarse el procedimiento aproximado de Marcus tanto para cargas repartidas, como para las concentradas.

V. Espesor mínimo de losas.

El espesor mínimo para la losa de la calzada es de 12 cm.

VI. Armaduras de las losas

La distancia entre ejes de los hierros detracción no deberá ser mayor de 15cm. en la zona de los momentos máximos en los tramos.

Como hierros de repartición se colocarán en 1 metro de ancho de la losa por lo menos 3 hierros redondos de 8 milímetros de diámetro o un número mayor de hierros más delgados de sección total equivalente. Para cargas concentradas, se determinará la armadura transversal por medio del coeficiente c, aplicando a la parte de la armadura principal que corresponde a la carga concentrada únicamente; como mínimo se adoptarán tres barras de 8 milímetros por metro de ancho.

$$c = 0{,}10 + 0{,}10\,[b - (t + 2s)]$$

En esta fórmula b, t, sse expresan en metros.

En losas continuas, los hierros doblados que se utilizan como armadura de tracción para los momentos negativos deberán penetrar suficientemente en los tramos vecinos a fin de asegurar un buen anclaje. Para las luces aproximadamente iguales y siempre que no se hayan doblado los hierros exactamente de acuerdo al diagrama de momentos, bastará prolongar dichos hierros en 1/5 de la luz.

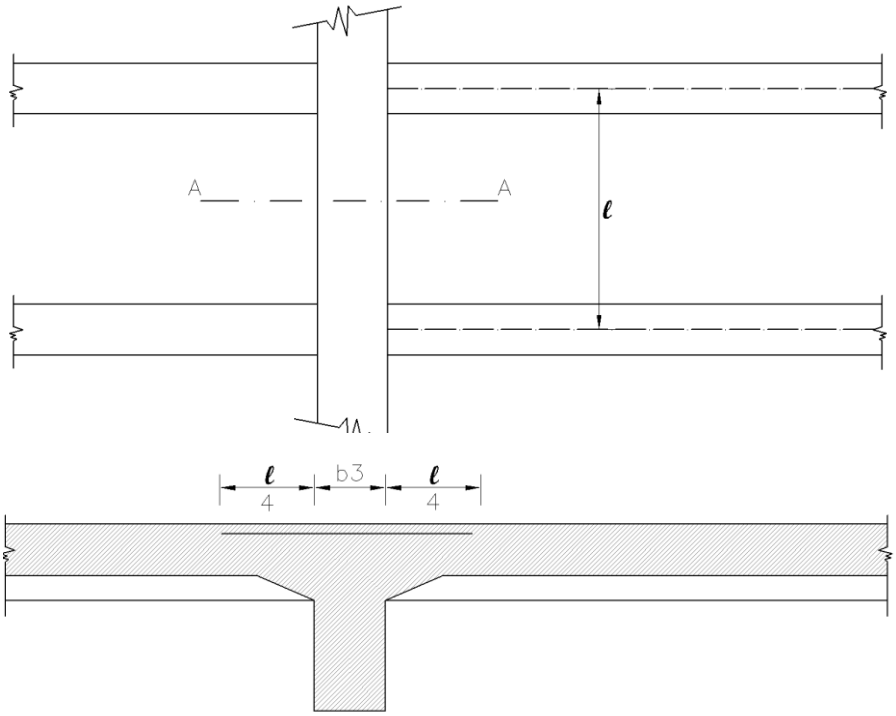


FIGURA 8 – Armadura especial de losas sobre vigas y viguetas

Sobre las viguetas de arrastramiento enlosas armadas transversalmente a las vigas principales o sobre las vigas principales en las losas armadas paralelamente a estas deberá preverse una armadura especial superior que absorba las tensiones de tracción que allí se producen y que eviteel desprendimiento de la losa en la unión con el nervio de la viga. Si no se determina por el cálculo la cantidad de armadura necesaria, se colocará como mínimo una sección de armadura igual a 3,5 centímetros cuadrados por metro con distancia entre hierros no mayor de 20 centímetros. La longitud de estos hierros se indica en la figura 8.

VII. Losas de hormigón armado para la calzada en puentes metálicos

Para el cálculo de las losas de la calzada, en puentes metálicos, se deberá tener en cuenta la deformación desigual de las vigas que sostienen directamente la losa. Cuando este efecto no se verifica por medio de un cálculo exacto, se deberá adoptar para los momentos, tanto en el centro del tramo como en los apoyos de la losa, el valor que corresponde al momento máximo de un tramo de dos apoyos de libre rotación y de igual luz.

La losa de la calzada se deberá colocar en tal forma que no obstruya la conservación de la estructura metálica. Se recomienda apoyar la losa sobre los cordones superiores de las vigas metálicas o prever empates que lleguen hasta el cordón inferior de la viga metálica de modo que esta quede embutida. Para losas apoyadas sobre los cordones superiores y con uniones para absorber los esfuerzos tangenciales, véase apartado B.5.C.I.

Cuando la losa apoya también sobre una vigueta de acero cuya dirección coincide con la de la armadura principal de la losa se deberá prever, en esta, una armadura especial sobre dichas viguetas en forma y cantidad como se especifica en el apartado B.5.B.VII.

C. Vigas principales, vigas secundarias, pórticos, arcos y bóvedas

Para estas piezas de la construcción se deberán verificar una cantidad suficiente de secciones considerando los valores máximos de los esfuerzos que se originan.

I. Vigas principales y secundarias

Las vigas principales solo se podrán calcular de acuerdo a la teoría de las vigas continuas sobre apoyos libre rotación, cuando en los detalles constructivos se prevé una separación completa entre las vigas y las construcciones que las soportan o cuando la unión entre éstas es en forma articulada. Se recomienda además tener en cuenta las variaciones de los momentos de inercia.

Cuando en los apoyos extremos de vigas simples o continuas la libre rotación no se halla plenamente asegurada se deberá prever una armadura superior y una sección de hormigón de suficiente capacidad para absorber todo momento de empotramiento que se pueda producir, aún cuando en el cálculo se hayan considerado apoyos libres.

Respecto a la altura útil en los apoyos véase apartado B.5.C.II.

Para el cálculo de las reacciones en vigas continuas se deberá tener en cuenta la influencia de la continuidad.

Las vigas metálicas, de perfil normal compuestas con una losa superior de calzada podrán calcularse como vigas T compuestas siempre que se prevea en el plano de separación entre viga y losa una unión que absorba todos los esfuerzos tangenciales que se producen en el mismo.

II. Pórticos o estructuras similares

En los pórticos, las variaciones considerables de los momentos de inercia deberán ser tenidas en cuenta en los cálculos.

Las vigas continuas rígidamente unidas con las estructuras de apoyo (pilares, estribos) se calcularán como pórticos o como vigas con empotramiento elástico.

