

MINISTERIO DE LA VIVIENDA

DECRETO 195. 1963, de 17 de enero, por el que se establece la Norma M. V. 101-1962, de «Acciones en la edificación».

La regularidad y posibilidades del mercado de determinados materiales para la construcción, especialmente del hierro, las orientaciones y tendencias técnicas de la edificación y la conveniencia de normalizar las previsiones de los proyectos en garantía del interés y la seguridad pública, como de los interesados, aconseja y justifica la correspondiente reglamentación de las denominadas «acciones en la edificación».

En consideración de la importancia y de las exigencias de esta reglamentación fue constituida en el Ministerio de la Vivienda (Dirección General de Arquitectura, Economía y Técnica de la Construcción) una Comisión de expertos, que ha realizado una labor meritoria de estudio, examen y consulta sobre los problemas que la normalización de las acciones en la edificación plantea con carácter esencial, formulando el oportuno Proyecto de Normas, posteriormente sometido a informe de los más cualificados organismos, técnicos, públicos y privados.

En su virtud, a propuesta del Ministro de la Vivienda y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día veintiuno de diciembre de mil novecientos sesenta y dos,

DISPONGO:

Artículo primero.—Se aprueba la Norma M. V. ciento uno-mil novecientos sesenta y dos, «Acciones en la edificación», que se publicará, como anexo del presente Decreto, en el «Boletín Oficial del Estado».

Artículo segundo.—La Norma M. V. ciento uno-mil novecientos sesenta y dos será de obligatoria observancia en todos los proyectos de edificaciones públicas o privadas, de fecha posterior a la de uno de abril de mil novecientos sesenta y tres.

Artículo tercero.—En el plazo de un año desde la entrada en vigor de dicha Norma, el Ministerio de la Vivienda elevará al Consejo de Ministros el texto revisado de la Norma, teniendo en cuenta las experiencias y resultados de su aplicación.

Artículo cuarto.—Se derogan todas las disposiciones que se opongan a lo establecido en este Decreto, y en especial las restrictivas del uso del hierro en la edificación y los preceptos sobre acciones en la edificación contradictorias con la Norma M. V. ciento uno-mil novecientos sesenta y dos.

Artículo quinto.—Se autoriza al Ministerio de la Vivienda para aprobar las disposiciones y medidas necesarias y convenientes para la mejor ejecución y cumplimiento de cuanto se establece en el presente Decreto.

Así lo dispongo por el presente Decreto, dado en Madrid a diecisiete de enero de mil novecientos sesenta y tres.

FRANCISCO FRANCO

El Ministro de la Vivienda,
JOSE MARIA MARTINEZ SANCHEZ-ARJONA

NORMA MV 101-1962

ACCIONES EN LA EDIFICACION

CAPITULO 1

Generalidades

1.1. AMBITO DE APLICACION DE LA NORMA.—La norma MV 101-1962 se aplicará en el proyecto y en la obra de toda edificación, cualquiera que sea su clase y destino.

1.2. APLICACION DE LA NORMA EN LOS PROYECTOS.—El Arquitecto, o en los casos previstos en la legislación, el técnico autor del proyecto de una edificación, está obligado a conocer y a tener en cuenta la norma, pero puede, bajo su personal responsabilidad, adoptar valores de acciones y reacciones diferentes de los marcados en ella.

En la Memoria del proyecto figurará un apartado con el título «Acciones adoptadas en el cálculo», en el que detallará todos los valores que ha aplicado en el cálculo de cada uno de sus elementos resistentes y de su cimentación, reseñando expli-

citamente que se ajustan a lo prescrito en la norma, o en su caso, justificando por qué se apartan.

Los Colegios profesionales u otros organismos, para extender visado formal de un proyecto, comprobarán que en su Memoria figura el apartado antes indicado.

Los organismos que extiendan visado técnico de un proyecto comprobarán además que lo reseñado en dicho apartado se ajusta a la norma.

1.3. APLICACION DE LA NORMA EN LAS OBRAS.—El Arquitecto, o en los casos previstos en la legislación, el técnico director de obra, está obligado, si no es autor del proyecto, a comprobar lo que figura en el apartado «Acciones adoptadas en el cálculo» de la Memoria del proyecto.

En caso de no estar conforme, deberá redactar las precisas modificaciones de proyecto y dar cuenta de ellas a los organismos que visaron formal o técnicamente el proyecto.

El director de obra dará conocimiento de los valores adoptados al Aparejador, o en su caso al técnico ayudante, y al constructor de la obra, y dará las órdenes precisas para que durante la obra no se rebasen estos valores.

1.4. CLASIFICACION DE LAS ACCIONES.—Las acciones que en general actúan en los edificios son las que se definen a continuación. En casos especiales puede ser preciso tener en cuenta acciones de otra clase.

1.4.1. *Acción gravitatoria*.—Es la producida por el peso de los elementos constructivos, de los objetos que puedan actuar por razón de uso y de la nieve en las cubiertas. En ciertos casos puede ir acompañada de impactos o vibraciones. De ella se trata en los capítulos 2, 3 y 4.

1.4.2. *Acción del viento*.—Es la producida por las presiones y succiones que el viento origina sobre las superficies. De ella se trata en el capítulo 5.

1.4.3. *Acción térmica*.—Es la producida por las deformaciones debidas a los cambios de temperatura. De ella se trata en el capítulo 6.

1.4.4. *Acción reológica*.—Es la producida por las deformaciones que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por retracción, fluencia bajo las cargas u otras causas. De ella se trata en el capítulo 6.

1.4.5. *Acción sísmica*.—Es la producida por las aceleraciones de las sacudidas sísmicas. De ella se trata en el capítulo 7.

1.4.6. *Acción del terreno*.—Es la producida por el empuje activo o el empuje pasivo del terreno sobre las partes del edificio en contacto con él. Se desarrolla en los capítulos 8 y 9.

1.5. SIMULTANEIDAD DE LAS ACCIONES.—En el cálculo de una estructura se considerarán los casos de carga que se indican a continuación, detallando las acciones que se incluyen en cada uno de ellos.

CASO I.

Concargas (capítulo 2).
Sobrecargas de uso (capítulo 3, con las precisas hipótesis de alternancia según el artículo 3.8).
Sobrecargas de nieve (capítulo 4).
Asientos de apoyo (si, de acuerdo con el capítulo 8, deben considerarse).
Empujes del terreno (capítulo 9).

CASO II.

Todas las del caso I (con los valores que, combinados con los siguientes, produzcan los efectos más desfavorables).
Acciones del viento (capítulo 5).
Acciones térmicas y reológicas (capítulo 6).

CASO III. (Cuando sea preciso según el capítulo 7.)

Concargas, sobrecargas de uso y de nieve y asientos de apoyo (con los valores que, combinados con los siguientes, produzcan los efectos más desfavorables).
Empujes del terreno aumentados en el 25 por 100.
Acciones del viento reducidas en el 50 por 100.
Acciones térmicas y reológicas reducidas en el 50 por 100.
Acciones sísmicas (capítulo 7).

Las tensiones admisibles, y o los coeficientes de seguridad, aplicables en cada uno de los tres casos serán las que se indican en las normas para el cálculo de estructuras de los diferentes materiales.

1.6. NOTACIONES.—Las notaciones empleadas en la norma se detallan en la tabla 1.1.

TABLA 1.1 NOTACIONES EMPLEADAS EN LA NORMA

Simbolo	Dimensión	Descripción
<i>a</i>	L T ⁻²	Aceleración.
<i>a_g</i>	L T ⁻²	Aceleración de la gravedad.
<i>b</i>	L	Anchura.
<i>c</i>	—	Coefficiente eólico.
<i>d</i>	L	Canto de una sección.
<i>e</i>	—	Base de los logaritmos neperianos.
<i>f</i>	L	Profundidad del nivel freático.
<i>g</i>	F L ⁻²	Concarga unitaria.
<i>h</i>	L	Altura.
<i>k</i>	—	Factor eólico de esbeltez.
<i>n</i>	—	Indice de huecos de un terreno en %.
<i>p</i>	F L ⁻²	Sobrecarga unitaria. Presión.
<i>p_H</i>	F L ⁻²	Presión horizontal.
<i>p_N</i>	F L ⁻²	Presión normal a una superficie.
<i>p_V</i>	F L ⁻²	Presión vertical.
<i>q</i>	F L ⁻²	Carga unitaria.
<i>r</i>	—	Factor sísmico de reducción.
<i>s</i>	—	Coefficiente sísmico.
<i>t</i>	L	Grueso.
<i>u</i>	L	Perímetro de una sección.
<i>v</i>	L T ⁻¹	Velocidad del viento.
<i>w</i>	F L ⁻²	Presión dinámica del viento.
<i>y</i>	L	Profundidad de un empuje
<i>z</i>	L	Profundidad
<i>z₀</i>	L	Profundidad
<i>A</i>	L ²	Area de una sección.
<i>G</i>	F	Concarga aislada.
<i>P</i>	F	Sobrecarga aislada. Empuje.
<i>P_s</i>	F	Sobrecarga sísmica
<i>P_H</i>	F	Empuje horizontal.
<i>P_V</i>	F	Empuje vertical.
<i>Q</i>	F	Carga aislada.
<i>α</i>	—	Angulo de una cubierta.
		Angulo de incidencia del viento.
<i>β</i>	—	Angulo del talud de un terreno.
<i>γ</i>	F L ⁻³	Peso específico aparente.
<i>γ_a</i>	F L ⁻³	Peso específico aparente del agua.
<i>γ_v</i>	F L ⁻³	Peso específico virtual de un terreno aneado.
<i>δ</i>	—	Angulo de rozamiento entre terreno (o material) y muro
<i>κ</i>	F L ⁻²	Cohesión de un terreno.
<i>λ_H</i>	—	Coefficiente de empuje horizontal.
<i>λ_V</i>	—	Coefficiente de empuje vertical.
<i>ε</i>	—	Angulo de rozamiento interno.

CAPITULO 2

Acciones gravitatorias

2.1. **CLASIFICACIÓN DE LAS CARGAS.**—La carga producida por los pesos que gravitan sobre un elemento resistente, o una estructura, se descompone en concarga y sobrecarga.

2.11. **Concarga.**—Es la carga cuya magnitud y posición es constante a lo largo del tiempo, salvo el caso de reforma del edificio. Se descompone en peso propio y carga permanente.

2.12. **Peso propio.**—Es la carga debida al peso del elemento resistente. Constituye parte de la concarga.

2.13. **Carga permanente.**—Es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos, instalaciones fijas, etc., que soporta el elemento. Constituye parte de la concarga.

2.14. **Sobrecarga.**—Es la carga cuya magnitud y/o posición puede ser variable a lo largo del tiempo. Puede ser: de uso o de nieve.

2.15. **Sobrecarga de uso.**—Es la sobrecarga debida al peso de todos los objetos que puedan gravitar por el uso, incluso durante la ejecución.

2.16. **Sobrecarga de nieve.**—Es la sobrecarga debida al peso de la nieve sobre las superficies de cubierta

2.2. **DETERMINACIÓN DE PESOS.**—La determinación del peso de un cuerpo homogéneo se hará, en general, multiplicando su volumen por su peso específico aparente.

El volumen se calculará geoméricamente en función de sus dimensiones.

El peso específico aparente se determinará experimentalmente en los casos en que sea preciso. Para materiales de construcción pueden tomarse los valores consignados en la tabla 2.1; para materiales almacenables, los de la tabla 2.2 y para líquidos, los de la tabla 2.3

2.3. **DETERMINACIÓN DE LA CARGA PERMANENTE.**—En el proyecto de cada elemento resistente se considerarán las cargas debidas a los pesos de todos los elementos constructivos que gravitan permanentemente sobre él: muros, pisos, pavimentos, guarderíos, etc.; los tabiques, en los casos que se indican en el artículo 3.3; las instalaciones fijas; etc.

El peso de los elementos constructivos se calculará como se indica en el artículo 2.2, componiendo el de sus diversas partes cuando sean heterogéneas, y tomando el peso específico aparente que corresponda a las condiciones más desfavorables; por ejemplo, el del material húmedo en los elementos expuestos a la intemperie.