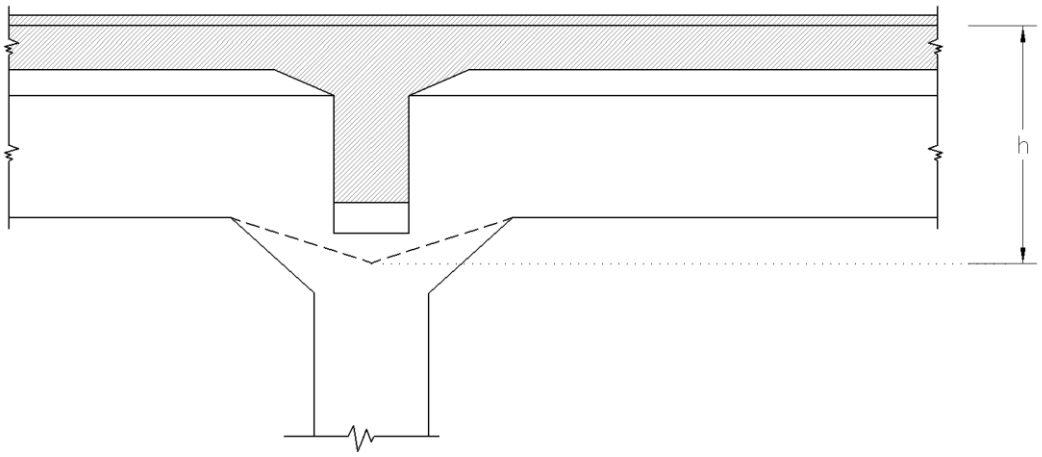


FIGURA 9 – Altura útil de vigas y losas sobre apoyos

Cuando la unión de la viga con los pilares se efectúe con empates, la altura útil a considerar para absorber los momentos en los apoyos no podrá ser mayor que la que resulta de considerar un empate ficticio de inclinación 1:3 como lo indica la figura 9.

Cuando no existan empates, la altura útil será igual a la de la viga fuera de la zona del apoyo.

Esta especificación referente a la altura útil sobre apoyos rige también para las vigas secundarias y las losas.

III. Arcos y bóvedas

Se consideraran como arcos y bóvedas de hormigón armado las construcciones con una armadura longitudinal mayor de 0,4% de la sección de hormigón.

Como luz teórica se tomará, en arcos empotrados, la distancia horizontal entre los centros de los arranques y en arcos de dos y tres articulaciones, la distancia horizontal entre las articulaciones en los arranques.

Los arcos estáticamente indeterminados se calcularán de acuerdo con la teoría de la elasticidad.

Se verificarán en general las tensiones en la clave y en los arranques; en los arcos de tres articulaciones, también en el cuarto de la luz. En arcos de luces mayores de 20 m. se verificarán además las tensiones en varios puntos intermedios.

Para el cálculo de los arcos y bóvedas sin articulaciones se supone, en general, un empotramiento rígido en los estribos. En los arcos y pórticos atirantados se puede considerar articulada la unión con la cadena.

En puentes de luces mayores de 20 m. debe verificarse la seguridad al pandeo en el plano que determina el eje geométrico del arco. Para este objeto se tomará E= 250.000 Kg/Cm^2 tanto en arcos de hormigón simple como en los de hormigón armado.

Puede verificarse aproximadamente esta seguridad mediante la fórmula de Euler, asimilando el arco a una barra céntricamente comprimida

En este caso, el grado de seguridad exigido es igual a 3:

$$N \leq \frac{1}{3} \times \frac{\pi^2 \, E \, I}{lk^2}$$

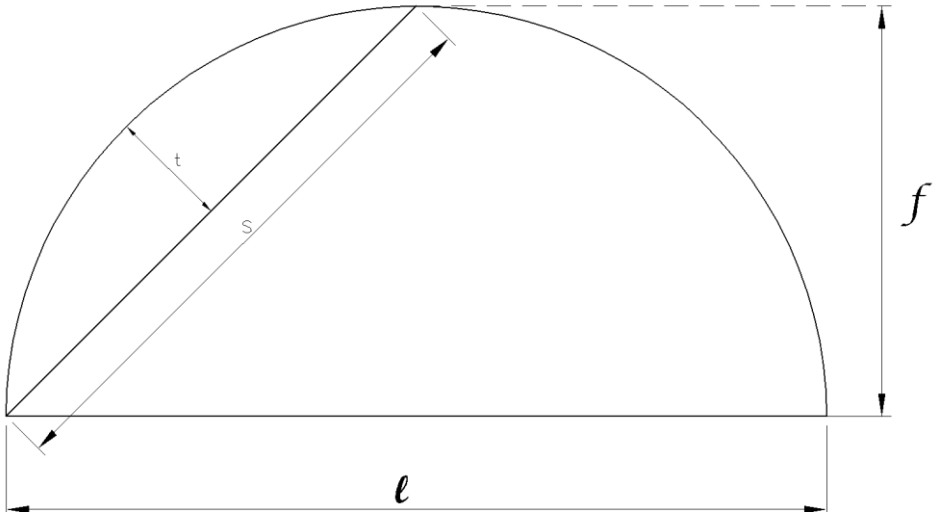


FIGURA 10 – Cálculo al pandeo de arcos y bóvedas

Como longitud l_k expuesta al pandeo se tomará:

En arcos empotrados: $\frac{1}{3}$ de la longitud del arco.

En arcos de dos articulaciones: $\frac{1}{2}$ de la longitud del arco.

En arcos de dos articulaciones: (figura 10)

$l_k = 1{,}28 \, s \sqrt{\frac{1-2\,(\frac{t}{s})^2}{1+8\,(\frac{t}{s})^2}}$, para $\frac{t}{s} < 0{,}186$

$l_{k=\frac{1}{2}}$ de la longitud del arco para $\frac{t}{s}$ 0,186

Como fuerza N se tomará la máxima fuerza normal en el cuarto del arco debida a la carga permanente y a la sobrecarga y para i se tomará la media aritmética de los momentos de inercia. No se deberá tomar en cuenta la influencia favorable que pueda tener el tablero de la calzada.

6. GENERALIDADES SOBRE LA DISPOSICIÓN DE LAS ARMADURAS

A. armadura para disminuir efectos de la contracción

En las estructuras isostáticas como en las hiperestáticas de más de un metro de altura deberá preverse para aminorar los efectos locales de la contracción una armadura de repartición, por ejemplo en el alma de las vigas T, con una separación máxima entre barras de 50 cm. Esta armadura tendrá por unidad de altura de la pieza una sección por lo menos igual a la mitad de la sección necesaria de estribos por unidad de longitud de la misma; es decir:

$$\frac{Sección\ de\ las\ barras\ longuitudinales}{separación\ entre\ barras\ longitudinales} = \Uparrow \frac{Sección\ necesaria\ de\ estribos}{separación\ entre\ estribos}$$

B. Ganchos

Las barras de tracción deberán terminarse en ganchos de forma semi-circular cuyo diámetro interno será mayor de:

- Para acero común, 2,5 veces el diámetro de la barra.
- Para acero de alta resistencia, 4 veces el diámetro de la barra.

Los ganchos terminales se ubicaran dentro de lo posible, en la zona de compresión del hormigón.

C. Doblado de barras

El radio interior libre de la curvatura será como mínimo igual a 5 veces el diámetro de la barra para acero común y 8 veces para acero de alta resistencia.

D. Empalmes

En los empalmes pr yuxtaposición la longitud del recubrimiento, excluidos los ganchos, será mayor de:

$$l = \frac{2\ \sigma e\ adm. \times Fe}{3\ \tau a\ \times u}$$

Siendo:

$\sigma e\ adm.$: Tensión admisible del acero.

Fe: Sección de cada barra.

τa: Tensión admisible de adherencia.

u: Perímetro. (Véase apartado C.5)

E. Recubrimiento

En losas el recubrimiento mínimo será igual a 1,5 centímetros; en vigas y otros tipos de estructura de2 centímetros.

En aquellas partes de la estructura que se hallan permanentemente bajo agua o bajo tierra el recubrimiento mínimo será igual a 3 centímetros.

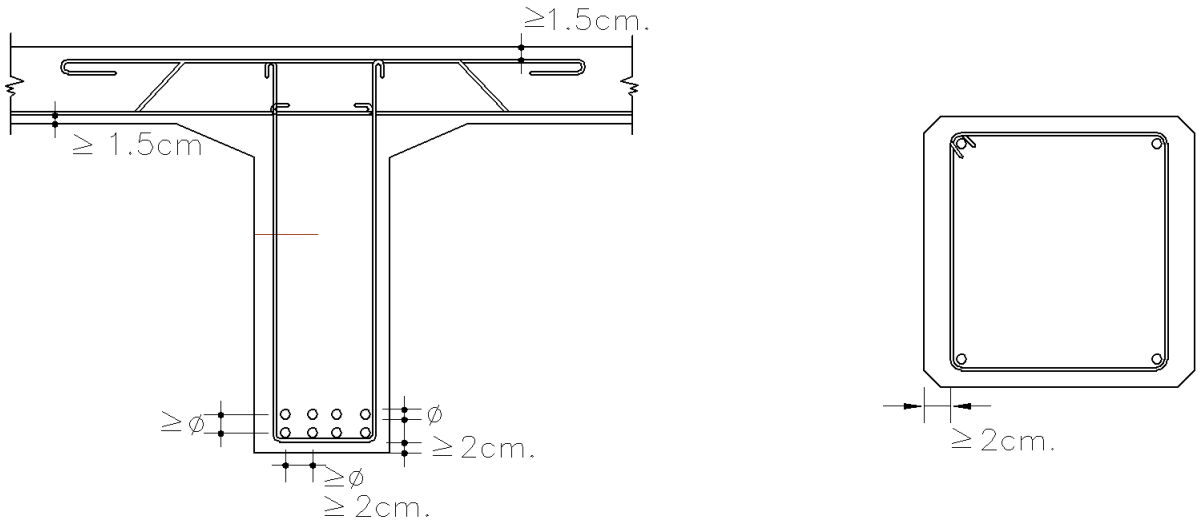


FIGURA 11. Recubrimiento de armaduras

F. Distancia mínima entre barras

La luz libre mínima entre barras debe, en toda dirección, ser por lo menos igual al diámetro de la misma y nunca menor de 2 centímetros (véase figura 11)

En casos excepcionales se permite la disposición de varias barras formando un haz en la forma en que le indica la figura 12 siempre que la tensión de adherencia calculada con el perímetro circunscripto ABCDEFGH sea menor que el admisible.

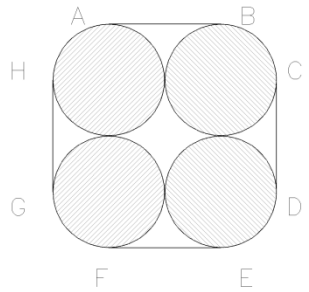


FIGURA 12. Disposición de barras en haces

Se recomienda no disponer, en lo posible, los hierros en más de 3 filas.

En vigas y vigas – placas se colocarán siempre estribos a fin de asegurar la vinculación entre la zona de tracción y la de compresión. En casos de armadura doble, los estribos deberán cercar los hierros de tracción y los de compresión. La distancia máxima entre estribos no podrá sobrepasar el valor b_o del ancho del nervio; cuando se use armadura doble tampoco mayora 12 veces el diámetro de las barras de compresión.

CÁPITULO C – DIMENSIONALIENTO DE LAS SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO

1. SECCIONES SOMETIDAS A COMPRESIÓN (COLUMNAS, PILARES)

A. Dimensiones mínimas

No se admiten columnas cuya dimensión mínima sea menor a d = 20 Cm. Y en general menor de $\frac{1}{25}$ de su altura h_s.

En casos especiales (por ejemplo, en los montantes de los puentes en arco con tablero superior o en miembros comprimidos de sistemas reticulados) se podrá admitir como excepción de esbeltez ($\frac{h_s}{d}$) mayor de 25, hasta $\frac{h_s}{d}$ = 40, no debiendo sin embargo el espesor mínimo ser menor de 20 Cm.

B. Armaduras

I. Columnas con estribos simples

Para la sección de armadura longitudinal f_e de columnas con estribos simples rigen los valores máximos y mínimos expresados en porcentaje de la sección total de hormigón f_b que indica la tabla N° 6. En ningún caso podrán utilizarse barras menores de 12 milímetros de diámetro.

TABLA N° 6 – PORCENTAJES MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE ARMADURA LONGITUDINAL

$\frac{h_s}{d}$	CALIDAD DE HORMIGÓN	PORCENTAJES MÍNIMOS	PORCENTAJES MÁXIMOS
≤ 5	σpr ≤ 200 Kg/Cm^2	0,5	3
	σpr ≥ 300 Kg/Cm^2		6
≤ 10	σpr ≤ 200 Kg/Cm^2	0,8	3
	σpr ≥ 300 Kg/Cm^2		6

Los valores intermedios se determinarán por interpolación.

Si la columna se ejecutara con una sección de hormigón mayor que la estáticamente necesaria se podrá referir el porcentaje de la armadura a la sección de hormigón estáticamente indispensable.

Las barras longitudinales se ligarán por medio de estribos cuya separación no deberá ser mayor que el espesor mínimo d de la columna y tampoco mayor que doce veces el diámetro del hierro longitudinal. El diámetro mínimo admisible para estribos es de 6 milímetros.

II. Columnas zunchadas

Como tales deben entenderse las columnas con un núcleo de sección circular y una armadura transversal en forma de helicoide circular o constituida por anillos circulares, u otro medio equivalente. (La equivalencia se demostrará por medio de ensayos).

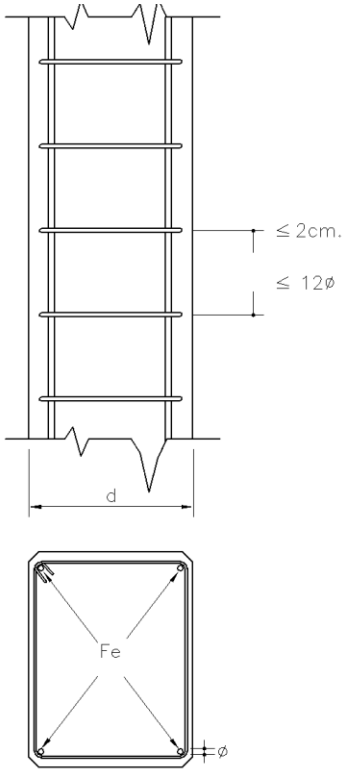


FIGURA 13.

Columnas con estribos simples

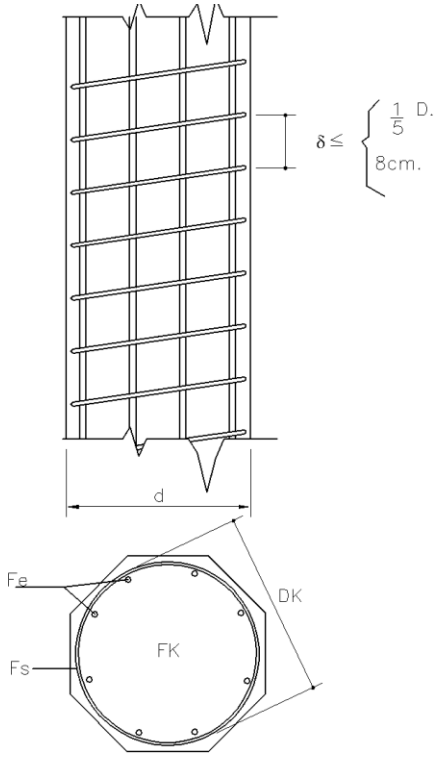


FIGURA 14

Columnas zunchadas

La relación del paso s de la helicoide o de la separación de los anillos al diámetro D_k de la sección $f_k$deberá ser como máximo igual a un quinto, no pudiendo ser s mayor a 8 centímetros.