Para los casos mas frecuentes de fábricas y macizos pueden utilizarse los pesos por unidad de volumen consignados en la tabla 2.4, y para los de otros elementos constructivos, los pesos por unidad de superficie de la tabla 2.5

2.4. **DETERMINACIÓN DEL PESO PROPIO.**—El peso propio de un elemento resistente cuyas dimensiones van a determinarse en el cálculo, se estimará inicialmente, pudiendo para ello utilizarse tablas o fórmulas empíricas, o datos de estructuras construidas de características semejantes.

Con las dimensiones calculadas se determinará el peso propio real del elemento, y se rectificarán, si es preciso, los cálculos basados en la estimación.

2.5. **EMPUJES DE MATERIAS ALMACENADAS.**—Los empujes de las materias almacenadas sobre las paredes de depósitos o silos se calcularán por los métodos que se indican en los artículos 9.3 y 9.6, que sirven tanto para terrenos como para materias almacenadas.

El peso específico aparente γ y el angulo de rozamiento interno ϵ del material almacenado se determinarán experimentalmente cuando sea preciso, pudiendo utilizarse los valores de la tabla 2.2.

El ángulo de rozamiento entre material y pared δ se tomará en general con valor no superior a $\delta = \frac{2}{3} \epsilon$, debiendo tenerse en

cuenta que en el vaciado de depósitos o silos el rozamiento puede anularse.

TABLA 2.1 PESO ESPECIFICO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

Material	Peso específico aparente kg/m ³
A. Rocas.	
Arenisca	2.600
Arenisca porosa y caliza porosa	2.400
Basalto, diorita	3.000
Calizas compactas y mármoles	2.800
Granito, sienita, diabasa, pórfido	2.800
Gneis	3.000
Pizarra de tejados	2.800
B. Piedras artificiales.	
Adobe	1.600
Amiantocemento	2.000
Baldosa cerámica	1.800
Baldosa de gres	1.900
Baldosa hidráulica	2.100
Hormigón ordinario	2.200
Ladrillo cerámico macizo (0 a 10 % de huecos)	1.800
Ladrillo cerámico perforado (20 a 30 % de huecos)	1.400
Ladrillo cerámico hueco (40 a 50 % de huecos)	1.000
Ladrillo de escorias	1.400
Ladrillo silicocalcáreo	1.900

Material	Peso específico aparente kg/m ³
C. Maderas.	
Maderas resinosas:	
Pino, pinabete, abeto	600
Pino tea, pino melis	800
Maderas frondosas:	
Castaño, roble, nogal	800
D. Metales.	
Acero	7.850
Aluminio	2.700
Bronce	8.500
Cobre	8.900
Estaño	7.400
Latón	8.500
Plomo	11.400
Zinc	7.200
E. Materiales diversos	
Alquitran	1.200
Asfalto	1.300
Caucho en plancha	1.700
Líndole en plancha	1.200
Papel	1.100
Plástico en plancha	2.100
Vidrio plano	2.600

Material	Peso específico aparente kg/m ³	Angulo rozamiento interno
Centeno	800	35°
Guisantes	800	25°
Harina y salvado	500	45°
Heno prensado	170	—
Judías	750	30°
Maíz	750	25°
Malta triturada	400	45°
Patatas	750	30°
Remolacha azucarera desecada y cortada	300	40°
Remolacha, nabos o zanahorias ...	750	30°
Sémola	550	30°
Trigo	750	25°
D. Otras materias.		
Abonos artificiales	1.200	40°
Carburo	900	30°
Estiércol apelmazado	1.800	45°
Estiércol suelto	1.200	45°
Harina de pescado	800	45°
Hielo	900	30°
Mineral de hierro	3.000	40°
Pirita	2.700	45°
Pirita tostada	1.400	45°
Sal común	1.200	40°

TABLA 2.2 CARACTERÍSTICAS DE MATERIAS ALMACENABLES

Material	Peso específico aparente kg/m ³	Angulo rozamiento interno
A. Materiales de construcción.		
Arena	1.500	30°
Arena de pómez	700	35°
Cal en polvo	1.000	25°
Cal en terrón	1.000	45°
Cascote o polvo de ladrillo	1.300	35°
Cemento en sacos	1.600	—
Cemento en polvo	1.200	25°
Cenizas de cok	700	25°
Clinker de cemento	1.500	30°
Escoria de Altos Hornos (granulada)	1.100	25°
Escoria de Altos Hornos (troceada)	1.500	40°
Grava	1.700	40°
Yeso y escayola	1.250	25°
B. Combustibles.		
Briquetas de lignito, amontonadas	800	30°
Briquetas de lignito, apiladas	1.300	—
Carbón de leña en trozos	400	45°
Coque de hulla	500	45°
Hulla en bruto, con humedad de mina	1.000	45°
Hulla pulverizada	700	25°
Hulla en residuos de lavadero	1.200	0°
Hulla en otras formas	850	30°
Leña en astillas	200	45°
Leña troceada	400	45°
Lígnito	700	35°
Serrín de madera asentado	250	45°
Serrín de madera suelto	150	45°
C. Productos agrícolas.		
Avena	450	30°
Azúcar	750	35°
Cebada	650	25°

TABLA 2.3 PESO ESPECÍFICO DE LIQUIDOS

Material	Peso específico kg/m ³
Acete de creosota	1.100
Acete de linaza	940
Acete de oliva	920
Acete de ricino	970
Acete mineral	930
Acetona	790
Acido clorhídrico al 40 %	1.200
Acido nítrico al 40 %	1.250
Acido sulfúrico al 50 %	1.400
Agua	1.000
Alcohol etílico	800
Anilina	1.040
Bencina	700
Benzol	900
Cerveza	1.030
Gasolina	750
Leche	1.030
Petróleo	800
Sulfuro de carbono	1.290
Vino	1.000

TABLA 2.4 PESO DE FABRICAS Y MACIZOS

Elemento	Peso kg/m ³
A. Sillería.	
De basalto	3.000
De granito	2.800
De caliza compacta o mármol	2.800
De arenisca	2.600
De arenisca porosa o caliza porosa	2.400
B. Mampostería con mortero.	
De arenisca	2.400
De basalto	2.700
De caliza compacta	2.600
De granito	2.600


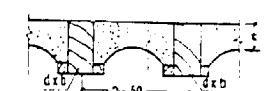

Elemento	Peso kg. m ²
C. Fábrica de ladrillo.	
Cerámico macizo	1.800
Cerámico perforado	1.500
Cerámico hueco	1.200
Silicocalcáreo macizo	2.000
D. Fábrica de bloques.	
Bloque hueco de mortero (pesado)	1.600

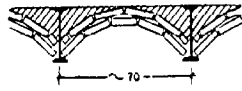
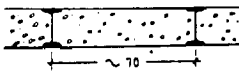
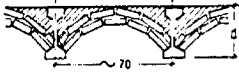
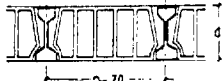


Elemento	Peso kg. m ²
Bloque hueco de mortero (ligero)	1.300
Bloque hueco de yeso	1.000
E. Hormigones.	
De grava, armado	2.400
De grava en masa	2.200
De cascote de ladrillo	1.900
De escoria	1.600

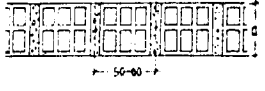
TABLA 2.5

PESO DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

		Peso kg. m ²			Peso kg. m ²
A. Tabiques (sin revestir).			Terrazo sobre mortero (5 cm de espesor total). Líndeo o losetas de goma sobre capa de mortero de 2 cm		80
Tabique de rasilla (3 cm)	40		Líndeo o losetas de goma sobre capa de mortero de 2 cm		50
Tabique de ladrillo hueco (4,5 cm)	60	D. Forjados de cubierta.			
Tabicón de ladrillo hueco (8 cm)	100	Enlustrado		5	
Tabicón de ladrillo hueco (12 cm)	140	Tablero de madera de 2,5 cm		15	
B. Revestimientos (por cm de grueso):			Tablero de rasilla (1 hoja)		40
Enfoscado o revoco de cemento	20	Tablero de rasilla (2 hojas)		100	
Revoco de cal, estuco	16	Tablero de rasilla (1-hoja) tendido de yeso		50	
Guarnecido de yeso	12	E. Materiales de cobertura.			
C. Pavimentos.			Una capa de cartón embreado		5
Baldosa hidráulica o cerámica:			Dos capas de cartón embreado		15
Grueso total, incluso relleno: 3 cm	50	Pizarra (1 2 vista)		20	
Grueso total, incluso relleno: 5 cm	80	Pizarra (1 3 vista)		30	
Grueso total, incluso relleno: 7 cm	110	Plancha ondulada de fibro-asfalto		5	
Tarima de 2 cm sobre rastrel recibido con yeso		30	Plancha ondulada de fibro-cemento		15
Parquet sobre tarima de 2 cm y rastrel	40	Plancha de plomo (1,5 mm)		18	
Corcho aglomerado sobre tarima de 2 cm con rastrel	40	Plancha de cinc (1 a 1,2 mm)		10	
		Teja curva ligera (1,6 kg por pieza)		40	
		Teja curva corriente (2,0 kg por pieza)		50	
		Teja curva pesada (2,4 kg por pieza)		60	
		Teja plana ligera (2,4 kg por pieza)		30	
		Teja plana corriente (3,0 kg por pieza)		40	
		Teja plana pesada (3,6 kg por pieza)		50	

G. Pisos		<i>t</i>	<i>d</i> × <i>b</i> (cm)	Peso kg. m ²
Viguetas de madera y entarimado.				
		2,5 cm	16 × 10	40
		3,0 cm	20 × 12	55
		3,5 cm	24 × 14	70
Viguetas de madera y bovedillas de yeso.				
		8 cm	16 × 10	100
		10 cm	20 × 12	130
		12 cm	24 × 14	160
Viguetas de madera y tablero de ladrillo.				
		Tablero		
		<i>d</i> × <i>b</i> (cm)		
		Tablero de rasilla (3 cm)	16 × 10	60
			20 × 12	70
			24 × 14	80
		Tablero de hueco (4,5 cm)	16 × 10	80
			20 × 12	90
			24 × 14	100
		Tablero doble de rasilla (2 × 1 = 7 cm)	16 × 10	120
			20 × 12	130
			24 × 14	140

G. Pisos		Bovedilla	IPN (cm)	Peso kg/m ²
Viguetas metálicas y bovedillas de ladrillo. 		Bovedilla doble de rasilla (2 × 3 + 1 = 7 cm) ...	10 16 20 24	130 170 210 250
		Bovedilla triple de rasilla (3 × 3 + 2 = 11 cm) ...	16 20 24	200 240 280
Viguetas metálicas y mortero ligero. 		Mortero		
		Densidad 1,500 kg/m ³	10 16 20	160 260 330
Viguetas de hormigón y bovedillas de ladrillo. 		Bovedilla		d (cm)
		Bovedilla doble de rasilla (2 × 3 + 1 = 7 cm) ...	16 20 24	180 220 280
Un tablero de rasilla tendido de yeso, como cielorraso, aumenta el peso en 50 kg/m ² .		Bovedilla triple de rasilla (3 × 3 + 2 = 11 cm) ...	16 20 24	210 250 290
		Bloque		d (cm)
Viguetas de hormigón y bloques huecos. 		Cerámico	16 20 24	100 130 160
		De mortero	16 20 24	120 150 180
Losa de hormigón armado. 		Canto d (cm)		
		8 10 12 15 20		190 240 290 360 480
Losa aligerada de hormigón armado. 		Bloque		canto d (cm.)
		Cerámico t = 3 cm	15 20 25	200 230 260
		Cerámico t = 5 cm	15 20 25	240 270 300
		De mortero t = 3 cm	15 20 25	220 250 280
		De mortero t = 5 cm	15 20 25	260 290 320

G. Pisos Losas de cerámica armada,	Canto <i>d</i> (cm)	Peso kg/m ²
		12
15		180
20		240

Un tablero de malla tendido de yeso, como cielorraso, aumenta el peso en 50 kg/m².