La armadura longitudinal debe ser como mínimo igual al 0,8 % de la sección f_k del núcleo. Como valores máximos sirven los indicadores en la tabla N° 6 referidos a la sección f_k del núcleo. Además la armadura longitudinal debe por lo menos ser igual a un tercio de la armadura transversal f_s.

C. Cálculo de las columnas

El cálculo de columnas se efectúa según el método de la adición que indica que la carga de rotura es igual a la suma de la resistencia prismática del hormigón más la resistencia al aplastamiento de la armadura, según lo especifican las fórmulas siguientes:

Para columnas con estribos simples (1):

$$Padm = \frac{1}{3}\ (0{,}85\ \times\ \sigma pr\ F_b + \ \sigma f´F_e)$$

Para columnas zunchadas (2):

$$Padm = \frac{1}{3}\ (0{,}85\ \times\ \sigma pr\ F_k + \ F_e\ \sigma f + \ 2F_s\ \sigma f´)$$

En las que:

σpr: Resistencia del hormigón a los 28 días determinada sobre cilindros de 15 centímetros de diámetro por 30 centímetros de altura.

F_b: Sección total de la columna con estribos simples.

σf: Límite de fluencia de la armadura longitudinal (en general σf= 2400 Kg/Cm^2).

F_e: Sección total de la armadura longitudinal.

F_k: Sección del núcleo de la columna zunchada.

F_s: En donde representa: D_k el diámetro del núcleo, la sección de la armadura transversal y s el paso de la helicoide.

$\sigma f´$: El límite de fluencia o el límite de aprovechamiento (deformación específica $\in = 0{,}005$) del acero de la espiral (en general $\sigma f´$= 2400 Kg/Cm^2).

La carga admisible determinada por la fórmula 2 no podrá ser mayor de una vez y media de la que resulta de considerar la misma columna como simplemente armada. Se cumple esta condición cuando:

$$\mathrm{F_S} \leq \frac{0{,}85\ \sigma pr(1{,}5\ F_b - F_k + 0{,}5\ F_a\ \times\ \sigma f}{2\sigma´f}$$

F_b: Sección total de la columna zunchada.

D. Cálculo al pandeo de las columnas con cargas centradas

La esbeltez de una columna con estribos simples es igual a su altura h_s dividida por su menor dimensión d. Para una columna zunchada igual a su altura h_s dividida por el diámetro D_k del núcleo.

Como altura h_s de las columnas se tomarán las longitudinales medidas sobre los ejes teóricos del sistema.

Cuando la esbeltez de una columna con estribos simples es mayor de 15 y de una columna zunchada mayor de 10, para el cálculo, la carga que actúa sobre la misma deberá ser multiplicada por el coeficiente de pandeo w que le corresponda según la tabla N° 7.

Si en columnas rectangulares se impide con absoluta seguridad el pandeo en el sentido del momento de inercia mínimo, se tomará para el valor de d el lado mayor de la sección transversal.

TABLA N° 7 – COEFICIENTES DE PANDEO PARA COLUMNAS DE SECCIONES RECTANGULARES Y CUADRADAS CON ESTRIBOS SIMPLES Y PARA COLUMNAS ZUNCHADAS.

$\frac{h_s}{d}$ RESP. $\frac{h_s}{D_k}$	COEFICIENTE DE PANDEO w	$\Delta\frac{\Delta W}{\Delta\frac{h_s}{d}}$ RESP. $\frac{\Delta W}{\Delta\frac{h_s}{D_k}}$
Para columnas se sección transversal cuadrada o rectangular con estribos simples:		
15	1,0	0,016
20	1,08	0,048
25	1,32	0,080
30	1,72	0,112
35	2,28	0,144
40	3,00	
Para columnas zunchadas:		
10	1,0	0,034
15	1,17	0,066
20	1,50	0,100
25	2,00	

Para valores intermedios se interpolará linealmente.

Los coeficientes de pandeo para columnas de sección cualquiera y estribos simples están dados en la tabla N° 8. Para la determinación de la relación de esbeltez $\lambda = \frac{h_s}{1}$, $\left(1 = \sqrt{\frac{I\,min}{F}}\right)$ no se tomará en consideración la armadura.

TABLA N° 8 - COEFICIENTES DE PANDEO PARA COLUMNAS DE SECCIÓN CUALQUIERA Y ESTRIBOS SIMPLES.

$\lambda = \frac{h_s}{1}$	COEFICIENTE DE PANDEO w	$\frac{\Delta W}{\Delta h}$
50	1,00	0,004
70	1,08	0,016
85	1,32	0,020
105	1,72	0,037
120	2,28	0,036
140	3,00	

2. **SECCIONES SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA (COMPRESIÓN EXCENTRICA)**

El cálculo de las secciones sometidas a flexión compuesta podrá efectuarse con las hipótesis de la teoría de la elasticidad (n=15) o por el método de las cargas de rotura.

A. Compresión excéntrica

Si una columna está cargada excéntricamente o sometida a la influencia de fuerzas laterales, cuando el cálculo se efectúe por la teoría de la elasticidad, se podrán determinar las tensiones en los bordes por medio de las fórmulas:

(3)
$$\begin{cases} \sigma\, b = \frac{w.F}{F_1} \pm \frac{M}{W1} \\ \text{O bien} \\ \sigma\, b = \frac{w.F}{F_{1s}} \pm \frac{M}{W1} \end{cases}$$

w: coeficiente de pandeo según las tablas N° 7 y 8.

W_1: Momento resistente de la sección homogeneizada e igual a F_1.

$$F_1 = F_b + 15F_e$$

$$F_{1s} = F_k + 15F_e + 30F_s$$

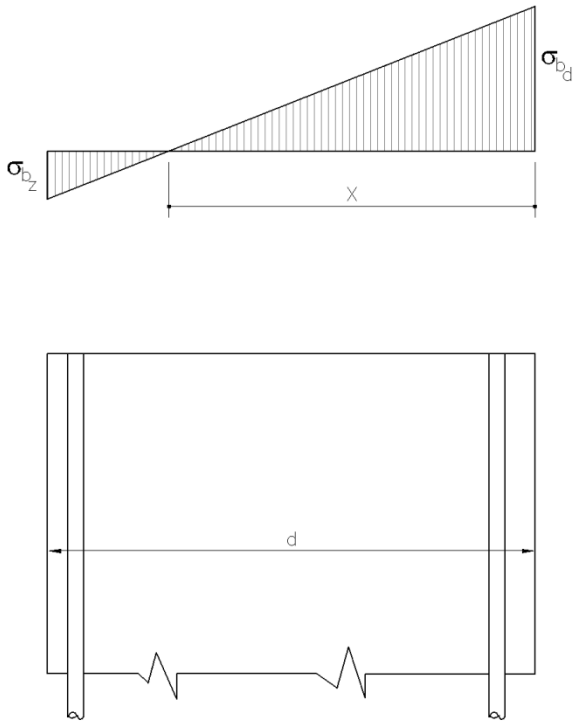


FIGURA 15. Compresión excéntrica

Siempre que la tensión máxima de tracción σbz que resulte de este cálculo no sea mayor que $\frac{1}{6}$ de la tensión de compresión simultánea en la misma sección (ver figura N° 15). De lo contrario, se deberán determinar las tensiones prescindiendo de la tracción del hormigón, así como del zunchado en columnas de este tipo.

Cuando el cálculo se realice por el método de las cargas de rotura, la fuerza normal admisible será igual a:

Para columnas con estribos simples (4):

$$P_{exc.adm} = \frac{1}{3}\,(0{,}85\,\times\,\sigma pr\,F_b + \,\sigma f'F_e)\frac{1}{w + 0{,}6\,\frac{e.y}{1^2}}$$

Para columnas zunchadas (5):

$$P_{exc.adm} = \frac{1}{3}\,(0{,}85\,\times\,\sigma pr\,F_k + \sigma f\,F_e\,+\,2\sigma' f\,F_s\,)\frac{1}{w + \frac{e.y}{1^2}}$$

Siempre y cuando el valor de $\frac{e.y}{1^2} \leq 4$

En las que:

w: Coeficiente de pandeo según las tablas N° 7 y 8

e: Excentricidad de la carga normal respecto al centro de gravedad.

v: Distancia de la fibra más comprimida al centro de gravedad.

$1^2 = \frac{I}{F}$: Al cuadrado del radio de giro de la sección respecto al eje baricéntrico normal al plano de excentricidad (en columnas zunchadas prescindiendo del zunchado)

Para cálculos preliminares, en columnas con armadura simétrica, el valor $\frac{e.y}{1^2}$ puede sustituirse con bastante aproximación por:

Para columnas cuadradas o rectangulares: $\frac{6\,e}{d}$

d: Altura total de la sección transversal de la columna en el plano en que se produce el momento.

Para columnas circulares: $\frac{8\,e}{d}$

d: Diámetro total de la columna.

Si el momento flector se origina como consecuencia de empotramientos en los extremos de las columnas, de modo de producir un diagrama del tipo que ilustra la figura N° 16con un punto de momento nulo aproximadamente a media altura, en las fórmulas N° 3, 4 y 5 el coeficiente de pandeo w se hará igual a uno (1), cualquiera fuese la relación de esbeltez de la columna. En este caso deberá sin embargo comprobarse además que la carga axial, $w\,p$ afectada del coeficiente de pandeo que le corresponde según su esbeltez, es menor que la que resulta de la fórmula 1 o la 2.

En las columnas rectangulares con carga descentrada, la armadura en el borde menor fatigado debe ser por lo menos 0.4 % del F_b estáticamente indispensable para la carga centrada.

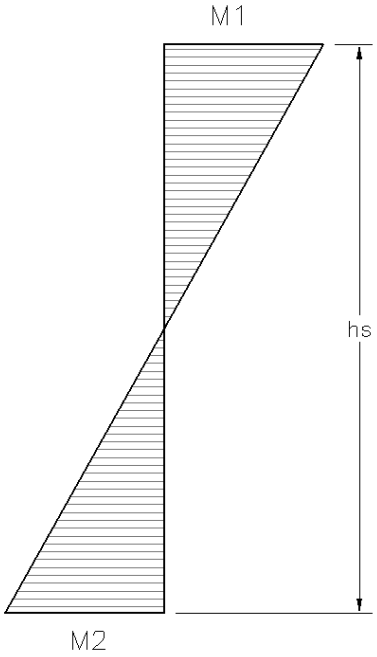


FIGURA 16. Diagrama de momentos en columnas

B. Flexión compuesta con gran excentricidad

Si la excentricidad de la carga normal es tal que se sobrepasan los límites impuestos en el inciso A. de este artículo. Se prescindirá de la tracción del hormigón cualquiera sea el método de cálculo que se utilice. Cuando se calcule por el método rotura se transformará la solicitación a una de flexión simple más una fuerza normal aplicada directamente a la armadura de tracción.

3. SECCIONES SOMETIDAS A FLEXIÓN SIMPLE

El cálculo por el método de rotura se efectuará sobre la base de las fórmulas siguientes, válidas para una sección rectangular con simple armadura (figura N° 17)

(6) $$M\ adm = 0{,}583\ \mu\beta\ \left(1 - \frac{\mu\beta}{2}\right) bh^2\ \sigma p$$

En la que:

$M\ adm$: Momento flector admisible

$\mu = \frac{F_e}{F_b}$: Porcentaje de armadura expresado como una relación $\beta = \frac{\sigma_f}{\sigma_p}$ en la que:

σ_f: Límite de fluencia del acero dulce o tensión que produce una deformación unitaria permanente $\varepsilon\ p = 2\ \times\ 10^{-3}$ en un acero duro, pero nunca mayor de 3100 Kg/Cm^2 para losas y 2900 Kg/Cm^2 para vigas (en general σ_f = 2400 Kg/Cm^2). Solo se podrá usar en el cálculo un valor σ_f = 2400 Kg/Cm^2 cuando σ_f ≥ 250 Kg/Cm^2, salvo cuando se utilicen barras o dispositivos especiales para aumentar la

adherencia,$\sigma_f \geq 0{,}6\,\sigma pr$, siendo σpr la resistencia del hormigón a los 28 días determinada sobre cilindros de 15 centímetros de diámetro por 30 centímetros de altura.

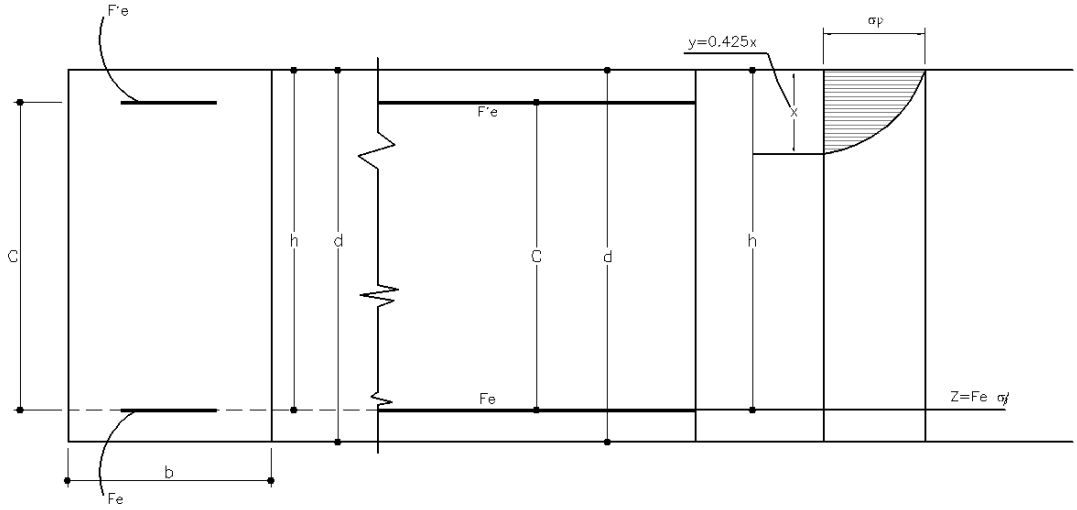


FIGURA 17. Hipótesis admitidas en flexión simple

El momento a absorber por una sección rectangular con simple armadura será como máximo igual a:

(7) $$M\ adm = 0{,}583\ \times \frac{1}{3} bh^2\ \sigma p$$

Que corresponde a la fórmula (6): $\mu\beta\ \left(1 - \frac{\mu\beta}{2}\right) = \frac{1}{3}$

Cuando el valor del momento a absorber por una viga es mayor que el $M\ adm$ máximo dado por la fórmula N° 7 la diferencia de momento (figura N° 17) $\Delta\, M = M - Madm.máx$ deberá absorberse íntegramente por una armadura de compresión y un suplemento igual en la armadura de tracción.