CAPITULO 3

Sobrecargas de uso

3.1. SOBRECARGA DE USO.—Sobrecarga de uso en un elemento resistente es el peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre él por razón de su uso: personas, muebles, instalaciones amovibles, materias almacenadas, vehículos, etc.

3.2. SOBRECARGA UNIFORME EN PISOS.—Sobre un piso la posición de los objetos cuyo peso constituye la sobrecarga de uso es variable e indeterminada en general. Por esta razón se sustituye su peso por una sobrecarga superficial uniforme, salvo en los casos especificados en los artículos 3.3, 3.4 y 3.5.

Para cada parte del edificio se elegirá un valor de sobrecarga de uso adecuado al destino que vaya a tener, sin que el valor elegido sea menor que el correspondiente a este uso en la tabla 3.1.

La sobrecarga de uso de un local de almacén se calculará determinando el peso de las materias almacenables con la máxima altura prevista. Puede calcularse con los pesos específicos aparentes de la tabla 2.2.

No se considerarán nunca incluidos en la sobrecarga de uso los pesos del pavimento del piso y del revestido del techo o de cualquier otro elemento que represente una carga permanente, como el relanzado de escaleras, que se computarán expresamente en la carga permanente.

TABLA 3.1 SOBRECARGAS DE USO

Uso del elemento	Sobrecarga kg/m ²
A. Azoteas	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
B. Viviendas	
Habitaciones de viviendas económicas	150
Habitaciones en otro caso	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	Según art. 3.5
C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	Según art. 3.5
D. Oficinas y comercios	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	Según art. 3.5
E. Edificios docentes	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	Según art. 3.5

Uso del elemento	Sobrecarga kg/m ²
F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos	
Locales con asientos fijos	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	Según art. 3.5
G. Calzadas y garajes	
Sólo automóviles de turismo	400
Camiones	1.000

3.3. SOBRECARGA DE TABIQUERÍA.—Aunque estrictamente hablando la tabiquería no constituye una sobrecarga, sin embargo, como en la vida de un edificio suele ser objeto de reformas, su peso se calculará asimilándolo a una sobrecarga superficial uniforme, que se adicionará a la sobrecarga de uso, siempre que se trate de tabiques ordinarios, cuyo peso por metro cuadrado no sea superior a 120 kg/m² (de ladrillo hueco o de placas ligeras, con guarnecido en ambas caras, de grueso total no mayor de 7 cm).

Cuando la sobrecarga de uso sea menor de 300 kg/m², la sobrecarga de tabiquería por metro cuadrado de piso que hay que adicionar no será inferior a 100 kg/m². Este valor corresponde a una distribución por m² de piso, de 0.5 m de tabique, de 2.50 m de altura y peso de 80 kg/m.

Cuando la sobrecarga de uso sea de 300 o de 400 kg/m², se podrá tomar como sobrecarga adicional de tabiquería la mitad del peso de ésta. Cuando la sobrecarga de uso sea mayor de 400 kg/m², no se precisa adicionar el peso de la tabiquería.

Cuando se trate de tabicones de peso superior a 120 kg/m², no asimilará su peso a una carga superficial uniforme, siendo preciso considerar la correspondiente carga lineal.

3.4. SOBRECARGAS AISLADAS.—Todo elemento resistente: vigueta, cable, correa, etc., debe calcularse para resistir las dos sobrecargas siguientes, actuando no simultáneamente: a) una sobrecarga aislada de 100 kg en la posición más desfavorable; b) la parte correspondiente de la sobrecarga superficial de uso, según los artículos 3.2 y 3.3.

Todo elemento resistente de calzadas y garajes debe calcularse para resistir las dos sobrecargas siguientes, actuando no simultáneamente: a) las sobrecargas aisladas originadas por las ruedas de los vehículos en las posiciones más desfavorables; b) la parte correspondiente de la sobrecarga superficial de uso, según tabla 3.1 G.

3.5. SOBRECARGA DE BALCONES VOLADOS.—Los balcones volados de toda clase de edificios se calcularán con una sobrecarga superficial, actuando en toda su área, igual a la de las habitaciones con que comunican, más una sobrecarga lineal, actuando en sus bordes frontales, de 200 kg/m.

3.6. SOBRECARGAS HORIZONTALES.—Los antepechos de terrazas, balcones, escaleras, etc., se calcularán para resistir una sobrecarga lineal horizontal, actuando en su borde superior, del valor siguiente:

Viviendas y edificaciones de uso privado	50 kg/m
Locales de uso público	100 kg/m

Se considerará toda otra sobrecarga horizontal que pueda producirse por el uso.

3.7. REDUCCION DE SOBRECARGAS.—En los edificios de varios pisos incluidos en los apartados B y C de la tabla 3.1 se podrá considerar para el cálculo de todo elemento resistente: jacena,

pilar, muro, cimiento, etc., que reciba la carga de varias plantas, la reducción en la suma de las sobrecargas de los elementos cuya carga recibe, que se indica en la tabla 3.2.

TABLA 3.2 REDUCCION DE SOBRECARGAS

Número de pisos que actúan sobre el elemento	Reducción en la suma de sobrecargas %
1, 2, 3	0
4	10
5	20
6 o más	30

La cubierta se considera como un piso.

3.8. HÍPÓTESIS DE APLICACIÓN DE SOBRECARGAS.—Cada elemento de una estructura se calculará con las solicitaciones más desfavorables que en muchos casos, especialmente en estructuras hiperestáticas, aparecen al actuar la sobrecarga completa sólo en determinadas partes de la estructura, estando las demás descargadas.

3.9. ACCIONES DINAMICAS.—El elemento que directamente soporta una sobrecarga que actúa con impacto se calculará con la sobrecarga multiplicada por un coeficiente de impacto. En el cálculo de los elementos que indirectamente soportan la sobrecarga, el coeficiente de impacto se reduce o anula.

Las sobrecargas A a F de la tabla 3.1 llevan ya incluido el efecto del impacto, salvo el caso en que se prevean causas extraordinarias.

En las calzadas con tráfico el coeficiente de impacto será de 1.4 para los vehículos.

La sobrecarga de máquinas que produzcan vibraciones se calculará teniendo en cuenta la influencia de éstas en la estructura.

CAPITULO 4

Sobrecargas de nieve

4.1. SOBRECARGA DE NIEVE.—Sobrecarga de nieve en una superficie de cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella.

4.2. PESO ESPECÍFICO APARENTE DE LA NIEVE.—El peso específico aparente de la nieve acumulada es muy variable, según las circunstancias, pudiendo servir de orientación los siguientes valores:

Nieve recién caída	120 kg/m ³
Nieve prensada o empapada	200 kg/m ³
Nieve mezclada con granizo	400 kg/m ³

4.3. SOBRECARGA SOBRE SUPERFICIE HORIZONTAL.—La sobrecarga de nieve sobre una superficie horizontal se supone uniformemente repartida, y su valor en cada localidad puede fijarse con los datos estadísticos locales, cuando existan con garantía suficiente. Cuando no existan datos estadísticos, el valor de la sobrecarga, en función de la altitud topográfica de la localidad, será el dado por la tabla 4.1.

TABLA 4.1 SOBRECARGA DE NIEVE SOBRE SUPERFICIE HORIZONTAL

Altitud topográfica h m	Sobrecarga de nieve kg/m ²
0 a 200	40
201 a 400	50
401 a 600	60
601 a 800	80
800 a 1.000	100
1.001 a 1.200	120
> 1.200	h:10

Aun para las localidades en que no nieva se debe adoptar una sobrecarga de cubierta no menor de 40 kg/m².

En la tabla 4.2 figura la altitud topográfica de las capitales de provincias españolas.

TABLA 4.2 ALTITUD TOPOGRAFICA DE LAS CAPITALES DE PROVINCIA

Capital	Altitud m
Aaiun (El)	M
Albacete	690
Alicante	M
Almería	M
Ávila	1.130
Badajoz	180
Barcelona	M
Bata	M
Bilbao	M
Burgos	880
Cáceres	440
Cádiz	M
Castellón de la Plana	M
Ciudad Real	640
Córdoba	100
Coruña (La)	M
Cuenca	1.010
Gerona	70
Granada	690
Guadalajara	680
Huelva	M
Huesca	470
Jaén	570
León	820
Lérida	150
Logroño	380
Lugo	470
Madrid	660
Málaga	M
Murcia	40
Orense	130
Oviedo	230
Palencia	740
Pamplona	450
Palma de Mallorca	M
Palmas (Las)	M
Pontevedra	M
Salamanca	780
San Sebastián	M
Santa Cruz de Tenerife	M
Santa Isabel	M
Santander	M
Segovia	1.000
Sevilla	16
Sidi Ifni	M
Soria	1.090
Tarragona	M
Teruel	950
Toledo	550
Valencia	M
Valladolid	690
Vitoria	520
Zamora	650
Zaragoza	210

La altitud topográfica de una población es variable. En la tabla se da la que corresponde a un punto importante de la capital, que se tomará como base para la sobrecarga de nieve. Las capitales marítimas se marcan con M.

4.4. SOBRECARGA SOBRE SUPERFICIE INCLINADA.—La sobrecarga de nieve sobre una superficie de cubierta que forme el ángulo α con el plano horizontal, que no ofrezca impedimento al deslizamiento de la nieve, tendrá por metro cuadrado de proyección horizontal el valor siguiente:

$$\begin{aligned}
 & \alpha < 60^\circ && p \cos \alpha \\
 & \alpha > 60^\circ && \text{cero}
 \end{aligned}$$

siendo p el valor de la sobrecarga sobre superficie horizontal.

Cuando la superficie de cubierta tenga resaltes u otros obstáculos que impidan el deslizamiento natural de la nieve, se tomará, cualquiera que sea el ángulo α , sobrecarga por metro cuadrado de proyección horizontal de valor p .

4.5. ACUMULACIONES DE NIEVE.—En las limahoyas y otras zonas de la cubierta, en donde pueda acumularse anormalmente la nie-

ve por deslizamiento en los faldones confluientes, o por efecto del viento se calculará la sobrecarga debida a las acumulaciones previsibles. El peso específico de la nieve figura en el artículo 4.2

4.6. DIFERENCIAS DE SOBRECARGA.—Se considerará la posibilidad de que la sobrecarga de nieve grave con valor distinto sobre zonas parciales de la cubierta a causa de desigualdades en la velocidad de fusión, arrastres de viento u otras causas.

En general, la diferencia de sobrecarga que se considere entre distintas partes de la cubierta tendrá valor no superior a 30 kg/m².

CAPITULO 5

Acciones del viento

5.1. DIRECCIÓN DEL VIENTO.—Se admite que el viento, en general actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Se considerará en cada caso la dirección o direcciones que produzcan las acciones más desfavorables.

Las estructuras se estudiarán ordinariamente bajo la actua-

ción del viento en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos. En casos especiales por ejemplo: estructuras reticuladas abiertas, construcciones con caras dentadas o con estructura oblicua a las fachadas, se estudiará además su acción en las direcciones sesgadas que resulten más desfavorables.

En los casos especiales que se señalan, y en otros que lo requieran, se considerará que la dirección del viento forma un ángulo de $\pm 10^\circ$ con la horizontal.

5.2. PRESIÓN DINÁMICA DEL VIENTO.—El viento de velocidad v (m/s) produce una presión dinámica w (kg/m²) en los puntos donde su velocidad se anula, de valor:

$$w = \frac{v^2}{16}$$

La presión dinámica que se considerará en el cálculo de un edificio, función de la altura de su coronación y de su situación topográfica, se da en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 PRESION DINAMICA DEL VIENTO

Altura de coronación del edificio sobre el terreno en m. cuando la situación topográfica es:		Velocidad del viento v		Presión dinámica w
Normal	Expuesta	m/s	km/h	kg/m ²
De 0 a 10	—	28	102	50
De 11 a 30	—	34	125	75
De 31 a 100	De 0 a 30	40	144	100
Mayor de 100	De 31 a 100	45	161	125
—	Mayor de 100	49	176	150

Se considera situación topográfica expuesta la de las costas, las crestas topográficas, los valles estrechos, los bordes de meseta, etc.

En casos especiales de situación topográfica muy expuesta, por ejemplo: en alta montaña, en desfiladeros, en acantilados, etc., pueden requerirse valores mayores, que se determinarán mediante estudio especial.