4. SEGURIDAD CONTRA LOS EFECTOS DE LAS TENCIONES TANGENCIALES

Tratándose de la seguridad contra las tensiones tangenciales, no hay diferencia alguna entre el cálculo por la teoría de la elasticidad y el método de rotura, ya que el primero se ha ajustado al resultado de las experiencias. Por tanto lo que sigue es común a ambos métodos de cálculo.

Las tensiones tangenciales se calcularán sin tener en cuenta los hierros doblados ni los estribos y por medio de la fórmula válida para una viga de altura útil uniforme:

$$\tau = \frac{Q}{b_o \times Z}$$

En esta expresión Q es el esfuerzo de corte, b_o el ancho de la viga o losa (para vigas placas el ancho del nervio) y Z el brazo elástico.

En vigas de altura variable se deberá tener en cuenta la disminución o aumento de tensiones tangenciales que se originan en las mismas.

Cuando las tensiones tangenciales sean, en losa: $\tau \leq 6$ Kg/Cm^2 y en vigas: $\tau \leq 6$ Kg/Cm^2, no es necesario para absorber esfuerzos por medio de estribos o hierros doblados. A pesar de esto, conviene doblar los hierros que ya no sean necesarios para absorber los momentos flectores.

Cuando las tensiones tangenciales sean mayores que las indicadas en el párrafo anterior, deberá preverse una armadura de corte que como mínimo sea capaz de absorber los esfuerzos de tracción originados por la diferencia entre τ y τ.

Cuando $\tau \leq$ 0,08 σpr se admitirá que los hierros doblados, cualquiera sea su número, absorben como máximo la mitad del esfuerzo (τ -τ_0). La otra mitad será íntegramente absorbida por estribos.

En ningún caso podrá la tensión tangencial sobrepasar el valor τ = 0,12 σpr.

Las barras dobladas tiene que quedar repartidas de manera que cualquier sección perpendicular a su inclinación encuentre por lo menos una de ellas; en barras dobladas a 45° la distancia entre las mismas menos que s.

No se admitirán hierros doblados cortes anclados en la zona de tracción. Para vigas, vigas planas y pórticos se distribuirán los hierros doblados de acuerdo al diagrama de envolventes (figura 18) de modo que toda barra doblada se extienda más allá del punto en que ya no es necesaria para resistir momento. A los fines de determinar el esfuerzo de corte absorbido por los hierros doblados, se tomará como referencia el eje de la viga (figura 18).

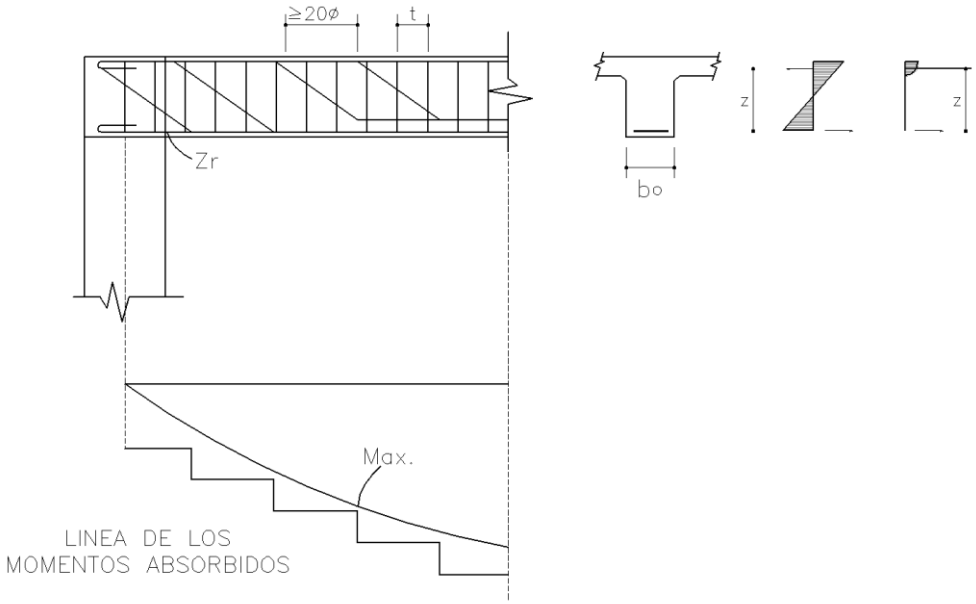


FIGURA 18. Disposición de la armadura en vigas

5. TENSIONES DE ADHERENCIA

El contenido de este artículo es común para el dimensionamiento en base a la teoría de la elasticidad o a las cargas de rotura.

No será necesario calcular las tensiones de adherencia cuando el diámetro de los hierros sea menor de 25 m/m.

Cuando existen únicamente hierros rectos, con o sin estribos, se calculará la tensión de adherencia con la fórmula:

$$\tau a = \frac{Q}{uz} \qquad a = \text{perímetro de los hierros}$$

Cuando existen hierros doblados absorben las tensiones tangenciales (véase fig. 18), para el cálculo de las tensiones de adherencia en los hierros rectos, se afectará al valor de Q de un coeficiente menor que uno o igual la relación entre el esfuerzo Zr absorbido por los hierros rectos más los hierros doblados.

Cuando la tensión de adherencia calculada sobrepasa el valor $\tau a = 0{,}01\ \sigma pr$ (en general 6 Kg/Cm^2) se deberá subdividir en forma mejor la sección total de los hierros extendidos, o si no asegurar los extremos de los mismos con medios especiales (placas de anclajes, hierros transversales, etc.)

No se necesita calcular las tensiones de adherencia en los hierros comprimidos.

6. TENSIONES ADMISIBLES

A. Hormigón

Las tensiones admisibles indicadas en la tabla N° 9 dependen de la resistencia prismática del hormigón a la rotura σpr determinada con hormigón de igual calidad que el que se empleará en obra y utilizando como testigos cilindros de 15 centímetros de diámetro por 30 centímetros de altura que se ensayarán a los 28 días de endurecimiento.

Por medio de ensayos de consistencia se demostrará continuamente que el hormigón en la obra tiene la misma consistencia que en los cilindros de ensayo.

Para estructuras de hormigón armado la resistencia prismática del hormigón deberá ser como mínimo igual a 200 Kg/Cm^2.

TABLA N° 9 – TENSIONES DE COMPRESIÓN ADMISIBLES PARA EL HORMIGÓN A FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA

PARTE DE LA CONSTRUCCIÓN	σ admisible Kg/Cm^2
Losas y vigas, es decir losas, viguetas transversales y longitudinales del tablero, vigas principales y traversas de puentes pórticos	≤ 0,45 σpr
En general	≤ 90
Pie derecho de pórticos o estructuras similares sometidas a la flexión compuesta con gran excentricidad	≤ 0,425 σpr
En general	≤ 85
Arcos y bóvedas de sección llena o discontinua	≤ 0,40 σpr
En general	≤ 80
Columnas con compresión excéntrica o en general estructuras sometidas a flexión compuesta con pequeña excentricidad	≤ 0,35 σpr
En general	≤ 70

B. Acero

Las tensiones admisibles para el acero dependen del límite de fluencia σf del mismo y son iguales a:

- Para losas — 0,583 σ_f

En general — 1400 Kg/Cm^2

Pero no mayor de — 1800 Kg/Cm^2

- Para vigas, pórticos y estructuras similares — 0,583 σ_f

En general — 1400 Kg/Cm^2

Pero no mayor de — 1700 Kg/Cm^2

Cuando el acero no tenga límite de fluencia definido, se tomará como tal la tensión que produce una deformación unitaria permanente igual a:

$$\varepsilon = 2 \times 10^{-3}$$

Cuando se utilicen hierros redondos lisos comunes si dispositivos especiales para aumentar su adherencia con el hormigón, solo se podrá considerar una tensión admisible mayor a 1400 Kg/Cm^2 cuando se utilice un hormigón de resistencia σpr ≥ 250 Kg/Cm^2.

CAPÍTULO D – CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN SIMPLE Y DE MAMPOSTERÍA

1. COLUMNAS, PILARES Y ESTRIBOS

Los coeficientes de trabajo admisibles, dados en la en la tabla N° 11 para columnas, pilares y estribos de hormigón simple y mampostería (compresión céntrica y excéntrica) se deberán disminuir de acuerdo al valor de la relación entre la altura "h" y el espesor mínimo "d" y en la siguiente forma:

σ adm = σ adm $\frac{1}{\alpha}$

El coeficiente de recaudación α está indicado en la tabla N° 10.

TABLA N° 10 – COEFICIENTE DE REDUCCIÓN α

COEFICIENTE α PARA COLUMNAS, PILARES Y ESTRIBOS EN HORMIGÓN SIMPLE Y EN MAMPOSTERÍA		
$\frac{h}{d}$	α	$\frac{\Delta\,\alpha}{\Delta\frac{h}{d}}$
1	1,0	0,125
5	1,5	0,30
10	3,0	---

Los valores intermedios se podrán sacar por interpolación.

Una relación $\frac{h}{d}$ mayor que 10 sólo se admite en circunstancias especiales.

En los estribos y pilares de puentes en arcos, bóvedas y pórticos xxx mayores de 20 metros se debe verificar la xxx de la carga sobre el plano (junta) de fundación mediante líneas de influencia o métodos similares.

2. TENSIONES ADMISIBLES

A. Hormigón simple

Las tensiones admisibles del hormigón simple dependen de la resistencia prismática del hormigón a la rotura σpr determinada con hormigón de igual calidad que el que se empleará en obra, y utilizando como testigos cilindros de 15 centímetros de diámetro por 30 centímetros de altura que se ensayarán a los 28 días de endurecimiento.

Por medio de ensayos de consistencia se demostrará continuamente que el hormigón en la obra tiene la misma consistencia que en los cilindros de ensayo.

B. Mampostería

Las tensiones admisibles en construcciones de mampostería dependen de la resistencia de la mampostería M_{28} es decir, de la resistencia de macizos de mampostería del mismo material y mortero que el que se emplea en la obra después de 28 días de endurecimiento. La resistencia se determinará en cubos con un largo mínimo de arista de 38 cm. O en otra forma adecuada.

No se exigirá la demostración de la resistencia cúbica, cuando se utiliza un mortero de cemento en relación de mezcla de 1:3, y las tensiones no exceden de 1/5 de las resistencias mínimas especificadas a continuación:

- Mampostería de piedra natural, labrada 200 Kg/Cm^2
- Mampostería de ladrillo de máquina 150 Kg/Cm^2
- Mampostería de piedra bruta 125 Kg/Cm^2

TABLA N° 11 – TENSIONES ADMISIBLES PARA CONSTRUCCIONES EN HORMIGÓN SIMPLE Y EN MAMPOSTERÍA

TIPO DE ESTRUCTURA	σ admisible Kg/Cm^2
BOVEDAS EN HORMIGON SIMPLE	
• Tensión de compresión del hormigón	$\frac{\sigma\ pr}{5}$
En general	50
• Tensiones de tracción	$\frac{\sigma\ pr}{50}$
Pero no mayor de	5
BOVEDAS EN MAMPOSTERÍA	
• Compresión, en general, 1/5 de la resistencia mínima establecida en este apartado	
• Demostrando la resistencia cúbica m_{28}	$\frac{M_{28}}{5}$
Pero no mayor de	50
• Tensiones de tracción	$\frac{M_{28}}{50}$
Pero no mayor de	5
COLUMNAS, PILARES Y ESTRIBOS DE HORMIGÓN SIMPLE	
• Tensión de compresión del hormigón	$\frac{\sigma\ pr}{5}$
Pero no mayor de	50
• Tensiones de tracción	$\frac{\sigma\ pr}{50}$
Pero no mayor de	5
COLUMNAS, PILARES Y ESTRIBOS DE MAMPOSTERÍA	
• Tensión de compresión en general: 1/5 de la resistencia mínima establecida en este apartado	
• Demostrando la resistencia cúbica m_{28}	$\frac{M_{28}}{5}$
Pero no mayor de	50
• No se admiten tensiones de tracción	

CAPÍTULO E – APOYOS Y ARTICULACIONES

1. GENERALIDADES

Para el cálculo de las articulaciones se deberá determinar la fuerza máxima normal y la fuerza cortante máxima. La junta de apoyo se dispondrá convenientemente en dirección normal a la línea de presión correspondiente a la carga permanente.

Se determinará además de la presión en las juntas entre la placa de apoyo y la base correspondiente, la presión en la junta entre los dados de apoyo (si existen tales dispositivos) y la mampostería.

La altura de los dados de apoyo, de piedra natural, no será menor que el espesor máximo de la sección transversal.

Si los dados de apoyo son de hormigón, se recomienda prever armaduras inmediatamente debajo de los apoyo.

2. TENSIONES ADMISIBLES PARA LOS APOYOS Y ARTICULACIONES

A. Apoyos y articulaciones de acero y plomo

En la Tabla N° 12, se indican las tensiones admisibles de flexión y compresión para las piezas de apoyo de acero y plomo.

Las tensiones admisibles de compresión, para las superficies de contacto en los apoyos, que en estado descargado se tocan en una sola línea o en un solo punto, deben tomarse (al calcular por medio de las fórmulas de Hertz), para los apoyos fijos, apoyos deslizables y los apoyos móviles sobre uno o dos rodillos, con un valor de:

a. Considerando solo las fuerzas principales:

5000 Kg/Cm^2 para fundición
6500 Kg/Cm^2 para acero fundido
8500 Kg/Cm^2 para acero moldeado
9500 Kg/Cm^2 para acero forjado

b. Considerando las fuerzas principales y adicionales: 6000, 8000, 10.000, y 12.000 Kg/Cm^2, respectivamente.

Estos valores se deberán disminuir en 1000 Kg/Cm^2, en apoyos móviles con más de dos rodillos, cuando no puede determinarse con exactitud la fracción de carga que corresponde a cada rodillo.

TABLA N° 12 - TENSIONES ADMISIBLES A FEXIÓN Y COMPRESIÓN PARA PIEZAS DE APOYO DE ACERO Y PLOMO.