5.3. SOBRECARGA DEL VIENTO SOBRE UN ELEMENTO SUPERFICIAL.—El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria p (kg/m²) en la dirección de su normal, positiva

(presión) o negativa (succión), de valor dado por la expresión:

$$p = cw$$

siendo w la presión dinámica del viento y c el coeficiente eólico, positivo para presión o negativo para succión, que depende de la configuración de la construcción, de la posición del elemento y del ángulo α de incidencia del viento en la superficie. (Véase la figura de la tabla 5.2.)

5.4. SOBRECARGA LOCAL DE VIENTO EN CONSTRUCCIONES CERRADAS.—En una construcción cerrada, para obtener la sobrecarga local en cada elemento de su superficie exterior, se tomará el coeficiente eólico de la tabla 5.2.

Tabla 5.2 COEFICIENTE EOLICO DE SOBRECARGA LOCAL EN UNA CONSTRUCCION CERRADA

Situación Angulo de incidencia del viento α	Coeficiente eólico en:					
	Superficies planas		Superficies curvas rugosas		Superficies curvas muy lisas	
	A barlovento c_1	A sotavento c_2	A barlovento c_3	A sotavento c_4	A barlovento c_5	A sotavento c_6
En remanso $90^\circ - 0^\circ$	+ 0.8	- 0.4	+ 0.8	- 0.4	+ 0.8	- 0.4
En corriente						
90°	+ 0.8	- 0.4	+ 0.8	- 0.4	+ 0.8	- 0.4
80°	+ 0.8	- 0.4	+ 0.8	- 0.4	+ 0.8	- 0.4
70°	+ 0.8	- 0.4	+ 0.8	- 0.4	+ 0.4	- 0.4
60°	+ 0.8	- 0.4	+ 0.4	- 0.4	0	- 0.4
50°	+ 0.6	- 0.4	0	- 0.4	- 0.4	- 0.4
40°	+ 0.4	- 0.4	- 0.4	- 0.4	- 0.8	- 0.4
30°	+ 0.2	- 0.4	- 0.8	- 0.4	- 1.2	- 0.4
20°	0	- 0.4	- 0.8	- 0.4	- 1.6	- 2.0
10°	- 0.2	- 0.4	- 0.8	- 0.4	- 2.0	- 2.0
0°	- 0.4	- 0.4	- 0.4	- 0.4	- 2.0	- 2.0

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

En las superficies a resguardo, o sea situadas dentro de la proyección, en dirección del viento, de otro elemento, como, por ejemplo, en las cubiertas múltiples a diente de sierra, el coeficiente eólico se puede reducir en el 25 %.

En una construcción que tenga huecos (puertas o ventanas) actúa, además, sobre cada elemento una sobrecarga local en su superficie interior, que puede ser presión y puede ser succión cualquiera que sea la dirección del viento.

Se calculará con los siguientes coeficientes eólicos:

Presión interior: $c = + 0.4$

Succión interior: $c = - 0.2$

En una construcción que tenga en una cara un hueco o conjunto de huecos, cuya área practicable sea en total mayor que el tercio del área de la cara, sin producirse corriente de viento a través de la construcción, la sobrecarga interior se calculará con los siguientes coeficientes eólicos:

Hueco a barlovento: Presión interior: $c = + 0.8$

Succión interior: $c = - 0.2$

Hueco a sotavento: Presión interior: $c = + 0.4$

Succión interior: $c = - 0.4$

La sobrecarga exterior se combina con la interior. El coeficiente eólico total es la suma del de la sobrecarga exterior, más el de la interior cambiado de signo. El cálculo se realizará con la combinación o combinaciones que produzcan efectos más desfavorables.

5.5. SOBRECARGA TOTAL DE VIENTO SOBRE LAS CONSTRUCCIONES.— La sobrecarga total del viento sobre una construcción es la resultante de las sobrecargas locales sobre el total de su superficie.

En los casos ordinarios puede calcularse directamente esta sobrecarga total, admitiendo una presión uniforme sobre el área proyección de la construcción en un plano normal al viento, con el valor del coeficiente eólico dado en la tabla 5.3.

Se considerará incluso el área de los elementos eventuales: carteles, instalaciones, etc., que puedan existir. En las banderas sueltas se computará el 25 % del área de la tela.

TABLA 5.3 COEFICIENTE EOLICO DE SOBRECARGA TOTAL EN UNA CONSTRUCCION

Clase de construcción	Coficiente eólico c
<i>Construcciones prismáticas</i>	
De planta rectangular o combinación de rectángulos	1.2
De planta octogonal o análoga	1.0
<i>Construcciones cilíndricas</i>	
De superficie rugosa o nervada	0.8
De superficie muy lisa	0.6
<i>Construcciones esféricas</i>	
Esferas o semiesferas	0.4
Casquetes esféricos de relación altura: diámetro $\leq 1:4$	0.2

5.6. SOBRECARGA DE VIENTO EN CONSTRUCCIONES ABIERTAS.— Se denomina construcción abierta la que tiene corriente de viento a través de ella.

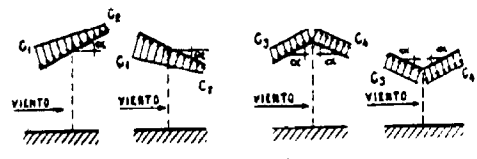
La sobrecarga total de viento sobre sus elementos se calcula, en general, como en el artículo 5.4. Un elemento a resguardo de otro, o sea situado dentro de su proyección en la dirección del viento, no recibe sobrecarga si la separación entre ambos es igual o menor que la mínima dimensión del elemento que resguarda. Si la separación es mayor, sin sobrepasar cinco veces la mínima dimensión, recibe sobrecarga reducida en el 25 %. Para separaciones superiores se considerará la sobrecarga total.

La sobrecarga total de viento se calculará como en el artículo 5.5, tomando el área de la proyección de la parte muerta de la construcción.

En este tipo de construcciones es muy importante tener en cuenta el área de todas las instalaciones solidarias que puedan existir.

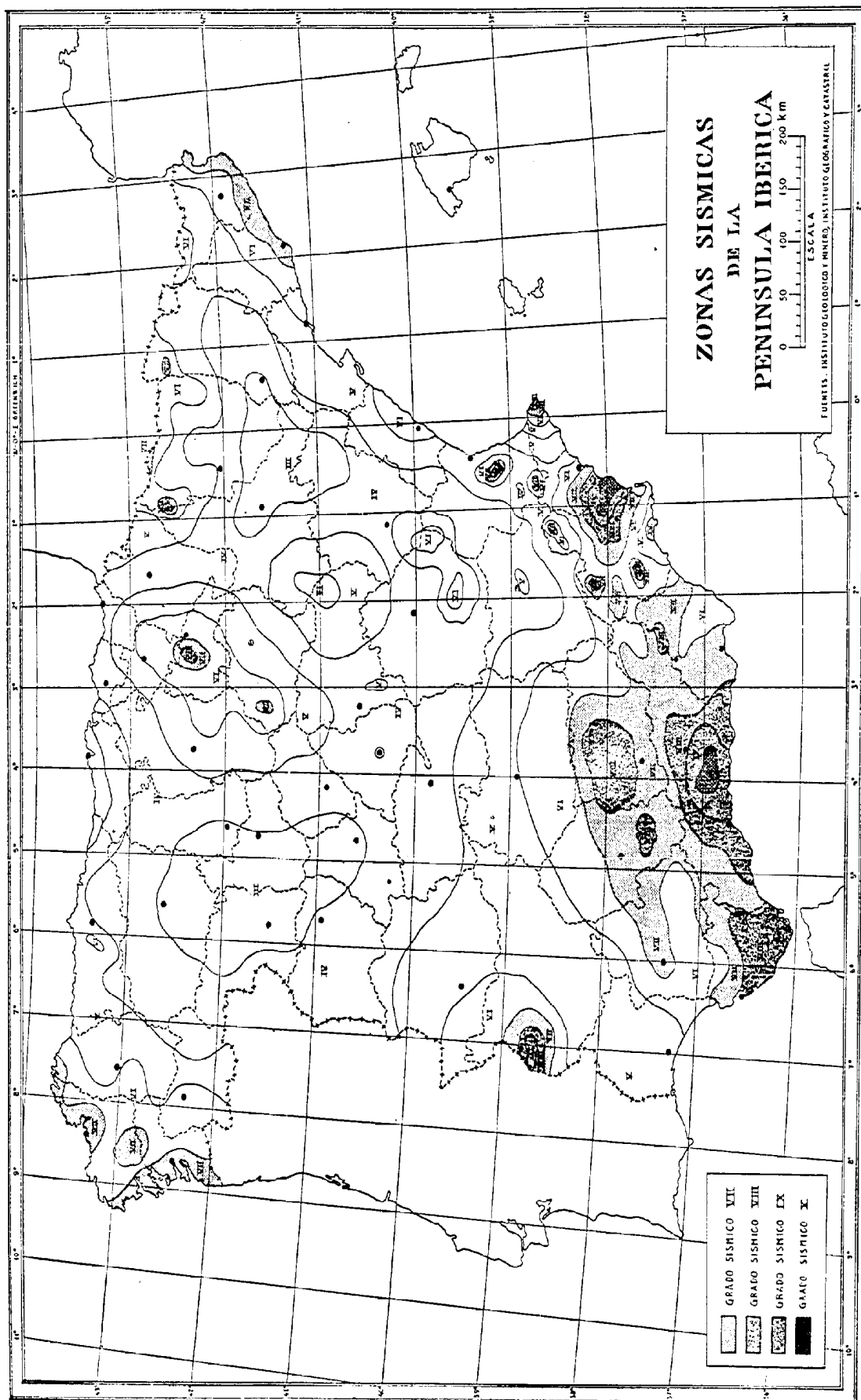
En los planos y diedros exentos la sobrecarga total, suma de la de sus dos caras, se calculará con los coeficientes eólicos dados en la tabla 5.4.

TABLA 5.4 COEFICIENTE EOLICO EN PLANOS Y DIEDROS EXENTOS



Angulo de incidencia del viento α	Coeficiente eólico en:					
	Planos exentos Se calcularán los efectos más desfavorables con $\alpha \geq 10^\circ$		Diedros exentos Se calculará cada elemento en los casos más desfavorables			
	En el borde a barlovento c_1	En el borde a sotavento c_2	Caso I		Caso II	
			En el plano a barlovento c_3	En el plano a sotavento c_4	En el plano a barlovento c_5	En el plano a sotavento c_6
90° a 60°	1.2	1.2	1.2	0	0.8	0.4
50°	1.4	1.0	1.2	0	0.6	0.6
40°	1.6	0.8	1.2	0	0.4	0.8
30°	1.6	0.8	1.2	0	0.4	0.8
20°	1.2	0.4	1.0	0	0.2	0.8
10°	0.8	0	0.8	0	0	0.8
0°	0	0	0	0	0	0

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.



5.7. INFLUENCIA DE LA ESBELTEZ.—La acción del viento es mayor en los edificios cuya esbeltez es grande. En función de la relación entre los valores medios de la altura h y de la an-

chura b de la construcción en el plano normal al viento, los coeficientes eólicos de los artículos 5.4, 5.5 y 5.6 se multiplicarán por el factor eólico de esbeltez k dado por la tabla 5.5.

Esbeltez:	$\frac{h}{b}$ si $h > b$ $\frac{b}{h}$ si $b > h$	1 a 5	10	60 o mayor
		Factor eólico de esbeltez k	1	1,25

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

En las estructuras reticuladas abiertas se aplicará el factor eólico de esbeltez k que corresponda a la esbeltez media de sus barras, si éste es mayor que el general de la estructura.

CAPITULO 6

Acciones térmicas y reológicas

6.1. ESTRUCTURAS AFECTADAS.—Las acciones producidas por las deformaciones debidas a las variaciones de temperatura y por las que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por otras causas deben tenerse en cuenta en las estructuras hiperestáticas, muy especialmente en arcos, bóvedas o estructuras semejantes, salvo en los casos que se detallan.

Pueden no considerarse acciones térmicas y reológicas en las estructuras formadas por pilares y vigas cuando se disponen juntas de dilatación a distancia adecuada.

Suele estimarse que la distancia entre juntas de dilatación en estructuras ordinarias de edificación, de acero laminado o de hormigón armado no debe sobrepasar 40 m. Esta distancia suele aumentarse a 50 m si los pilares son de rigidez pequeña, y reducirse a 30 m si los pilares son de rigidez grande.

6.2. VARIACIÓN DE TEMPERATURA.—Los valores de variación de temperatura que deben adoptarse en el cálculo, a menos de haber realizado determinaciones directas en la localidad, son los siguientes:

Estructuras metálicas a la intemperie y expuestas a la radiación solar directa $\pm 30^\circ$
 Estructuras a la intemperie en los demás casos $\pm 20^\circ$

En las estructuras con revestimientos que aseguren una variación de temperatura no superior a $\pm 10^\circ$ puede prescindirse, en general, de considerar las acciones térmicas.

6.3. VARIACIONES DIFERENCIALES DE TEMPERATURA.—Deben considerarse las acciones producidas por deformaciones debidas a temperaturas diferentes en zonas distintas de la estructura, en el caso de que puedan presentarse.

6.4. COEFICIENTES DE DILATACIÓN.—En el cálculo de las deformaciones se adoptarán los siguientes valores para el coeficiente de dilatación térmica:

Acero laminado 0.000012 m/m °C.
 Hormigón armado 0.000011 m/m °C.

6.5. ACCIONES REOLÓGICAS.—En las estructuras construidas con materiales en que se producen deformaciones en el transcurso del tiempo, debidas a la retracción, a la fluencia bajo las cargas o a otras causas, las variaciones dimensionales a tener en cuenta, según el artículo 6.1, se calcularán siguiendo las directrices de las normas para el cálculo de las estructuras de dichos materiales.

Las acciones reológicas son despreciables, en general, en los materiales metálicos, debiendo considerarse en el hormigón en masa, armado y pretensado.

CAPITULO 7

Acciones sísmicas

7.1. CASOS EN QUE DEBEN CONSIDERARSE.—Se tendrán en cuenta las acciones sísmicas en las localidades cuyo grado sísmico de la escala de MERCALLI, modificada por WOOD-NEUMANN, sea igual o superior a VII, siendo potestativo tenerlas en cuenta en localidades cuyo grado sea VI o inferior.

7.2. ZONAS SÍSMICAS.—El grado sísmico de las capitales de provincia se indica en la tabla 7.1, en la que se destacan las capitales en que es preceptivo considerar las acciones sísmicas. El grado sísmico de las demás localidades se determinará mediante el mapa de las zonas sísmicas de la Península Ibérica.

Capital	Grado sísmico
Aaiun (El)	IV
Albacete	VI
Alicante	VII
Almería	III
Ávila	VIII
Badajoz	VII
Barcelona	IV
Bata	V
Bilbao	V
Burgos	VIII
Cáceres	VI
Cádiz	V
Castellón	VII
Ciudad Real	VII
Córdoba	VII
Coruña	IV
Cuenca	VI
Gerona	VIII
Granada	IV
Guadalajara	V
Huelva	V
Huesca	VII
Jáen	III
León	IV
Lérida	VI
Logroño	VI
Lugo	IV
Madrid	VIII
Málaga	VIII
Murcia	VI
Orens-	V
Oviedo	III
Palencia	IV
Pamplona	IV
Palma de Mallorca	IV
Palmas (Las)	VII
Pontevedra	IV
Salamanca	IV
San Sebastián	IV
Santa Cruz de Tenerife	VI
Santa Isabel	IV
Santander	IV
Segovia	VII
Sevilla	V
Sidi ltni	VI
Soria	VI
Tarragona	IV
Teruel	IV
Toledo	V
Valencia	III
Valladolid	IV

Capital	Grado sísmico
Vitoria	VI
Zamora	III
Zaragoza	III

Fuente: Instituto Geológico y Minero, Instituto Geográfico y Catastral.
Fuentes de evaluación.

7.3. COEFICIENTE SÍSMICO.—Coeficiente sísmico s , para el cálculo, es la relación entre la aceleración horizontal a producida por las sacudidas sísmicas en cada elemento, y la aceleración de la gravedad a_g .

$$s = \frac{a}{a_g}$$

La aceleración a para cada elemento depende del grado sísmico de la localidad, y además de la clase de terreno de cimentación y del tipo de construcción. El valor del coeficiente sísmico s que se tomará en cada caso se da en la tabla 7.2.

Tipo de construcción	Valor del coeficiente sísmico en localidades cuyo grado sísmico es:				
	≤ VI	VII	VIII	IX	X
Construcciones entramadas sobre:					
a) Terrenos compactos (rocas, graveras y arenosos gruesos, arcillosos duros, etc.)	0	0.03	0.05	0.07	0.10
b) Terrenos semicompactos (arenosos finos, arcillosos semiduros, etc.)	0	0.04	0.08	0.10	0.15
c) Terrenos blandos, arcillosos blandos y fluidos, etc.) y construcciones sobre pilotes	0.01	0.05	0.10	0.15	0.20
Torres, depósitos elevados, casos análogos	0.01	0.05	0.10	0.15	0.20
Construcciones con muros de fábrica, no entramados ...	0.01	0.05	0.10	0.15	0.20
Ornamentos aislados y elementos en mensula vertical u horizontal	0.02	0.10	0.20	0.30	0.50

7.4. SOBRECARGAS SÍSMICAS.—La sobrecarga sísmica horizontal P , producida por las sacudidas sísmicas sobre cada elemento se calculará con la fórmula:

$$P = sQ$$

siendo s el coeficiente sísmico y Q la carga vertical que gravita directamente sobre el elemento, calculada según el artículo 7.5. La sobrecarga sísmica actúa en el centro de gravedad del elemento en un plano horizontal, pudiendo tomar dentro de él cualquier dirección, y eligiéndose para el cálculo aquella o aquellas direcciones que sean más desfavorables, cada una en ambos sentidos.

En el cálculo de una estructura se tendrán en cuenta las sobrecargas sísmicas que se producen en cada uno de sus elementos. En general, se calculan las estructuras admitiendo que en las cabezas de los soportes actúan las sobrecargas sísmicas de vigas y muros. Los muros u otros elementos verticales se calcularán, si es preciso, con sobrecargas sísmicas repartidas en su altura.

Las sobrecargas sísmicas verticales, debidas a la aceleración sísmica vertical, se consideran, en general, despreciables, salvo el caso de elementos volados.

7.5. CARGAS VERTICALES PARA EL CÁLCULO DE SOBRECARGAS SÍSMICAS.—La carga vertical Q que figura en el artículo 7.4 se calculará con la expresión:

$$Q = G + rP$$

siendo G la carga y P la sobrecarga vertical, que actúan sobre el elemento que se estudia y r el factor sísmico de reducción, cuyo valor figura en la tabla 7.3.

Clase de sobrecarga	Factor sísmico de reducción r
<i>Sobrecargas de uso, según Tabla 3.1:</i>	
Apartados A, B, y C	0.5
Apartado D, excepto locales de almacén ...	0.7
Apartados E, F, y G, y locales de almacén...	1.0
<i>Sobrecargas de nieve</i>	
En todo caso	1.0

7.6. CASOS ESPECIALES.—Cuando el autor del proyecto, debido a la ubicación o las características de las obras, considere precisa una ampliación de datos, se recomienda una consulta a los servicios oficiales de sismología (1).

CAPITULO 8

Presiones en terreno de cimentación

8.1. CLASIFICACIÓN DE LOS TERRENOS DE CIMENTACIÓN.—En consideración a su comportamiento frente a las cargas de cimentación, y a los efectos de determinar las presiones admisibles, según el artículo 8.2, se clasifican los terrenos de cimentación en: rocas, terrenos sin cohesión, terrenos coherentes y terrenos deficientes.

8.11. Rocas.—Formaciones geológicas sólidas, con notable resistencia a compresión. Se agrupan en:

A. Rocas isotropas.—Sin visible estratificación: granitos, dioritas, etc.

B. Rocas estratificadas.—Con visible estratificación laminar: pizarras, esquistos, etc.

8.12. Terrenos sin cohesión.—Terrenos formados fundamentalmente por áridos: grava, arena y limo inorgánico, pudiendo contener arcillas en cantidad moderada. Predomina en ellos la resistencia debida al rozamiento interno. Se clasifican en:

A. Terrenos de graveras.—Si predominan las gravas y gravillas, conteniendo al menos un 30% de estos áridos.

B. Terrenos arenosos gruesos.—Si predominan las arenas gruesas y medias, conteniendo menos del 30% de gravas y gravillas y menos del 50% de arenas finas y limo inorgánico.

C. Terrenos arenosos finos.—Si predominan las arenas finas, conteniendo menos del 30% de grava y gravilla y más del 50% de arenas finas y limo inorgánico.

A estos efectos, se denominarán los áridos, según el tamaño de sus grancs, como sigue:

Gravas y gravillas: mayor de 2 mm.

Arenas gruesas y medias: entre 2 y 0.2 mm.

Arenas finas: entre 0.2 y 0.06 mm.

Limos inorgánicos: menor de 0.06 mm.

8.13. Terrenos coherentes.—Terrenos formados fundamentalmente por arcillas, que pueden contener áridos en cantidad moderada. Al secarse forman terrones que no pueden pulverizarse con los dedos. Predomina en ellos la resistencia debida

(1) Servicio de Sismología del Instituto Geográfico y Catastral, Instituto Geológico y Minero.

a la cohesión. Según su consistencia, y su resistencia a compresión en estado natural no alterado, se clasifican en:

A. Terrenos arcillosos duros.—Los terrones con su humedad natural se rompen difícilmente con la mano. Tonalidad, en general, clara. Resistencia a compresión superior a 4 kg/cm².

B. Terrenos arcillosos semiduros.—Los terrones con su humedad natural se amasan difícilmente con la mano. Tonalidad, en general, oscura. Resistencia a compresión entre 2 y 4 kg/cm².

C. Terrenos arcillosos blandos.—Los terrones con su humedad natural se amasan fácilmente, permitiendo obtener entre las manos cilindros de 3 mm. de diámetro. Tonalidad, en general, oscura. Resistencia a compresión entre 1 y 2 kg/cm².

D. Terrenos arcillosos fluidos.—Los terrones con su humedad natural presionados en la mano cerrada fluyen entre los dedos. Tonalidad, en general, oscura. Resistencia a compresión inferior a 1 kg/cm².

3.14. *Terrenos deficientes*.—Terrenos en general no aptos para la cimentación. Entre ellos se encuentran los siguientes:

A. Fangos inorgánicos.—Limos inorgánicos y arcillas con gran cantidad de agua, que no permite la formación de cilindros que resistan su propio peso.

B. Terrenos orgánicos.—Los que contienen proporción notable de materia orgánica.

C. Terreno de relleno o echadizos.—De naturaleza artificial, como vertederos sin consolidar.

3.2. PRESIONES ADMISIBLES EN EL TERRENO.—La presión admisible en un terreno, bajo cargas verticales, depende fundamentalmente de la naturaleza del terreno y de la profundidad y anchura del cimiento, y además de otras circunstancias.

La variedad y dificultad de clasificación de los terrenos sólo permite dar valores de la presión admisible a título de orientación, debiendo en cada caso el autor del proyecto, con su criterio técnico y tras el reconocimiento y ensayos del terreno que considere precisos, elegir para cada caso la presión admisible que considere adecuada.

Igualmente es preciso observar que si bien los valores que figuran en la tabla 8.1 se consideran admisibles para cada clase de terreno que en ella se especifica, dichos valores no garantizan que los asentamientos que se produzcan sean tolerables para cada obra en particular, debiendo el autor del proyecto comprobar en cada caso estos extremos.

Con las salvedades que se acaban de señalar, los valores de las presiones admisibles se consignan en la tabla 8.1.