MATERIAL	PARA LAS FUERZAS PRICIPALES		PARA LAS FUERZAS PRICIPALES Y ADICIONALES	
	FLEXIÓN Kg/Cm^2	COMPRESIÓN Kg/Cm^2	FLEXIÓN Kg/Cm^2	COMPRESIÓN Kg/Cm^2
Fundición	Tracción 450 Compresión 900	1000	Tracción 500 Compresión 1000	1100
Acero moldeado en general	1800	1800	2000	2000
En rótulas, cuyo ancho de apoyo en la base, medido normalmente a las líneas de contacto, es mayor que 1,8 veces la altura de la pieza de apoyo	1200	1800	1400	2000
Acero forjado	2000	2000	2200	2200
Plomo blando		100		

B. Rótulas de Hormigón

En la rótulas de hormigón con superficies de contacto curvas, calculadas de acuerdo a las fórmulas de Hertz, y con un ancho de contacto igual o menor a 1/5 de la altura de la articulación, se admite una tensión hasta $\sigma pr/2$, pero no mayor de 300 Kg/Cm^2.

El hormigón a emplearse deberá acusar, como mínimo, una resistencia prismática, σpr, de 300 Kg/Cm^2.

Todas las tensiones de tracción transversales deberán ser absorbidas por armaduras. Se podrá suque las tensiones de tracción se distribuyen en forma parabólica y que éstas equivalen a un $1/\sigma$ de la reacción máxima en la misma articulación

3. TENSIONES ADMISIBLES EN LAS JUNTAS DE APOYO Y DEBAJO DE LOS DADOS DE APOYO.

TABLA N° 13 - TENSIONES ADMISIBLES EN LAS JUNTAS DE APOYO Y DEBAJO DE LOS DADOS DE APOYO.

PARTE DE LA CONSTRUCCIÓN	PARA LAS FUERZAS PRICIPALES COMPRESIÓN Kg/Cm^2	PARA LAS FUERZAS PRICIPALES Y ADICIONALES COMPRESIÓN Kg/Cm^2
1. Compresión en las juntas de apoyo. Compresión en juntas de mortero (1:2) o en juntas de plomo:		
a. Sobre dados de apoyo, de granito o de material de resistencia semejante, o sobre hormigón simple	50	65
b. Sobre una faja de apoyo de hormigón armado que se extiende sobre todo el ancho del estribo o pilar, etc., con núcleos zunchados en forma circular, o con un enrejado de hierros redondos de varias capas inmediatamente debajo de la pieza de apoyo.	80	100
2. Compresión en las juntas entre los dados de apoyo y la mampostería de:		
a. Hormigón, piedra labrada o ladrillo de máquina en mortero de cemento (1:2 hasta 1: 3)	25	35
b. Piedra bruta bien asentada (labrada) en mortero de cemento (1:2 hasta 1: 3)	15	20

En general pueden determinarse las tensiones calculando solo con las fuerzas principales. Cuando se consideran las fuerzas principales y adicionales, debe verificarse si las tensiones debidas a las fuerzas principales solamente no exceden las admitidas para este caso.

La resistencia cúbica de los dados de apoyo de piedra natural deberá ser como mínimo igual a 800 Kg/Cm^2.

4. COMPRESIÓN ADMISIBLE EN LOS APOYOS DE PIEDRA O DE HORMIGÓN ARMADO CON SUPERFICIES PARCIALMENTE CARGADAS

Cuando en esta clase de apoyos o articulaciones de forma aproximadamente igual a un cubo o a un paralelepípedo de sección aproximadamente cuadrada, solo se somete a carga una fracción central (F_1) de la sección total (F) (figura 19 a y b), siendo la altura (h) del apoyo como mínimo igual al lado de la

base del cubo (figura a) o al ancho del paralelepípedo respectivamente (figura b), se admite para la fracción F_1 solicitada, la tensión de compresión que resulta de la fórmula:

$$\sigma = \sigma \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$$ Para apoyos de forma cúbica

$$\sigma = \sigma \sqrt[3]{\frac{d}{d_1}}$$ Para apoyos de forma prismática

Siendo:

La compresión $\sigma_{1,}$ no deberá sobrepasar el valor de 150 Kg/Cm^2. Para los apoyos de hormigón armado se deberá prever una armadura adecuada en todo sentido.

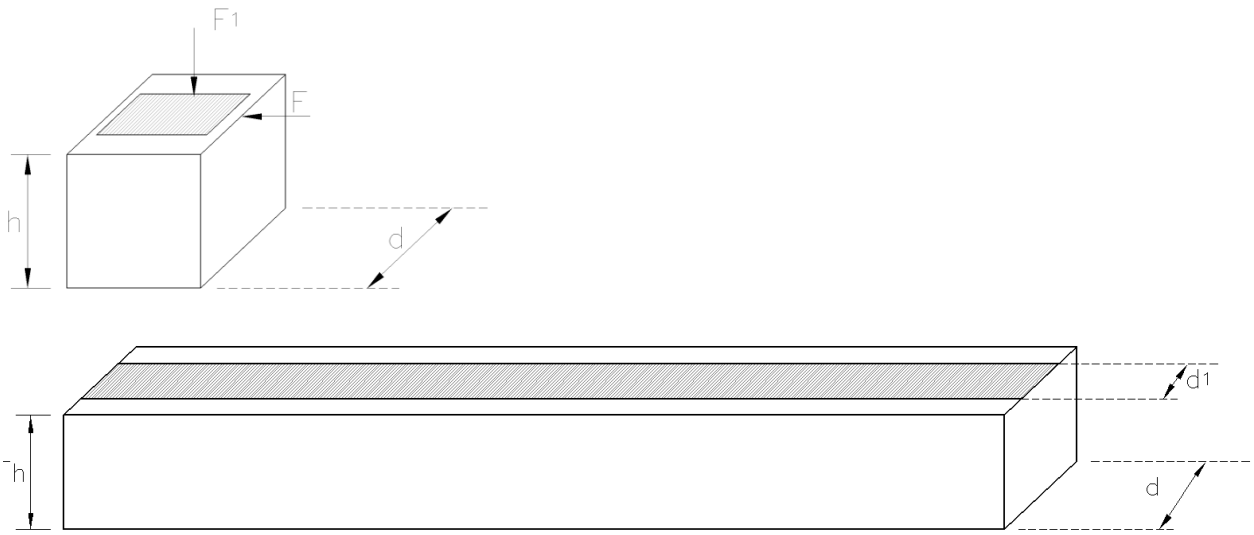


FIGURA 19. Tensiones admisibles en superficies parcialmente cargadas

República Argentina - Poder Ejecutivo Nacional
2021 - Año de Homenaje al Premio Nobel de Medicina Dr. César Milstein

Hoja Adicional de Firmas
Informe gráfico

Número: IF-2021-08477178-APN-LYC#DNV

CIUDAD DE BUENOS AIRES
Viernes 29 de Enero de 2021

Referencia: BASES PARA EL CALCULO DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO

El documento fue importado por el sistema GEDO con un total de 51 pagina/s.

Digitally signed by Gestion Documental Electronica
Date: 2021.01.29 19:33:39 -03:00

Jorge José Zeballos
Jefe de División
Gerencia Ejecutiva de Licitaciones y Contrataciones
Dirección Nacional de Vialidad

Digitally signed by Gestion Documental Electronica
Date: 2021.01.29 19:33:40 -03:00