Naturaleza del terreno		Presión admisible en kg/cm ² , para profundidad de cimentación en metros de:				
		0	0.5	1	2	≥ 3
1. Rocas (1)						
No estratificadas		30	40	50	60	80
Estratificadas		10	12	16	20	20
2. Terrenos sin cohesión (2)						
Graveros		—	4	5	6.3	8
Arenosos gruesos		—	2.5	3.2	4	5
Arenosos finos		—	1.6	2	2.5	3.2
3. Terrenos coherentes						
Arcillosos duros		—	—	4	4	4
Arcillosos semiduros		—	—	2	2	2
Arcillosos blandos		—	—	1	1	1
Arcillosos fluidos		—	—	0.5	0.5	0.5
4. Terrenos deficientes						
Fangos. Terrenos orgánicos. Rellenos sin consolidar.		En general resistencia nula, salvo que se determine experimentalmente el valor admisible.				
Observaciones:						
(1) a) Los valores que se indican corresponden a rocas sanas, pudiendo tener alguna grieta. b) Para rocas meteorizadas o muy agrietadas las tensiones se reducirán prudencialmente.						
(2) a) Los valores indicados se refieren a terrenos consolidados que requieren el uso del pico para removerlos. Para terrenos de consolidación media en que la pala penetra con dificultad, los valores anteriores se multiplicarán por 0.8. Para terrenos sueltos, que se remuevan fácilmente con la pala, los valores indicados se multiplicarán por 0.5. b) Los valores indicados corresponden a una anchura de cimiento igual o superior a 1 m. En caso de anchuras inferiores, la presión se multiplicará por la anchura del cimiento expresada en metros. c) Cuando el nivel freático diste de la superficie de apoyo menos de su anchura, los valores de la Tabla se multiplicarán por 0.8.						

8.3. PRESIONES EN LAS CAPAS PROFUNDAS.—Cuando el terreno que soporta el cimiento descansa sobre otro cuya presión admisible sea inferior, se comprobará que la presión resultante sobre el inferior no excede de la presión admisible que le corresponda.

El cálculo de las presiones sobre el terreno inferior puede determinarse con los métodos de la Mecánica del Suelo, o puede suponerse uniforme en cada capa de terreno, en la superficie limitada por sus intersecciones con planos trazados por los bordes de la cimentación, que formen ángulo de 30° con la

vertical. En el caso de zapatas próximas, si los planos a 30° contiguos se cortan, se tomará el plano vertical que pasa por su intersección.

8.4. **PRESIÓN GENERAL EN TERRENOS COHERENTES.**—En caso de terrenos coherentes, se comprobará además que la carga total de cada cuerpo de edificación, disminuída en el peso del terreno excavado y dividida por la superficie que ocupa en planta, no excede de la mitad de la presión admisible que corresponda al terreno en la tabla 8.1.

8.5. **CONSIDERACIÓN DE LOS ASIENTOS.**—Cuando calculados los asentamientos o sus diferencias entre las diversas zonas del edificio no sean de valor tolerable, se reducirán las presiones admisibles hasta conseguir que lo sean.

El asiento máximo tolerable se fijará por el autor del proyecto atendiendo a las características especiales de cada tipo de obra. Ello no obstante, y a título de orientación, se fijan los valores que indica la tabla 8.2.

TABLA 8.2 ASIENTOS GENERALES ADMISIBLES

Características del edificio	Asiento general, máximo admisible en terrenos:	
	Sin cohesión	Coherentes
	mm	mm
Obras de carácter monumental.	12	25
Edificios con estructura de hormigón armado de gran rigidez.	25	50
Edificios con estructura de hormigón armado de pequeña rigidez. Estructuras metálicas hiperestáticas. Edificios con marcos de fábrica.	50	75
Estructuras metálicas isostáticas. Estructuras de madera. Estructuras provisionales.	> 50	> 75

Comprobando que no se produce desorganización en la estructura ni en los cerramientos.

8.6. **CARGAS EXCÉNTRICAS.**—Cuando la actuación de cargas sobre el cimiento produzca por su excentricidad presiones no uniformes sobre el terreno, se admitirá en los bordes un aumento del 25 % en la presión admisible indicada en la tabla 8.1, siempre que la presión en el centro de gravedad de la superficie de apoyo no exceda de la presión admisible.

8.7. **SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.**—Cuando la resultante de las fuerzas transmitidas al terreno incida oblicuamente sobre la superficie de contacto del cimiento y terreno, el terreno deberá ser capaz de equilibrar la componente horizontal de aquella resultante multiplicada por 1.5. El equilibrio se consigue por el rozamiento entre cimiento y terreno, y en algunos

casos, además, con el empuje pasivo del terreno. Sólo podrá contarse con este empuje pasivo en los casos en que el terreno no pueda desaparecer definitiva o temporalmente y sean admisibles los corrimientos horizontales de la estructura, precisos para originar los referidos empujes.

No se contará en ningún caso con el empuje pasivo de la capa superior del terreno en una profundidad de un metro.

8.8. **CARGAS A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE LA CIMENTACIÓN.** En el cálculo de las presiones sobre el terreno se considerarán las combinaciones más desfavorables de las concargas, incluido el peso propio de la cimentación, y de las sobrecargas de uso, de nieve, de viento, etc., con sus reducciones admisibles.

Se tendrán en cuenta las subpresiones en el caso que la cimentación alcance la capa freática.

8.9. **RECONOCIMIENTO DEL TERRENO.**—Para la elección de la presión admisible en el terreno se procederá a un reconocimiento de éste. Los criterios que suelen seguirse son los que a continuación se indican :

8.9.1. Estudio de las observaciones e informaciones locales, así como del comportamiento de las cimentaciones de edificios próximos.

8.9.2. Realización de perforaciones o calicatas, con profundidad suficiente para llegar a todas las capas que puedan influir en los asentamientos de la obra, y en número necesario para juzgar de la naturaleza de todo el terreno afectado por la edificación.

La profundidad de las perforaciones no será en general inferior a las siguientes:

A. Cimentaciones discontinuas.—Tres veces el ancho mínimo de las zapatas, con un mínimo de cinco metros.

B. Cimentaciones continuas.—Vez y media el ancho de la placa de cimentación.

Estas profundidades se aumentarán prudencialmente en el caso de terrenos de mala calidad, en el que se presuma que puedan existir a profundidad que afecte a la obra, y en el de terrenos de estructura irregular.

8.9.3. Si con los estudios y observaciones de los apartados anteriores u otros adecuados no pudiera fijarse de manera clara la presión admisible para el terreno, se procederá a la realización de los ensayos precisos que deben ser programados, ejecutados e interpretados por personal especializado.

CAPITULO 9

Empujes del terreno

9.1. **CARACTERÍSTICAS DE LOS TERRENOS.**—El cálculo de los empujes se realizará utilizando los métodos de la Mecánica del Suelo. Las características de cada terreno: peso específico aparente γ , índice de huecos n , ángulo de rozamiento interno φ y cohesión c , se determinarán experimentalmente.

Quando se juzgue necesario se realizarán los ensayos precisos, que deben ser programados, ejecutados e interpretados por personal especializado que domine las técnicas correspondientes.

En terrenos coherentes debe procederse con gran prudencia al fijar el valor de la cohesión, ya que varía con el grado de humedad del terreno, disminuyendo rápidamente cuando éste pasa de un cierto límite, así como a causa de posibles acciones perturbadoras de los agentes climatológicos. Si no se efectúa determinación directa de las características del terreno, se supondrá cohesión nula en todo caso y se tomarán los valores de la tabla 9.1

TABLA 9.1 CARACTERÍSTICAS EMPÍRICAS DE LOS TERRENOS

Clase de terreno	Peso específico aparente γ t/m ³	Ángulo de rozamiento interno φ grados	Índice de huecos n %
Terrenos naturales			
Grava y arena compacta	2.0	30°	30
Grava y arena suelta	1.7	30°	40
Arcilla	2.1	20°	—
Rellenos			
Tierra vegetal	1.7	25°	40
Terraplén	1.7	30°	40
Pedraplén	1.8	40°	35

9.2. ROZAMIENTO ENTRE TERRENO Y MURO.—El ángulo de rozamiento, δ , entre un terreno y un muro depende principalmente: del ángulo de rozamiento interno del terreno, de su grado de humedad y de la rugosidad del paramento del muro. El valor de δ puede determinarse experimentalmente o estimarse con las consideraciones siguientes:

En los casos más desfavorables, como, por ejemplo, en terrenos coherentes anegados o en muros de superficie muy lisa, se tomará un ángulo de rozamiento:

$$\delta = 0^\circ$$

Con terrenos bien drenados y muros de superficie muy rugosa, el máximo valor posible del ángulo de rozamiento es $\delta = \varphi$. Para el cálculo de los empujes, salvo justificación especial, no se pasará del valor:

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi$$

9.3. EMPUJE ACTIVO.—Para el cálculo de los empujes activos de terrenos sin cohesión se recomienda aplicar la teoría de COULOMB, que proporciona valores suficientemente aproximados. Con muro de trasdós plano (fig. 1), que forma un ángulo α con la horizontal, y superficie del terreno plana, formando un talud de ángulo β , sobre la que actúa una carga uniformemente repartida de valor q por m de proyección, las componentes horizontal P_H y vertical P_V de la presión sobre el muro, a la profundidad z , contada a partir de la coronación del muro, tienen las expresiones siguientes:

$$P_H = (\gamma z + q) \lambda_H$$

$$P_V = (\gamma z + q) \lambda_V$$

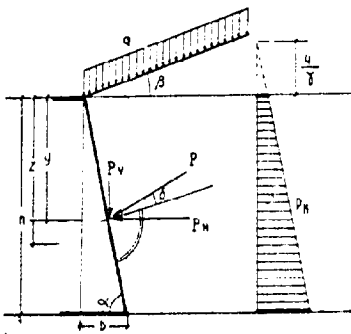


Figura 1

Los coeficientes de empuje activo λ_H y λ_V vienen dados por las expresiones:

$$\lambda_H = \frac{\text{sen}^2(z + \beta)}{\text{sen}^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(z + \delta) \text{sen}(z - \beta)}{\text{sen}(z - \delta) \text{sen}(z + \beta)}} \right]^2}$$

$$\lambda_V = \lambda_H \cot(z - \delta)$$

puediendo tomarse de la tabla 9.2.

Como valor β del ángulo de talud de la superficie libre del terreno, respecto a la horizontal, se tomará el más desfavorable de los que sean posibles.

Las componentes horizontal P_H y vertical P_V del empuje total P , por unidad de longitud de muro, tienen por expresiones:

$$P_H = (\gamma \frac{h^2}{2} + qh) \lambda_H$$

$$P_V = (\gamma \frac{h^2}{2} + qh) \lambda_V$$

El punto de aplicación del empuje P se encuentra a una profundidad y desde la coronación del muro dada por la expresión:

$$y = h \frac{2\gamma h + 3q}{2\gamma h + 6q}$$

TABLA 9.2		COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO															
Ángulo de rozamiento interno del terreno δ	Ángulo de rozamiento entre terreno y muro δ	Ángulo del talud del terreno β	Coeficiente λ_v de empuje activo horizontal, siendo la inclinación del muro $b : h = \cot \alpha$:														
			0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0				
0°	0°	0°	0.8	0.71	0.67	0.62	0.56	0.49	0.42	0.57	0.40	0.25	0.11	0	—0.08		
			0.6	0.78	0.73	0.67	0.60	0.52	0.44	0.62	0.44	0.27	0.12	0	—0.09		
			0.4	0.83	0.81	0.74	0.65	0.57	0.48	0.70	0.49	0.29	0.13	0	—0.10		
			0.2	0.92	0.92	0.83	0.74	0.64	0.54	0.81	0.55	0.33	0.15	0	—0.11		
			0.0	1.01	1.01	0.92	0.83	0.76	0.66	0.88	0.79	0.46	0.20	0	—0.15		
			0.8	0.63	0.60	0.56	0.51	0.45	0.39	0.64	0.46	0.28	0.16	0.05	—0.03		
			0.6	0.70	0.66	0.62	0.56	0.48	0.40	0.71	0.51	0.31	0.18	0.06	—0.03		
			0.4	0.80	0.75	0.68	0.61	0.54	0.46	0.81	0.58	0.34	0.20	0.06	—0.04		
			0.2	0.95	0.87	0.79	0.70	0.61	0.52	0.96	0.67	0.39	0.23	0.07	—0.04		
			0.0	1.07	1.01	0.92	0.83	0.76	0.66	1.01	0.76	0.48	0.33	0.10	—0.06		
			20°	6° 40'	0°	0.8	0.56	0.54	0.52	0.43	0.37	0.73	0.53	0.36	0.23	0.10	0.01
						0.6	0.63	0.61	0.57	0.46	0.40	0.31	0.81	0.60	0.40	0.24	0.11
0.4	0.73	0.69				0.64	0.58	0.51	0.44	0.93	0.67	0.45	0.27	0.12	0.02		
0.2	0.80	0.82				0.75	0.67	0.59	0.50	1.01	0.81	0.53	0.31	0.14	0.02		
0.0	0.97	1.01				0.92	0.83	0.76	0.66	1.18	0.92	0.62	0.47	0.21	0.03		
0.8	0.43	0.49				0.47	0.44	0.40	0.35	0.80	0.60	0.42	0.27	0.15	0.05		
0.6	0.56	0.55				0.53	0.44	0.44	0.38	0.92	0.69	0.47	0.29	0.16	0.06		
0.4	0.66	0.64				0.60	0.55	0.48	0.43	1.08	0.78	0.54	0.33	0.18	0.06		
0.2	0.82	0.77				0.71	0.64	0.57	0.48	1.01	0.83	0.59	0.39	0.21	0.07		
0.0	0.97	0.91				0.83	0.76	0.68	0.58	1.35	1.01	0.69	0.48	0.28	0.12		
20°	20°	20°				0.8	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12
						0.6	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12
			0.4	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			0.2	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			0.0	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			0.8	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			0.6	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			0.4	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			0.2	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			0.0	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			20°	20°	20°	0.8	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12
						0.6	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12
0.4	1.47	1.31				1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
0.2	1.47	1.31				1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
0.0	1.47	1.31				1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
0.8	1.47	1.31				1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
0.6	1.47	1.31				1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
0.4	1.47	1.31				1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
0.2	1.47	1.31				1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
0.0	1.47	1.31				1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
20°	20°	20°				0.8	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12
						0.6	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12
			0.4	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			0.2	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			0.0	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			0.8	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			0.6	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			0.4	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			0.2	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			
			0.0	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	1.47	1.28	0.92	0.60	0.32	0.12			

Angulo de rozamiento interno del terreno δ	Angulo de rozamiento de terreno y muro δ	Angulo del talud del terreno β	Coeficiente λ_u de empuje activo horizontal, siendo la inclinación del muro $b : h = \cot \alpha =$						Coeficiente λ_v de empuje activo vertical, siendo la inclinación del muro $b : h = \cot \alpha =$					
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
25°	0°	0°	0.65	0.60	0.55	0.48	0.41	0.33	0.52	0.36	0.22	0.10	0	-0.07
		10°	0.79	0.72	0.64	0.55	0.46	0.37	0.63	0.43	0.26	0.11	0	-0.07
		15°	0.89	0.80	0.70	0.60	0.50	0.41	0.71	0.48	0.28	0.12	0	-0.08
		20°	1.03	0.92	0.80	0.69	0.57	0.46	0.82	0.55	0.32	0.14	0	-0.09
	$\frac{\varphi}{3} = 8° 20'$	0°	0.56	0.53	0.49	0.44	0.37	0.30	0.60	0.43	0.28	0.16	0.05	-0.02
		10°	0.70	0.65	0.58	0.51	0.43	0.34	0.75	0.53	0.34	0.18	0.06	-0.02
		15°	0.80	0.73	0.65	0.56	0.47	0.38	0.86	0.60	0.38	0.20	0.07	-0.02
		20°	0.96	0.86	0.76	0.65	0.55	0.44	1.03	0.70	0.44	0.23	0.08	-0.02
	$\frac{2\varphi}{3} = 16° 40'$	0°	0.48	0.47	0.44	0.40	0.35	0.29	0.69	0.51	0.35	0.21	0.10	0.02
		10°	0.61	0.58	0.53	0.47	0.40	0.33	0.88	0.64	0.42	0.25	0.12	0.03
		15°	0.72	0.67	0.60	0.53	0.45	0.37	1.04	0.73	0.48	0.28	0.14	0.03
		20°	0.88	0.80	0.71	0.62	0.52	0.42	1.27	0.88	0.56	0.33	0.16	0.04
$\varphi = 25°$	0°	0.40	0.41	0.39	0.37	0.32	0.27	0.81	0.60	0.42	0.27	0.15	0.07	
	10°	0.53	0.52	0.48	0.44	0.38	0.31	1.07	0.77	0.51	0.32	0.18	0.07	
	15°	0.63	0.60	0.56	0.50	0.43	0.35	1.27	0.89	0.60	0.37	0.20	0.08	
	20°	0.79	0.74	0.67	0.59	0.50	0.41	1.60	1.10	0.77	0.43	0.23	0.10	
30°	0°	0°	0.60	0.54	0.48	0.41	0.33	0.26	0.48	0.33	0.19	0.08	0	-0.05
		10°	0.71	0.64	0.55	0.46	0.37	0.28	0.57	0.38	0.22	0.09	0	-0.06
		20°	0.89	0.78	0.67	0.55	0.44	0.33	0.71	0.47	0.27	0.11	0	-0.07
		25°	1.04	0.90	0.77	0.63	0.50	0.38	0.83	0.54	0.31	0.13	0	-0.08
	$\frac{\varphi}{3} = 10°$	0°	0.50	0.47	0.42	0.37	0.30	0.24	0.57	0.41	0.26	0.14	0.05	-0.01
		10°	0.61	0.56	0.50	0.42	0.34	0.27	0.69	0.49	0.31	0.18	0.06	-0.01
		20°	0.79	0.71	0.61	0.51	0.41	0.32	0.90	0.62	0.38	0.20	0.07	-0.01
		25°	0.95	0.84	0.72	0.60	0.48	0.37	1.08	0.73	0.45	0.23	0.08	-0.01
	$\frac{2\varphi}{3} = 20°$	0°	0.41	0.40	0.37	0.33	0.28	0.22	0.68	0.49	0.33	0.20	0.10	0.03
		10°	0.52	0.49	0.44	0.39	0.32	0.25	0.85	0.60	0.39	0.24	0.12	0.04
		20°	0.69	0.63	0.56	0.48	0.39	0.30	1.13	0.78	0.50	0.29	0.14	0.05
		25°	0.86	0.48	0.67	0.57	0.46	0.35	1.41	0.59	0.60	0.35	0.17	0.05
$\varphi = 30°$	0°	0.32	0.33	0.33	0.30	0.26	0.21	0.82	0.60	0.41	0.26	0.15	0.07	
	10°	0.42	0.42	0.39	0.35	0.30	0.24	1.07	0.76	0.50	0.31	0.17	0.08	
	20°	0.58	0.56	0.51	0.44	0.37	0.29	1.48	1.01	0.65	0.39	0.21	0.10	
	25°	0.75	0.70	0.62	0.53	0.44	0.34	1.92	1.26	0.79	0.47	0.25	0.12	
35°	0°	0°	0.54	0.49	0.42	0.35	0.27	0.20	0.43	0.29	0.17	0.07	0	-0.04
		10°	0.70	0.61	0.51	0.42	0.32	0.23	0.56	0.37	0.20	0.08	0	-0.05
		20°	0.88	0.75	0.62	0.50	0.38	0.27	0.70	0.45	0.25	0.10	0	-0.05
		30°	1.04	0.88	0.72	0.57	0.44	0.31	0.83	0.53	0.29	0.11	0	-0.06
	$\frac{\varphi}{3} = 11° 40'$	0°	0.44	0.41	0.37	0.31	0.25	0.18	0.53	0.38	0.24	0.13	0.05	0.00
		10°	0.60	0.53	0.46	0.38	0.29	0.21	0.72	0.49	0.30	0.16	0.06	0.00
		20°	0.77	0.67	0.57	0.46	0.35	0.25	0.93	0.62	0.38	0.19	0.07	0.00
		30°	0.94	0.81	0.67	0.54	0.41	0.30	1.13	0.75	0.44	0.23	0.08	0.00
	$\varphi = 35°$	0°	0.32	0.33	0.33	0.30	0.26	0.21	0.82	0.60	0.41	0.26	0.15	0.07
		10°	0.42	0.42	0.39	0.35	0.30	0.24	1.07	0.76	0.50	0.31	0.17	0.08
		20°	0.58	0.56	0.51	0.44	0.37	0.29	1.48	1.01	0.65	0.39	0.21	0.10
		25°	0.75	0.70	0.62	0.53	0.44	0.34	1.92	1.26	0.79	0.47	0.25	0.12

35°	2γ = 23° 20'	0°	0.35	0.34	0.32	0.28	0.22	0.17	0.81	0.47	0.32	0.19	0.10	0.04
		15°	0.49	0.46	0.41	0.34	0.27	0.20	0.92	0.64	0.41	0.23	0.12	0.04
		25°	0.66	0.60	0.52	0.43	0.33	0.24	1.24	0.83	0.52	0.30	0.14	0.05
		35°	0.83	0.73	0.62	0.51	0.39	0.29	1.56	1.02	0.62	0.35	0.17	0.06
	γ = 35°	0°	0.25	0.27	0.27	0.24	0.21	0.16	0.85	0.69	0.41	0.26	0.14	0.07
		15°	0.36	0.37	0.35	0.31	0.25	0.19	1.23	0.83	0.53	0.30	0.17	0.08
		25°	0.52	0.51	0.46	0.39	0.31	0.23	1.77	1.14	0.70	0.37	0.22	0.10
		35°	0.69	0.64	0.57	0.48	0.37	0.27	2.35	1.43	0.87	0.46	0.26	0.12
40°	0°	0°	0.49	0.44	0.37	0.29	0.22	0.15	0.39	0.26	0.15	0.06	0	-0.03
		15°	0.63	0.53	0.44	0.34	0.25	0.17	0.50	0.32	0.18	0.07	0	-0.03
		25°	0.76	0.64	0.52	0.40	0.29	0.19	0.51	0.38	0.21	0.08	0	-0.04
		35°	1.02	0.84	0.67	0.51	0.37	0.24	0.82	0.50	0.27	0.10	0	-0.05
	γ = 13° 20'	0°	0.40	0.36	0.31	0.25	0.20	0.14	0.51	0.35	0.22	0.12	0.05	0.00
		15°	0.52	0.46	0.39	0.31	0.23	0.16	0.63	0.45	0.27	0.14	0.05	0.01
		25°	0.65	0.56	0.46	0.36	0.27	0.18	0.83	0.55	0.32	0.16	0.06	0.01
		35°	0.92	0.77	0.62	0.48	0.35	0.23	1.18	0.78	0.44	0.22	0.08	0.01
	2γ = 26° 40'	0°	0.30	0.29	0.27	0.23	0.18	0.13	0.65	0.46	0.30	0.18	0.09	0.04
		15°	0.41	0.38	0.33	0.28	0.21	0.15	0.89	0.60	0.37	0.22	0.10	0.04
		25°	0.52	0.48	0.41	0.33	0.25	0.17	1.13	0.76	0.46	0.26	0.12	0.05
		35°	0.79	0.69	0.58	0.45	0.33	0.22	1.72	1.09	0.65	0.35	0.17	0.06
	γ = 40°	0°	0.18	0.21	0.22	0.20	0.16	0.12	0.89	0.61	0.40	0.25	0.14	0.07
		15°	0.28	0.29	0.28	0.24	0.19	0.14	1.30	0.84	0.52	0.30	0.16	0.08
		25°	0.35	0.37	0.35	0.29	0.23	0.16	1.74	1.07	0.65	0.36	0.19	0.09
		35°	0.59	0.58	0.51	0.42	0.31	0.21	2.94	1.68	0.95	0.52	0.26	0.11
45°	0°	0°	0.45	0.38	0.32	0.24	0.17	0.11	0.36	0.23	0.13	0.05	0	-0.02
		15°	0.56	0.47	0.37	0.28	0.19	0.12	0.45	0.28	0.15	0.06	0	-0.02
		30°	0.73	0.60	0.47	0.34	0.23	0.14	0.56	0.36	0.19	0.07	0	-0.03
		40°	0.99	0.79	0.61	0.45	0.30	0.18	0.79	0.47	0.24	0.09	0	-0.04
	γ = 15°	0°	0.35	0.32	0.27	0.21	0.14	0.10	0.48	0.33	0.20	0.10	0.04	0.01
		15°	0.45	0.39	0.32	0.25	0.18	0.11	0.61	0.40	0.25	0.12	0.05	0.01
		30°	0.55	0.52	0.42	0.31	0.22	0.13	0.75	0.54	0.31	0.15	0.06	0.01
		40°	0.88	0.72	0.57	0.42	0.29	0.17	1.20	0.74	0.43	0.21	0.08	0.01
	2γ = 30°	0°	0.25	0.25	0.22	0.19	0.14	0.09	0.64	0.44	0.28	0.16	0.08	0.03
		15°	0.33	0.31	0.27	0.22	0.16	0.10	0.84	0.56	0.34	0.19	0.09	0.03
		30°	0.48	0.43	0.36	0.28	0.20	0.13	1.23	0.77	0.46	0.25	0.11	0.04
		40°	0.74	0.64	0.52	0.39	0.27	0.17	1.89	1.15	0.66	0.34	0.16	0.06
	γ = 45°	0°	0.11	0.16	0.17	0.16	0.13	0.09	0.97	0.63	0.40	0.24	0.13	0.06
		15°	0.16	0.21	0.22	0.19	0.15	0.10	1.44	0.86	0.51	0.28	0.15	0.07
		30°	0.25	0.31	0.30	0.25	0.18	0.12	2.25	1.24	0.70	0.37	0.18	0.08
		40°	0.45	0.50	0.45	0.35	0.25	0.16	4.05	2.00	1.05	0.52	0.25	0.11
3	0°	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	14.60	5.12	2.29	1.08	0.50	0.21	
	15°	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	14.60	5.12	2.29	1.08	0.50	0.21	
	30°	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	14.60	5.12	2.29	1.08	0.50	0.21	
	40°	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	14.60	5.12	2.29	1.08	0.50	0.21	

9.4. EMPUJE ACTIVO DE TERRENOS ESTRATIFICADOS.—En los terrenos constituidos por estratos de diversas características se determinará el empuje total obteniendo la resultante de los empujes parciales correspondientes a cada uno de los estratos. A este efecto, cada uno de ellos se considerará como un terreno homogéneo, sobre cuya superficie superior actúa una carga igual a la suma de los pesos de los estratos superiores, más la que pueda existir sobre la superficie libre.

9.5. EMPUJE ACTIVO DE TERRENOS ANEGADOS.—En los terrenos permeables anegados, se calculará el peso específico aparente del terreno, teniendo en cuenta la disminución originada por el empuje ascensional del agua, que se valorará a partir del índice de huecos. El peso específico virtual γ' , de un terreno anegado viene dado por la fórmula:

$$\gamma' = \gamma \left(1 - \frac{n}{100} \right)$$

siendo γ el peso específico aparente del terreno seco, n el índice de huecos, en tanto por ciento, y γ_w el peso específico del agua.

Al empuje del terreno sobre el muro, calculado con el peso específico virtual γ' , se superpondrá el empuje hidrostático del agua.

Si el terreno está anegado solamente desde cierta profundidad f (figura 2), se procederá como en el caso de terrenos estratificados.

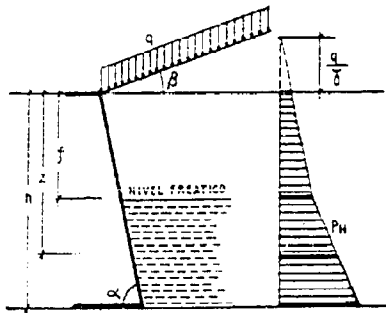


Figura 2

Las componentes horizontal p_H y vertical p_V de la presión sobre el muro, a una profundidad z por debajo del nivel freático, pueden calcularse con las fórmulas:

$$p_H = [\gamma(z-f) + \gamma f + q] \lambda_H + \gamma_w(z-f) \cos \alpha$$

$$p_V = [\gamma(z-f) + \gamma f + q] \lambda_V + \gamma_w(z-f) \sin \alpha$$

9.6. EMPUJE ACTIVO DE TERRAPLENES LIMITADOS POR DOS MUROS.— Cuando el terraplén esté limitado posteriormente por un muro paralelo a aquel sobre el que se calcula el empuje, y situado a distancia suficientemente pequeña para que la superficie que define el prisma de máximo empuje corte al muro posterior, se tendrá en cuenta la reducción de empuje debida a esta circunstancia, pudiendo determinarse el empuje mediante métodos gráficos derivados de las hipótesis de COULOMB. También puede utilizarse la reducción producida por el efecto de ensilamiento. En un silo, cuya sección horizontal tiene área A y perímetro u , la presión horizontal p_H sobre una pared vertical (figura 3) y la presión vertical p_V sobre una superficie horizontal, a la profundidad z , pueden calcularse mediante las fórmulas:

$$p_H = \gamma z_0 (1 - e^{-z/z_0}) \lambda_H$$

$$p_V = \gamma z_0 (1 - e^{-z/z_0})$$

siendo z_0 la profundidad crítica dada por la expresión:

$$z_0 = \frac{A}{u \lambda_V}$$

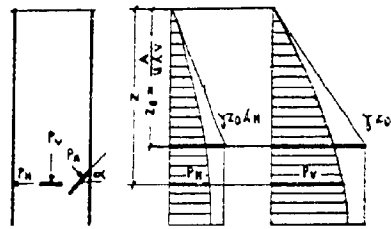


Figura 3

La presión normal p_N sobre una superficie inclinada, que forme un ángulo α con la horizontal (paredes de las tolvas), es:

$$p_N = p_H \operatorname{sen}^2 \alpha + p_V \cos^2 \alpha$$

Los valores de la función de presión $(1 - e^{-z/z_0})$ se dan en la tabla 9.3.

$z : z_0$	$1 - e^{-z/z_0}$	$z : z_0$	$1 - e^{-z/z_0}$	$z : z_0$	$1 - e^{-z/z_0}$
0.00	0.000	1.00	0.632	2.00	0.865
0.05	0.049	1.05	0.650	2.05	0.871
0.10	0.095	1.10	0.667	2.10	0.877
0.15	0.139	1.15	0.683	2.15	0.883
0.20	0.181	1.20	0.699	2.20	0.889
0.25	0.221	1.25	0.713	2.25	0.895
0.30	0.259	1.30	0.727	2.30	0.900
0.35	0.295	1.35	0.741	2.35	0.905
0.40	0.330	1.40	0.754	2.40	0.909
0.45	0.362	1.45	0.766	2.45	0.914
0.50	0.393	1.50	0.777	2.50	0.918
0.55	0.423	1.55	0.788	2.55	0.922
0.60	0.451	1.60	0.798	2.60	0.926
0.65	0.478	1.65	0.808	2.65	0.929
0.70	0.503	1.70	0.817	2.70	0.933
0.75	0.528	1.75	0.826	2.75	0.936
0.80	0.551	1.80	0.835	2.80	0.939
0.85	0.573	1.85	0.843	2.85	0.942
0.90	0.593	1.90	0.850	2.90	0.945
0.95	0.613	1.95	0.858	2.95	0.948
1.00	0.632	2.00	0.865	3.00	0.950

9.7. EMPUJE SOBRE ELEMENTOS AISLADOS.—En los elementos de construcción de pequeña anchura sometidos a empujes de tierras (figura 4), como por ejemplo los soportes semienterrados en una ladera, no basta calcular el empuje considerando la anchura del elemento.

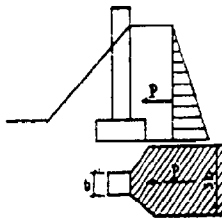


Figura 4

En general, se calculará el empuje correspondiente a una anchura triple de la de dicho elemento. No se contará con el empuje pasivo de las tierras situadas por delante del mismo.

9.8. EMPUJE PASIVO.—El cálculo del empuje pasivo mediante la teoría de Coulomb, que supone superficie de deslizamiento plana, da resultados que difieren bastante de los valores reales cuando se considera rozamiento entre terreno y muro.

En estos casos el empuje pasivo se obtendrá mediante super-

ficies de deslizamiento curvas, adoptando el valor que corresponda a la que dé valor mínimo. Como superficies de deslizamiento pueden adoptarse las formadas (figura 5) por una parte, CD, plana y otra, BC, cilíndrica, de directriz circular o espiral logarítmica.

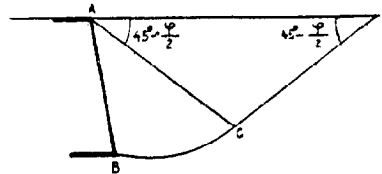


Figura 5

Hay que tener en cuenta que para que el empuje pasivo pueda actuar es necesario que se produzcan corrimientos de la estructura, no despreciables en general. Se debe actuar, pues, con suma prudencia en la estimación de la acción estabilizante de los empujes pasivos, no tomándola en consideración, a menos que se compruebe que los movimientos necesarios para provocarla son compatibles con las condiciones de servicio de la estructura y se tenga la seguridad de que el terreno permanecerá con sus características inalteradas.

II. Autoridades y Personal

NOMBRAMIENTOS, SITUACIONES E INCIDENCIAS

PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

ORDEN de 8 de febrero de 1963 por la que se nombra Presidente de la Ponencia de Financiación a don Antonio Barrera de Irimo.

Ilmo. Sr.: En cumplimiento de lo dispuesto en el artículo cuarto del Decreto 94/1962, de 1 de febrero, por el que se crea el cargo de Comisario del Plan de Desarrollo Económico,

Esta Presidencia del Gobierno, a propuesta del Ministro de Hacienda, ha tenido a bien nombrar Presidente de la Ponencia de Financiación a don Antonio Barrera de Irimo.

Lo que comunico a V. I. para su conocimiento y efectos oportunos.

Dios guarde a V. I. muchos años.
Madrid, 8 de febrero de 1963.

CARRERO

Ilmo. Sr. Comisario del Plan de Desarrollo Económico.

RESOLUCION de la Dirección General del Instituto Geográfico y Catastral por la que se concede la excedencia voluntaria en el Cuerpo Administrativo-Calculador a don Jesús Cereceda Soto.

Vista la instancia presentada por el Administrativo-calculador don Jesús Cereceda Soto en solicitud de que se le conceda el pase a la situación de excedente voluntario, por ha-

berle sido concedido el reingreso en el Cuerpo Administrativo del Catastro del Ministerio de Hacienda.

Esta Dirección General, de conformidad con la propuesta hecha por esa Sección de Personal, ha tenido a bien declarar a dicho funcionario en situación de excedente voluntario en el Cuerpo Administrativo-Calculador en las condiciones que determinan el artículo 57 del Reglamento vigente en este Instituto y el apartado a) del artículo noveno de la Ley de 15 de julio de 1954, entendiéndose esta situación a partir del día 1 del próximo mes de febrero.

Lo digo a V. S. para su conocimiento y efectos.

Dios guarde a V. S. muchos años.

Madrid, 29 de enero de 1963.—El Director general, Vicen-te Puyal.

Sr. Ingeniero Jefe de la Sección séptima (Personal).

RESOLUCION de la Dirección General de Plazas y Provincias Africanas por la que se concede la excedencia voluntaria a don José Juan Delgado y Fernández de Santaella, Farmacéutico del Servicio Sanitario de la Región Ecuatorial.

Accediendo a la petición formulada por don José Juan Delgado y Fernández de Santaella, Farmacéutico del Servicio Sanitario de la Región Ecuatorial,

Esta Dirección General, de conformidad con la propuesta de V. S. y con lo preceptuado en el artículo 19 del vigente estatuto del personal al servicio de aquella Administración regional, ha tenido a bien concederle la excedencia voluntaria en el expresado Servicio, sin derecho a haberes de ninguna clase y por un plazo superior a un año e inferior a diez, con efecti-